



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO CELDA DE COLUMNA,
DISEÑADO SEGÚN NCh2369 2023**

POR

Karina Belén Ramírez Figueroa

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

Profesor Guía

Rodrigo Silva Muñoz

Profesional Supervisor

Victor Aguilar

Marzo 2024

Concepción (Chile)

© 2024 Karina Belén Ramírez Figueroa

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

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a mis padres Carlos y Cecilia y a mi hermano Carlos, gracias a quienes he llegado donde estoy hoy en día.

A mis mejores amigas de la infancia, Antonia y Valentina, que siempre han sido un pilar fundamental en mi vida en todos los ámbitos. Nada sería lo mismo sin ustedes.

A María Paz, Sofía, Camila, Gabriela y Humberto por brindarme su amistad todos estos años. Sin duda nuestros recuerdos universitarios son algo que atesoraré por siempre.

A mi pareja, conocido coloquialmente como Beto, por acompañarme de cerca en todo.

Finalmente, a todos aquellos que aportaron su granito de arena estos últimos seis años.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Macrosteel por la estructura entregada para este estudio, al profesor Rodrigo Silva por el apoyo durante esta etapa y a los profesores Miguel Medalla y Cristian Urzúa, por su disposición a ayudar y los conocimientos entregados.

RESUMEN

A lo largo de la historia Chile ha sido reconocido por ser un país altamente sísmico, llegando a formar parte de la identidad colectiva de los chilenos. Desde la perspectiva de la ingeniería civil estos eventos hacen posible evaluar el comportamiento de las estructuras y, por tanto, ajustar y/o modificar las normas sismorresistentes, como la NCh 2369 “Diseño sísmo de estructuras e instalaciones industriales”, cuya primera edición fue oficializada el año 2003. Dentro de este contexto, el terremoto de Maule 2010 permitió identificar falencias en la normativa, lo que sumado a los nuevos conocimientos y herramientas de análisis, impulsaron su actualización, siempre considerando la filosofía de diseño industrial chilena basada en la sobrerresistencia y ductilidad moderada, donde los arriostramientos y pernos de anclaje desempeñan un rol fundamental en la disipación de energía. Esta actualización incorpora nuevas formas espectrales, cambios en los límites de compacidad y la aplicación de cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$, como criterio unificado para diseñar los miembros que no tienen como objetivo disipar energía.

El objetivo principal de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de un Edificio Celda de Columna, constituido en base a marco arriostrados concéntricamente (MAC). Para lograr esto, primero se diseñó de acuerdo con las disposiciones de la actualización de la NCh2369 y posteriormente se realizó un análisis no lineal de tiempo-historia considerando la no linealidad de los pernos de anclaje y arriostramientos para dos escenarios de demanda sísmica: nivel de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo probable (SMP).

Con el objetivo de seguir los lineamientos del diseño original, el diseño se realizó con un factor $R=3$ y un $I=1.0$, lo que resultó en una estructura con sobrerresistencia. Las diagonales se conformaron por perfiles cuadrados huecos HSS, debido a que cumplen de mejor manera con los nuevos límites de compacidad y se dimensionaron para que quedaran con un diseño lo más ajustado posible, sin embargo, estos límites de compacidad en muchos casos fueron los que controlaron el diseño. Por otro lado, la configuración de los pernos de anclaje queda controlada por un solo anclaje para cada tipo de columna, lo que deja sobredimensionado al resto de los anclajes. En el análisis no lineal, la estructura trabajó en su rango de sobrerresistencia, teniendo un uso moderado de la ductilidad. Los arriostramientos disipan considerablemente más energía que los pernos de anclaje en todos los casos, llegando a un promedio de participación de la disipación de energía de 30% y 47% para nivel SDI y SMP, respectivamente.

ABSTRACT

Throughout history, Chile has been recognized for being a highly seismic country, becoming part of the collective identity of Chileans. From the perspective of civil engineering, these events make it possible to evaluate the behavior of structures and, therefore, adjust and/or modify seismic-resistant standards, such as NCh 2369 "Seismic design of structures and industrial facilities," whose first edition was officially ratified in 2003. Within this context, the 2010 Maule earthquake identified shortcomings in the normative, which, combined with new knowledge and analysis tools, prompted its update, always considering the Chilean industrial design philosophy based on overstrength and moderate ductility, where bracing and anchor bolts play a fundamental role in energy dissipation. This update incorporates new spectral shapes, changes in compactness limits, and the application of seismic loads amplified by $0.7R \geq 1.0$, as a unified criterion for designing members that do not aim to dissipate energy.

The main objective of this work is to evaluate the seismic performance of a Column Cell Building, constituted based on concentrically braced frames (CBF). To achieve this, it was first designed according to the provisions of the NCh2369 update, and then a nonlinear time-history analysis was carried out considering the nonlinearity of anchor bolts and bracing for two seismic demand scenarios: design level (SDI) and maximum probable seismic level (SMP).

In order to follow the guidelines of the original design, the design was carried out with a factor $R=3$ and $I=1.0$, resulting in a structure with overstrength. The bracings were made up of hollow square profiles HSS, as they better comply with the new compactness limits and were sized to be as tight as possible, however, these compactness limits in many cases controlled the design. On the other hand, the configuration of the anchor bolts is controlled by a single anchor for each type of column, leaving the rest of the anchors oversized. In the nonlinear analysis, the structure worked in its overstrength range, with moderate use of ductility. Bracing dissipates considerably more energy than anchor bolts in all cases, with an average energy dissipation participation of 30% and 47% for SDI and SMP levels, respectively.

INDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Antecedentes históricos	1
1.2. Motivación	3
1.3. Objetivos	5
1.3.1. Objetivo general	5
1.3.2. Objetivos específicos.....	5
1.4. Edificio Celda de Columna	6
1.5. Organización del trabajo	7
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA	9
2.1. Introducción	9
2.2. Diseño estructural industrial en Chile	9
2.3. Cambios normativos.....	10
2.3.1. Filosofía de la actualización	10
2.3.2. Nuevas disposiciones	10
2.3.3. Capítulo 5: Análisis sísmico.....	10
2.3.4. Capítulo 6: Deformaciones sísmicas	11
2.3.5. Capítulo 8: Estructuras de acero.....	12
2.3.6. Capítulo 9: Estructuras de hormigón.....	14
2.4. Diseño lineal.....	14
2.4.1. Verificación de resistencia estructural.....	14
2.4.2. Verificación de serviciabilidad	15
2.5. Análisis no lineal	15
2.5.1. Modelo no lineal de arriostramientos verticales	21
2.5.2. Modelo no lineal de anclaje estructura-fundación	24

Índice de contenido

2.6. Conclusiones	26
CAPÍTULO 3. DISEÑO LINEAL	28
3.1. Introducción	28
3.2. Materiales	28
3.3. Estados de carga	28
3.3.1. Carga muerta	29
3.3.2. Carga viva.....	29
3.3.3. Carga de viento.....	30
3.3.4. Carga sísmica	31
3.3.5. Resumen cargas.....	34
3.4. Combinaciones de carga.....	35
3.5. Verificación esbeltez global y local.....	36
3.6. Verificación serviciabilidad.....	37
3.6.1. Verificación deflexiones	37
3.6.2. Verificación drift sísmico	38
3.7. Verificación resistencia estructural.....	39
3.8. Detalle anclaje estructura-fundación.....	41
3.9. Conclusiones	44
CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURAS.....	45
4.1. Introducción	45
4.2. Resultados	45
4.2.1. Deformación arriostramientos.....	45
4.2.2. Elongación pernos de anclaje.....	52
4.2.3. Energía disipada	54
4.2.4. Drift sísmico.....	55

Índice de contenido

4.2.5. Factor de utilización columnas sísmicas	58
4.2.6. Factores de desempeño sísmico	59
4.3. Conclusiones	63
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES.....	65
CAPÍTULO 6. REFERENCIAS	67
ANEXO A. CARGAS Y SECCIONES ESTRUCTURA	70
A.1. Cargas de diseño.....	70
A.2. Secciones resultantes del diseño lineal.....	74
ANEXO B. VERIFICACIÓN RESISTENCIA	78
B.1. Diseño con combinaciones sísmicas LRFD	78
B.2. Diseño con combinaciones sísmicas amplificadas por 0.7R1	81
ANEXO C. AMENAZA SÍSMICA	86
ANEXO D. MODELAMIENTO NO LINEAL	92
D.1. Arriostramientos verticales.....	92
D.2. Pernos de anclaje.....	94
ANEXO E. REGISTROS SISMICOS	96
ANEXO F. DESBALANCE.....	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Falla típica de pedestales. (Peña & Montecinos, 2020).....	4
Figura 1.2. Fluencia pernos de anclaje. (Soules et al., 2016).....	4
Figura 1.3. Rotura pernos de anclajes. (Montecinos, 2012).....	4
Figura 1.4. Falla arriostramiento por bloque de corte. (Montecinos, 2012)	4
Figura 1.5. Pandeo local y global arriostramiento XL. (Montecinos, 2012)	5
Figura 1.6. Fractura arriostramiento. (Peña & Montecinos, 2020).....	5
Figura 1.7. Vista general Edificio Celda de Columna.....	7
Figura 2.1. Esquema indicativo de cargas de diseño para miembros según comportamiento esperado (adaptado de Ortiz, 2023).....	15
Figura 2.2. Definición de función Ramp en software.	17
Figura 2.3. Peso sísmico con caso FNA.....	18
Figura 2.4. Incorporación de registros sísmicos en caso no lineal FNA a partir de cargas gravitacionales.....	18
Figura 2.5. Incorporación de registros sísmicos para caso de carga lineal modal.	19
Figura 2.6. Parámetros de modelación de y criterios de aceptación para diagonales según ASCE 41-17. (Fuente: ASCE, 2017).	20
Figura 2.7. Zona de rótula plástica en plancha gusset para pandeo de arriostramiento fuera del plano. (Fuente: Astaneh-Asl et al, 2006).....	22
Figura 2.8. Curva monotónica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales. ...	22
Figura 2.9. Curva histéretica para modelo tipo pivot para arriostramientos verticales.....	23
Figura 2.10. Esquema real pernos de anclaje (izquierda) y esquema a utilizar en software (derecha). (Adaptado de Urzua, 2015).	25
Figura 2.11. Curva envolvente fuerza-deformación para pernos de anclaje. (Fuente: Urzua, 2015). ..	26
Figura 3.1. Espectro de diseño norma NCh2369 2023 y 2003.	33
Figura 3.2. Drift sísmico entrepiso dirección X.....	38

Índice de figuras

Figura 3.3. Drift sísmico entrepiso dirección Y.....	39
Figura 3.4. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD.....	40
Figura 3.5. Factor de utilización columnas para cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1.	41
Figura 3.6. Disposición y nomenclatura de anclajes.	42
Figura 3.7. Detalle tipo anclajes para columnas HN25x50.1.....	43
Figura 3.8. Detalle típico anclajes para columnas IN 20x30.6.	43
Figura 4.1. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SDI.	47
Figura 4.2. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SDI.....	47
Figura 4.3. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SMP.	48
Figura 4.4. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SMP.	48
Figura 4.5. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SDI.	51
Figura 4.6. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SDI.....	51
Figura 4.7. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SMP.	52
Figura 4.8. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SMP.	52
Figura 4.9. Elongación porcentual de pernos según anclajes para nivel SDI.	53
Figura 4.10. Elongación porcentual de pernos según anclajes para nivel SMP.	54
Figura 4.11. Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SDI.	55
Figura 4.12. Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SMP.....	55
Figura 4.13. Drift de entre piso en dirección X para nivel SDI.	56

Índice de figuras

Figura 4.14. Drift de entre piso en dirección Y para nivel SDI.....	57
Figura 4.15. Drift entre piso dirección X para nivel SMP.....	57
Figura 4.16. Drift entre piso dirección Y para nivel SMP.....	57
Figura 4.17. Factor de utilización de columnas sísmicas para nivel SDI.....	58
Figura 4.18. Factor de utilización de columnas sísmicas para nivel SMP.	59
Figura 4.19. Factor de reducción de la respuesta por ductilidad para registros de nivel SDI.....	60
Figura 4.20. Factor de sobrerresistencia para registros de nivel SDI.....	60
Figura 4.21. Factor de reducción de la respuesta para registros de nivel SDI.	61
Figura 4.22. Factor de reducción de la respuesta por ductilidad para registros de nivel SMP.....	62
Figura 4.23. Factor de sobrerresistencia para registros de nivel SMP.....	62
Figura 4.24. Factor de modificación de la respuesta para registros de nivel SMP.....	63

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes históricos

Chile es reconocido mundialmente por ser un país altamente sísmico, que con el pasar del tiempo, ha pasado a formar parte de la identidad colectiva de los chilenos, quedando registrados en la cultura popular a través de la tradición oral.

Desde el terremoto de Concepción en 1570, el primer gran terremoto del país, registrado por cronistas, hasta la fecha, los efectos destructivos, ya sean parciales o masivos, han permitido la evaluación del comportamiento de nuestras estructuras a escala natural, generando así escenarios que obligan a replanteos y ajustes tanto en el marco regulatorio, como en los sistemas y tecnologías de construcción. Se debe hacer énfasis en que el proceso de regulación es solo un intento de delimitar concretamente, en un sentido determinista, la incertidumbre que un terremoto supone al ser fenómenos impredecibles tanto en ocurrencia como en magnitud y, por lo tanto, destrucción probable.

Un hito relevante en la historia de la regulación edilicia del país es el terremoto de diciembre de 1928 en la ciudad de Talca, el cual aceleró un proceso iniciado con anterioridad para impulsar la regulación en materia constructiva del país, que se materializa con la oficialización en 1936 de la Ley General de Urbanismo y Construcción (LGUC) y a la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción (OGUC), que según indica Barrientos (2016) no fueron los primeros instrumentos de regulación sísmica del país, más bien fueron instrumentos que sirvieron para la regulación de la edificación a nivel nacional. Entre los aspectos relevantes que incorporaba la Ordenanza, era el uso de coeficientes sísmicos para realizar un análisis estático (MI, 1936).

Una segunda etapa de la Ordenanza estuvo marcada por el terremoto de Chillán de 1939, lo que motivó a modificar la OGUC en un proceso que duró 10 años hasta su oficialización en el año 1949, y que destaca en la incorporación del método “dinámico” para el cálculo estructural (MOP, 1949). Asimismo, el terremoto de Chillán aceleró la fundación de la Corporación de Fomento a la Producción (CORFO), la que tenía como objetivo estimular la formación y consolidación de la industria y su producción nacional, y desde donde surgieron la Empresa Nacional de Electricidad (ENDESA) en 1944, la Compañía de Acero del Pacífico (CAP) en 1946 y la Empresa Nacional de Petróleos S.A. (ENAP) en 1950.

Otro hito relevante fue la fundación en 1944 del Instituto de Investigaciones Tecnológicas y Normalización (INDITECNOR), patrocinado por la CORFO, que tuvo como objetivo el estudio de normas y en la promoción de la normalización a través del desarrollo en la investigación y difusión de estudios. Desde el INDITECNOR emanaron normas específicas, por ejemplo, para los materiales de construcción como el acero y el hormigón. En 1959, el instituto ordenó la creación de un comité de expertos para actualizar la Ordenanza, lo que concluyó con la oficialización de la NCh 433Of72 *Cálculo Antisísmico de Edificios*. Esta norma marcó un hito al proclamar la especialización de la disciplina que estudia el problema sísmico y sus efectos en los edificios.

Por otro lado, en el sector industrial entre 1946 y 1948 se realiza en Nueva York el proyecto de la Planta de Acero Huachipato, para el cual se tuvo que obtener un crédito del Eximbank, el cual, dentro del contrato firmado con CORFO, exigía contar con servicios de técnicos experimentados estadounidenses para el proyecto, construcción y operación de la planta. Sin embargo, esta era la primera industria pesada construida en zona de alta sismicidad sobre suelo arenoso y como no se tenía experiencia sísmica, ya que la industria siderúrgica estadounidense estaba ubicada en zonas no sísmicas del este, se decidió contratar a los ingenieros Rodrigo Flores y Elías Arze para asesorar el diseño sísmico, teniendo en cuenta que ellos ya contaban con los conocimientos de la ingeniería sismorresistente chilena para edificios. De este modo en Huachipato se organiza el primer departamento de ingeniería multidisciplinaria en Chile, con profesionales nacionales y extranjeros, siendo así un polo de desarrollo e innovación de la ingeniería chilena (Monsalvez et al, 2014). Se cree que a partir de esta experiencia se desarrollaron métodos de diseño antisísmicos, que probablemente sentaron las bases de la práctica de diseño industrial actual.

Décadas después y gracias al esfuerzo de muchos años, en 2003 se oficializó la primera normativa de diseño sísmico industrial en Chile, denominada NCh2369. Esta norma recoge la experiencia acumulada durante 40 años y se basa primordialmente los terremotos de 1960 y el de la zona central en 1985, y también rescata las prácticas estadounidenses contenidas en *las Seismic Provision for Structural Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings (AISC, 1999)*.

El presente trabajo se enmarca en el proceso de actualización de la norma NCh2369, el que comenzó en 2014 y culminó con la puesta en vigencia de la norma en el año 2023, y que incluye la modificación de algunos aspectos que obsoletos de la norma antigua, en conjunto con un comportamiento no deseado observado en el terremoto de Maule 2010. Además, el objetivo es rescatar la filosofía de diseño histórica e incorporar nuevas tecnologías y actualizaciones según el estado del arte actual.

1.2. Motivación

El terremoto de Maule 2010 afectó a la zona comprendida entre las regiones de Valparaíso y Biobío, la que alberga a un 75[%] de la población del país y gran parte de la actividad industrial no relacionada a la minería, entre ellas plantas de producción de celulosa, papeleras, siderurgias, plantas de producción de cemento, instalaciones de almacenamiento y refinación de combustible, plantas de generación termoeléctrica, puertos de carga, bodegas de producción de vinos, etc.

A pesar de las restricciones de acceso a las instalaciones industriales y la limitada difusión de los daños, se pudo observar que la industria tuvo un buen desempeño frente al terremoto y en general el daño estructural severo fue relativamente escaso.

Dentro del comportamiento estructural se pudo apreciar la falla por corte de pedestales de hormigón, como se muestra en la **Figura 1.1**, que se debe a la mala o deficiente colocación de refuerzo transversal, y también se puede atribuir al cabeceo de la columna debido a la elongación de los pernos de anclaje. Se pudo apreciar también, con bastante frecuencia, la fluencia de pernos de anclaje en estructuras y equipos (véase **Figura 1.2**), lo que se pudo lograr debido al largo expuesto utilizando de sillas de anclaje, lo que fue destacado y recomendado por Soules et al. (2016). También, como se muestra en la **Figura 1.3**, se observaron pernos de anclaje fracturados. Las conexiones de las diagonales igual sufrieron daños, por ejemplo, fallas por bloque de corte en los arriostramientos (véase **Figura 1.4**), fracturas en los arriostramientos, pandeo y fractura de planchas gusset. Estas fallas se atribuyen a que las conexiones estaban mal diseñadas y/o se detallaron para el 50 [%] o 75[%] de la capacidad en tracción de la sección, ya que es un criterio que ha variado con el tiempo, como indica Montecinos (2010) y también debido a que las conexiones no se diseñaban con cargas de compresión, lo que era una práctica equivocada. Otra falla estructural importante fue la inestabilidad de los arriostramientos esbeltos, donde se pudo apreciar diagonales con pandeo local y pandeo global, en donde los perfiles tipo estrella XL, ampliamente utilizado en la industria, no tuvieron un comportamiento óptimo (véase **Figura 1.5**). Además, algunos arriostramientos pandearon en una cantidad de ciclos tal, que hubo fractura, como se puede apreciar en la **Figura 1.6**. Cabe destacar que el pandeo de los diagonales en compresión es un comportamiento buscado, ya que se disipa energía, pero es importante que este pandeo sea estable para evitar la fractura. En Montecinos (2012) y Soules et al. (2016) se presenta de manera más acabada y depurada el comportamiento de la industria para el evento de Maule 2010.



Figura 1.1. Falla típica de pedestales. (Peña & Montecinos, 2020)



Figura 1.2. Fluencia pernos de anclaje. (Soules et al., 2016)



Figura 1.3. Rotura pernos de anclajes. (Montecinos, 2012)



Figura 1.4. Falla arriostamiento por bloque de corte. (Montecinos, 2012)



Figura 1.5. Pandeo local y global arriostramiento XL. (Montecinos, 2012)



Figura 1.6. Fractura arriostramiento. (Peña & Montecinos, 2020)

Otro tema relevante es la actualización del espectro de diseño de la norma antigua, el cual tenía un carácter empírico, ya que nace de las observaciones realizadas por Blume de las estructuras dañadas y no dañadas en la planta de Huachipato para el terremoto de 1960. Este espectro era *ad hoc* para representar la demanda de corte basal que se quería imponer a una estructura, pero no representaba la naturaleza física del problema: el espectro depende solo de las características geotécnicas del suelo y no de la respuesta de las estructuras.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

El objetivo principal de la memoria es evaluar el desempeño sísmico de un Edificio Celda de columna, constituido en base a marco arriostrados concéntricamente (MAC) y diseñado según las disposiciones de la de norma NCh2369 2023, considerando la no linealidad de los pernos de anclaje y de los arriostramientos.

1.3.2. Objetivos específicos

- Diseñar un Edificio Celda de columna utilizando las disposiciones de la norma NCh 2369 2023 (INN,2023).

- Realizar un análisis no lineal de tiempo-historia considerando la no linealidad de los pernos de anclaje y arriostramientos, para dos escenarios de demanda sísmica: nivel de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo probable (SMP).
- Obtener la deformación media de los arriostramientos por nivel para ambos escenarios sísmicos.
- Comparar la deformación con los criterios de aceptación indicados en la normativa.
- Calcular la elongación de los pernos de anclaje para ambos escenarios de demanda sísmica.
- Cuantificar el aporte de energía disipada por los pernos de anclaje y los arriostramientos para ambos escenarios de demanda sísmica.
- Estimar el *drift* de entrepiso de las estructuras para ambos escenarios de demanda sísmica.
- Estimar el factor de utilización de las columnas para ambos escenarios de demanda sísmica
- Estimar y analizar el factor de reducción de la respuesta por ductilidad $R\mu$, el factor de sobrerresistencia Ω y factor de reducción de la respuesta R de la estructura.

1.4. Edificio Celda de Columna

El Edificio Celda de Columna está estructurado en base a marcos arriostrados en ambas direcciones y tiene un largo de 10.5 (m), ancho de 7.5 (m) y una altura de 18.06 (m) hasta la cumbre (Figura 1.1). Esta estructura consta de 4 niveles de plataformas cuyas funciones son de inspección y acceso, y sirve de cubierta para celda de columna y de soporte para equipos que proveen su funcionamiento. A partir del último nivel hasta la cumbre, la estructura está cubierta exteriormente (Figura 1.2.). Los arriostramientos verticales están dispuestos en X y en V o V invertida según el caso. Existen también columnas zipper que permiten distribuir las cargas desbalanceadas de los arriostramientos del nivel inferior dispuestos en V invertida.

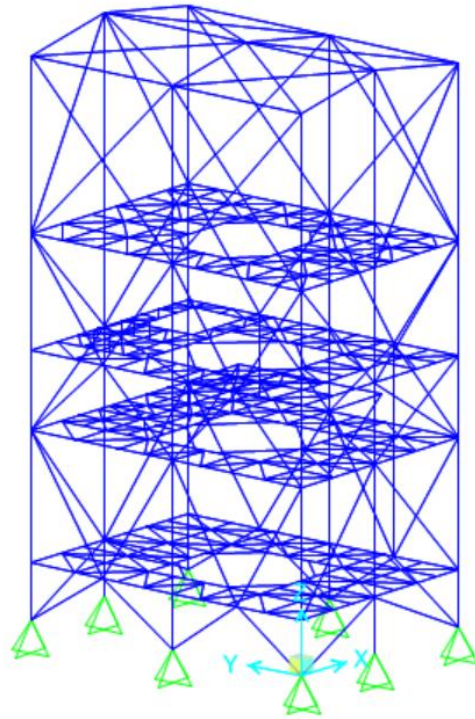


Figura 1.7. Vista general Edificio Celda de Columna.

1.5. Organización del trabajo

Este trabajo se organiza en 5 cinco capítulos que se describen brevemente a continuación.

El Capítulo 1: Introducción, se indican los antecedentes históricos sobre la normativa antisísmica en el país, seguidos de la motivación de este trabajo, los objetivos generales y específicos y la organización de la memoria.

El Capítulo 2: Marco teórico y metodología, se presenta la filosofía de diseño estructural histórica, seguido de los cambios normativos más relevantes para este trabajo. Luego se presentan los aspectos relevantes del diseño lineal y todos los aspectos del diseño no lineal, entre ellos, la metodología de análisis, factores y valores a analizar y el modelamiento no lineal de pernos de anclaje y arriostramientos.

El Capítulo 3: Diseño lineal, se presentan todos los antecedentes del diseño lineal, cargas, combinaciones, verificaciones de resistencia y serviciabilidad, y el detalle de la conexión estructura-fundación.

El Capítulo 4: Evaluación Desempeño Estructuras, se presenta la evaluación del desempeño para la estructura a partir de un análisis no lineal dinámico del tiempo historia.

El Capítulo 5: Conclusiones, se presenta las principales observaciones y conclusiones del trabajo junto con las limitaciones y recomendaciones futuras.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA

2.1. Introducción

En este capítulo se presentan las bases y filosofía del diseño estructural industrial en Chile. Posteriormente se describen los cambios de la NCh2369 Of.2003 (INN, 2003) a la NCh2369 2023 (INN, 2023), enfocándose en las disposiciones generales, análisis sísmico y estructuras de acero con énfasis en los marcos arriostrados concéntricamente. Además, se presentan los aspectos relevantes del diseño lineal y las verificaciones que se deben realizar. Por último, se describe la metodología para realizar el análisis dinámico no lineal y se presenta el modelamiento no lineal arriostramientos y pernos de anclaje.

2.2. Diseño estructural industrial en Chile

Las disposiciones de la norma NCh2369 están orientadas al cumplimiento de dos objetivos: la protección de la vida en la industria y la continuidad de operación de la industria. Siguiendo esto, es necesario asegurar un comportamiento dúctil de los elementos diseñados como fusibles, que en Chile corresponden a los pernos de anclaje y arriostramientos en los marcos arriostrados. Por otra parte, un diseño idóneo sería aquel que evita estructuraciones con altas asimetrías en masa y rigidez, sin embargo, dados los requisitos de las estructuras muchas veces esto no es posible, resultando en estructuras con alta redundancia e hiperasticidad.

En términos de estructuración, el sistema más comúnmente utilizado en la industria son los Marcos Arriostrados Concéntricamente (MAC), que en ocasiones se combina con Marcos Resistentes a Momento (MRM).

La filosofía de diseño estructural industrial en Chile busca proveer una considerable sobrerresistencia y una ductilidad moderada, con la intención de hacer un uso limitado o nulo de dicha ductilidad, trabajando siempre en el rango de sobrerresistencia, ya que hacer uso de esa ductilidad siempre conduce a requerimientos de reparaciones, pudiéndose comprometer la continuidad de operación en la industria. Sin embargo, dado que se desconocen los futuros eventos sísmicos, es importante dotar a la estructura de ductilidad y no depender exclusivamente de la sobrerresistencia.

2.3. Cambios normativos

2.3.1. Filosofía de la actualización

En la comunidad ingenieril existe un consenso sobre el buen comportamiento de las estructuras industriales en terremotos pasados, por lo tanto, la actualización de la norma es un manifiesto que reconoce la exitosa experiencia previa y que busca incorporar nuevos conocimientos y nuevas herramientas de análisis, de modo que los ajustes sigan conversando con nuestra realidad y así mejorar el desempeño estructural. Dicho esto, el objetivo primordial de la actualización es realizar ajustes necesarios para mantener los objetivos tradicionales de protección de la vida en la industria y de continuidad de operación de la industria.

La filosofía de la actualización busca lograr un buen comportamiento frente a sismos más exigentes que los ocurridos en los últimos 50 años en el país, manteniendo la filosofía de diseño tradicional que se basa en una considerable sobrerresistencia y ductilidad moderada. También, se desea precisar las disposiciones de análisis, y así eliminar las interpretaciones, a veces erróneas, por parte de los usuarios de la norma.

2.3.2. Nuevas disposiciones

La nueva norma consta de 14 capítulos y 6 anexos. Desde el capítulo 1 al 10 se mantienen los alcances tradicionales. El capítulo 11 corresponde a Estanques, chimeneas y equipos generales, el capítulo 12 corresponde a estructuras específicas, el capítulo 13 a Estructuras marítimas de tipo Muelle transparente y el capítulo 14 a Sistema de generación y transmisión de energía eléctrica.

A continuación, se van a explicar los cambios más significativos de la norma, en lo que compete al presente trabajo, presentándose en el orden en que aparecen en la norma.

2.3.3. Capítulo 5: Análisis sísmico

La demanda sísmica de diseño ya no se divide en sus diferentes direcciones en función de las combinaciones de carga o de los miembros evaluados, sino que se definen siempre por combinaciones lineales de sus tres componentes ortogonales (E_x , E_y , E_z), en donde el efecto de las aceleraciones sísmicas verticales se debe considerar en todos los casos, a diferencia de la versión anterior en la cual se debía considerar para casos específicos. Las cuatro combinaciones lineales que se indican en la norma deben ser evaluadas de manera independiente.

Se adoptan nuevas formas espectrales, denominadas espectros de referencia, que provienen de una estimación formal de la amenaza sísmica uniforme a nivel país, y representan de manera razonable un nivel de amenaza sísmica mínimo y adecuado en el contexto de diseño estándar. Estos espectros consideran un nivel de amenaza consistente con un periodo de retorno medio de 475 años para una razón de amortiguamiento crítico de 5%.

Además, los espectros pueden ser utilizados en diversos tipos de análisis y no únicamente para la determinación de la demanda de fuerzas sísmicas para el diseño. Un aspecto relevante, es que reconocen la clasificación de suelos más actualizada, incorporando propiedades dinámicas, como lo son la velocidad de propagación de ondas de los 30 metros superiores del suelo y el periodo predominante de vibración del sitio. También consideran tanto la sismicidad interplaca como intraplaca y modelos de movimiento de suelo reconocidos por la comunidad internacional. Una característica importante del espectro es que, en la zona de periodos cortos, el coeficiente sísmico máximo indicado en la versión anterior de la norma se convierte ahora en el coeficiente sísmico mínimo de la nueva versión, debido a que históricamente el espectro consideraba muy bien la contribución del efecto interplaca, pero no así el efecto intraplaca, lo cual hace subir al espectro.

Por otro lado, el factor de modificación de respuesta, R , y el amortiguamiento crítico horizontal, ξ , se disponen en una tabla única para facilitar su uso. La norma ahora establece explícitamente que los valores propuestos de R son máximos y que su aplicabilidad debe ser juzgada críticamente, y que, dependiendo de los niveles de desempeño esperados, puede requerirse la aplicación de valores menores.

2.3.4. Capítulo 6: Deformaciones sísmicas

En cuanto a la verificación de las deformaciones, ahora se realiza directamente con el espectro elástico de referencia en lugar del espectro de diseño amplificado por R , ya que el espectro representa bien la demanda de corte basal que se quería imponer. Además, se establece un límite máximo para el cual se puede considerar una excepción de los límites clásicos de drift sísmico para aquellas estructuras o niveles en los cuales no se vea comprometida la continuidad de operación. Se permite considerar el límite igual al doble del límite que se expresa en la norma.

2.3.5. Capítulo 8: Estructuras de acero

El capítulo 8 comprende cambios conceptuales profundos que se han extendido al resto de los capítulos relacionados, lo que permite tener un documento coherente y con una gran cohesión con los objetivos que quiere cumplir.

En primer lugar, ahora se considera cómo fuente exclusiva a las disposiciones del capítulo 8 para las tipologías cubiertas en él. Anteriormente, la norma consideraba el uso de las *Seismic Provision for Structural Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings* (AISC, 1999) y alternativamente se permitía el uso las disposiciones de su capítulo 8 y del anexo B. Esto generaba un conflicto en la filosofía, ya que los estadounidenses orientan su diseño para proveer una alta ductilidad, con valores de R grandes, lo que implica un detallamiento más exigente. Para otro tipo de tipologías, no cubiertas por el capítulo 8 se puede utilizar el AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2016) con un valor máximo de $R=5$ y de $\xi=5$ [%], para así no tener estructuras excesivamente dúctiles o flexibles.

Ahora se reconoce que los elementos destinados a disipar energía (fusibles sísmicos), son los únicos en los que se debe esperar el desarrollo de deformaciones inelásticas. Entonces, los elementos fusibles deben diseñarse utilizando cargas sísmicas reducidas por el factor R , en este caso pernos de anclaje y arriostramientos verticales. Por otro lado, los elementos que no se espera ni se desea que salgan de rango elástico deben ser diseñados para cargas mayores, para lo cual se utiliza un factor de amplificación general de las cargas sísmicas reducidas amplificadas por un factor $0.7R1 \geq 1.0$, donde $R1$ es el factor de modificación efectivo de la estructura. Este factor de amplificación en análogo a diseñar los elementos no fusibles con un factor de $R=1.5$, lo que es representativo de un nivel de demanda fundamentalmente elástico. Si bien este concepto de diseño basado en sobrerresistencia ya estaba incorporado en algunas disposiciones de la norma anterior, amplificando las cargas sísmicas reducidas por valores de $0.5R$, $0.7R$, 1.5 , 2 , etc., la actualización ha estandarizado el criterio de diseño por sobrerresistencia estableciendo un valor único para todos los casos en que dicho criterio deba ser aplicado.

La norma anterior requería el diseño por sobrerresistencia para las columnas únicamente para el caso de marcos rígidos con compresión predominante y limitaba las exigencias en arriostramientos verticales de marcos arriostrados concéntricamente a un máximo de un 80 [%] de utilización. Como bien indica Peña & Urzúa (2019), esta limitación podía conducir a diseños donde las columnas

estuvieran más ajustadas que las diagonales, lo cual empeoraba si los arriostramientos se definían por criterios de compacidad local y esbeltez global en lugar de resistencia. Esto llevaba a que la primera falla fuera un pandeo en compresión de la columna, provocando el colapso de la estructura y la reducción de fuerza sísmica esperada del diseño. Ahora se exige que las columnas se diseñen con cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R1 \geq 1.0$, ya que son elementos controlados por fuerza no fusibles. Además, se elimina el requisito del 80 [%] de utilización para las columnas.

Para las conexiones, se establece explícitamente que deben ser diseñadas para capacidad esperada en compresión y tracción de la diagonal, indicadas en la norma, pero la fuerza de diseño no necesita ser mayor a la carga proveniente de las combinaciones con carga sísmica reducida amplificadas por $0.7R1 \geq 1.0$.

En configuraciones con arriostramientos en V o V invertida, así como en configuraciones en X, la viga o puntal se debe diseñar para el desbalance que resulta cuando la diagonal comprimida presenta su capacidad residual y la diagonal traccionada presenta su capacidad esperada. Sin embargo, estas cargas no necesitan ser mayores que aquellas determinadas con las combinaciones en donde la carga sísmica horizontal reducida ha sido amplificadas por $0.7R1 > 0$. Esta condición garantiza que la viga o puntal produzca un acoplamiento post pandeo de las diagonales, permitiendo así la disipación de energía a través de las diagonales y brindando protección a las columnas.

Por último, se incorporan nuevos límites de ancho/espesor que considera las propiedades esperadas del acero y que coinciden con los límites establecidos para sistemas de ductilidad moderada del ASCE 341-16. Estos límites tienen como objetivo garantizar a nivel de elemento que pueda desarrollar su capacidad flexural plástica y sostener una capacidad hasta aproximadamente cuatro veces la deformación de fluencia y a nivel de miembro tiene como objetivo garantizar el desarrollo del momento plástico y al menos una rotación 0.02 radianes (Schafer, 2020). Estos cambios en los límites implican que la gran mayoría, si no todos, los perfiles ángulo L utilizados en los arriostramientos tipo estrella X no cumplan dichos límites. Por lo tanto, se vuelve inminente la migración a otro tipo de perfiles, lo cual está justificado por el deficiente comportamiento que se observó en el terremoto de Maule 2010, como se había indicado anteriormente.

2.3.6. Capítulo 9: Estructuras de hormigón

En este capítulo se incorporaron requisitos específicos que tienen por finalidad que los pedestales de bases de columnas no sean tratados como elementos fusibles, permitiendo así la plastificación de los pernos de anclaje para la disipación de energía.

2.4. Diseño lineal

El diseño lineal consta de la verificación de la resistencia estructural de los distintos miembros y la serviciabilidad de la estructura.

2.4.1. Verificación de resistencia estructural

La verificación de resistencia estructural se realiza según la NCh427/1 Of.2016, *Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios* (INN, 2016), según el método de Factores de carga y resistencia (LRFD). Se incluye el diseño de la conexión columna-pedestal y la verificación de relaciones ancho/espesor y esbeltez global de los perfiles, esto último con el objetivo de asegurar un pandeo global estable. La norma NCh2369 2023 establece las cargas específicas con las que se debe diseñar cada miembro según su objetivo individual dentro de la estructura.

A continuación, se indican las cargas a utilizar en el diseño de los miembros estructurales:

- Las columnas sísmicas se diseñan para las combinaciones que tengan las cargas sísmicas amplificadas por $0.7R1 \geq 0$, pues se espera que estas tengan un comportamiento elástico tal que permitan que las diagonales disipen energía de manera estable.
- Las diagonales y los pernos de anclaje se diseñan para las combinaciones sísmicas LRFD, pues son fusibles sísmicos.
- En caso de que las diagonales que llegan a las vigas puntales incurrieren en el rango no lineal, estas vigas se deben diseñar por desbalance plástico.
- Las conexiones de diagonales sísmicas se deben diseñar para el menor de los valores entre las cargas provenientes de combinaciones con carga sísmica amplificada por $0.7R1 \geq 0$ y la capacidad esperada de las diagonales en tracción y compresión. Además, la resistencia requerida no debe ser menor que la mitad de la capacidad esperada del miembro.

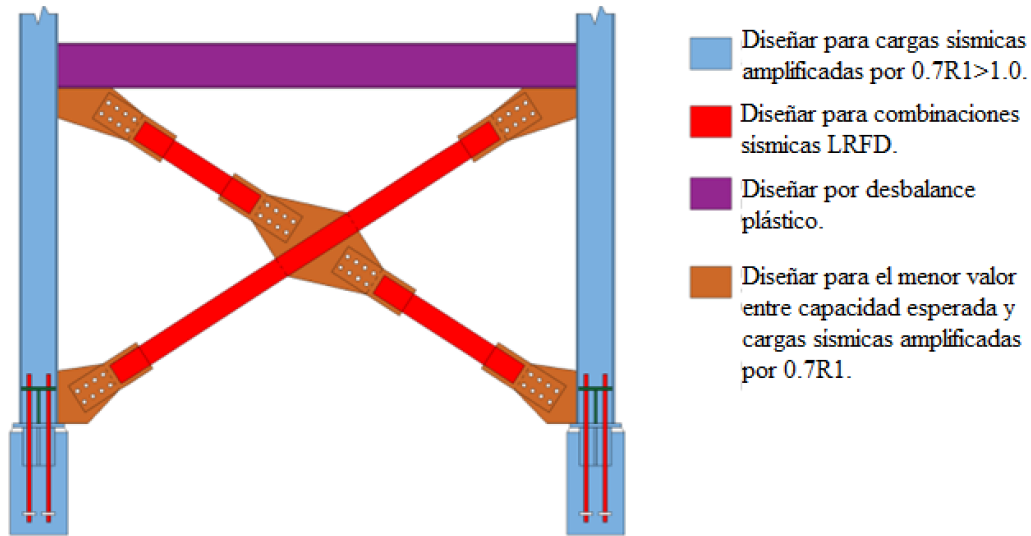


Figura 2.1. Esquema indicativo de cargas de diseño para miembros según comportamiento esperado (adaptado de Ortiz, 2023).

2.4.2. Verificación de serviciabilidad

Las verificaciones de serviciabilidad consideran la determinación de las deflexiones de las vigas por cargas gravitacionales L y $D+L$, donde el límite establecido es de $L/300$. Además, se verifica el drift lateral debido a las cargas sísmicas evaluadas con el espectro de referencia elástico.

2.5. Análisis no lineal

Para evaluar el desempeño sísmico de la estructura se desarrollan análisis dinámicos no lineales del tipo tiempo-historia.

Dado que las propiedades dinámicas de la estructura (periodos naturales de vibración y masas modales correspondientes) son en general bastante rígidas, similares entre sí y colectan más del 90% de la masa, se considera como periodo de ajuste único un valor de $T = 0.25$ [s]. Luego, según lo indicado en la norma, para este periodo se selecciona y ajusta un set 11 registros para cada nivel de amenaza, es decir, un set de 11 registros consistente con el espectro objetivo a nivel de diseño SDI donde se considera un 10[%] de probabilidad de excedencia en 50 años (475 años de periodo de retorno medio) y otro set consistente con el espectro objetivo a nivel máximo SMP que considera un 10[%] de excedencia en 100 años (975 años de periodo de retorno medio). Con esto se estima un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento de los sistemas estructurales, el cual se ha definido como la vecindad del sector industrial de la Planta Puerto Chungo, Región de

Antofagasta, Chile. Para la selección de registros se considera la metodología de escalamiento espectral de NCh2369 2023 considerando un espectro objetivo de amenaza uniforme. El procedimiento detallado se presenta en el **Anexo C** y los registros utilizados se presentan en el Anexo E.

Para el análisis se considerarán los registros para la *bracketed-duration* o duración acotada (Bolt, 1999) definida como el intervalo de tiempo entre el primer y último instante de tiempo en que se cruza por una aceleración de 0.05 [g]. Dado que gran parte de la energía se genera en un lapso corto de tiempo y, además, parte del registro corresponde a ruido y replicas, la utilización de esta duración acotada se justifica.

Para efectos de modelo estructural no se ha considerado la interacción suelo-estructura, fricción a nivel material ni fricción en los miembros estructurales, por lo que se utiliza una razón de amortiguamiento crítico igual al 3%.

Para realizar los análisis, se incluyen en el modelo los arriostramientos, pernos de anclaje y pedestal de hormigón utilizando elementos del tipo Link, con propiedades lineales y no lineales, los cuales se detallarán en secciones posteriores. Además, como se va a realizar un análisis de desempeño, se consideran las propiedades esperadas de los materiales, y para la verificación del diseño de columnas se utiliza un factor de minoración de carga $\phi=1$ para todos los estados límites.

El análisis utilizado es el no lineal modal tiempo historia, en particular el método Fast Nonlinear Analysis (FNA), que viene incorporado en el software estructural SAP2000 (CSI,2017). Este método es particularmente eficiente cuando una estructura es esencialmente lineal elástica y presenta un número limitado de elementos no lineales predefinidos, en este caso los pernos de anclaje y los arriostramientos verticales. El análisis modal se realiza por medio de los vectores de Ritz en el cual se consideran los 50 primeros modos, cuyos vectores iniciales corresponden a las cargas gravitacionales, muerta D y viva L, los links que tienen masas concentradas en sus extremos y por último aceleraciones en tres direcciones ortogonales. El peso sísmico con el que se realiza en análisis modal es el siguiente

$$D + 0.25L \quad (2.1)$$

Debido a que un análisis FNA solo puede continuar desde otro análisis FNA, las cargas gravitacionales previo al análisis dinámico, se deben aplicar de manera quasi-estática con un gran amortiguamiento

para así no excitar el comportamiento dinámico. Para realizar esto, se debe definir una función tiempo historia tipo Ramp, la cual aumenta linealmente desde cero hasta uno en un intervalo de tiempo largo comparado al primer modo de vibración de la estructura, y se mantiene constante por un intervalo de tiempo igual anterior, como se puede apreciar en la **Figura 2.2**. Luego se define un caso FNA, en el cual se aplican los patrones de carga gravitacionales usando la función Ramp, definida anteriormente, usando un paso de tiempo pequeño, asegurando que el tiempo total es por lo menos dos veces el tiempo definido en la función Ramp, y utilizando un gran amortiguamiento modal, en este caso 0.999 (véase **Figura 2.3**).

Posteriormente, a partir del caso FNA definido anteriormente, se define un nuevo caso FNA, que incorpora los tres registros sísmicos ortogonales de un mismo evento, los cuales se incorporan como función tiempo-historia, y se multiplican por el respectivo factor de escalamiento, según indica el estudio de amenaza sísmica (véase **Figura 2.4**).

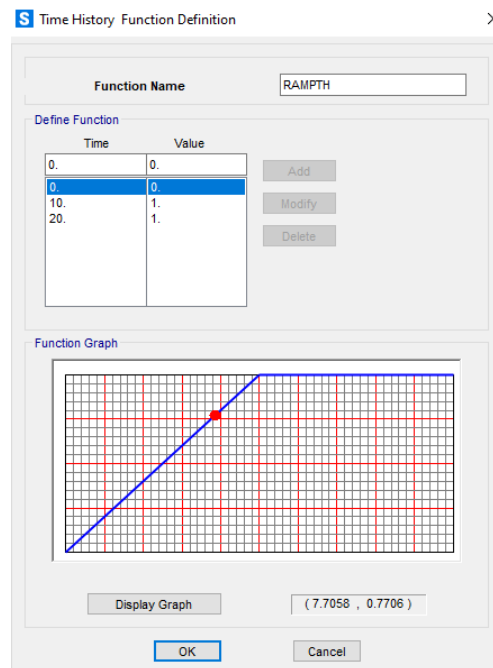


Figura 2.2. Definición de función Ramp en software.

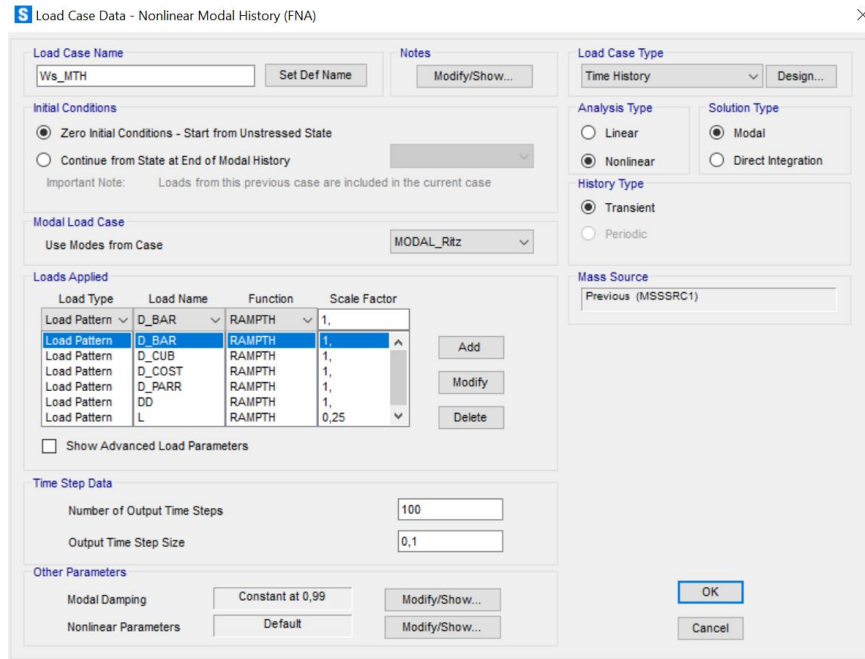


Figura 2.3. Peso sísmico con caso FNA.

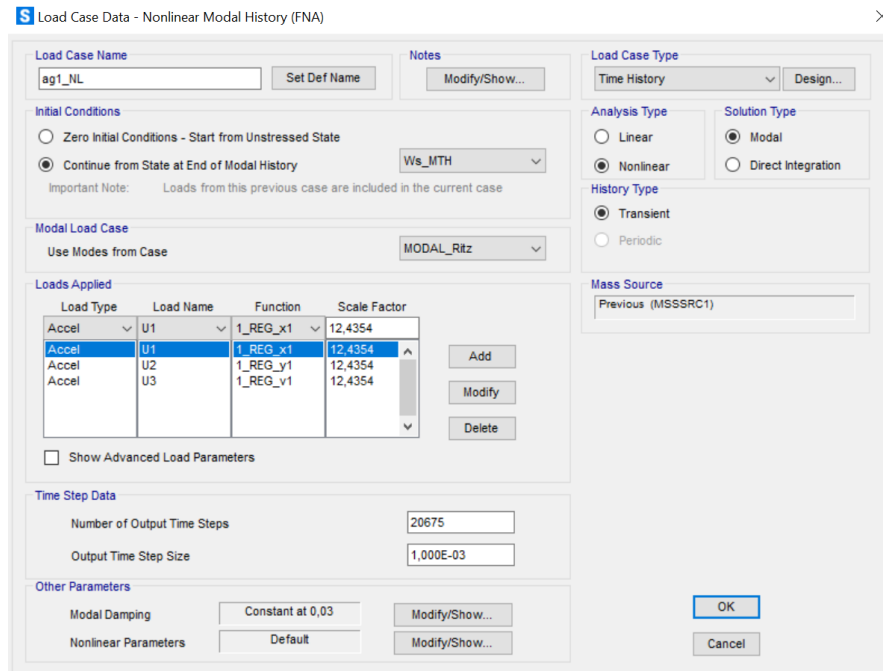


Figura 2.4. Incorporación de registros sísmicos en caso no lineal FNA a partir de cargas gravitacionales.

Ahora bien, para el análisis lineal transiente se asumen condiciones iniciales cero, lo que significa que la estructura tiene cero desplazamiento, cero velocidad, todos los elementos no están esforzados y no hay historia de deformación no lineal (CSI, 2017). Entonces, solo es necesario incorporar los registros

ortogonales de los eventos sísmicos, de la misma manera que se hizo con el segundo caso FNA (véase Figura 2.6). En este caso el paso de tiempo utilizado es de 0.001 [s].

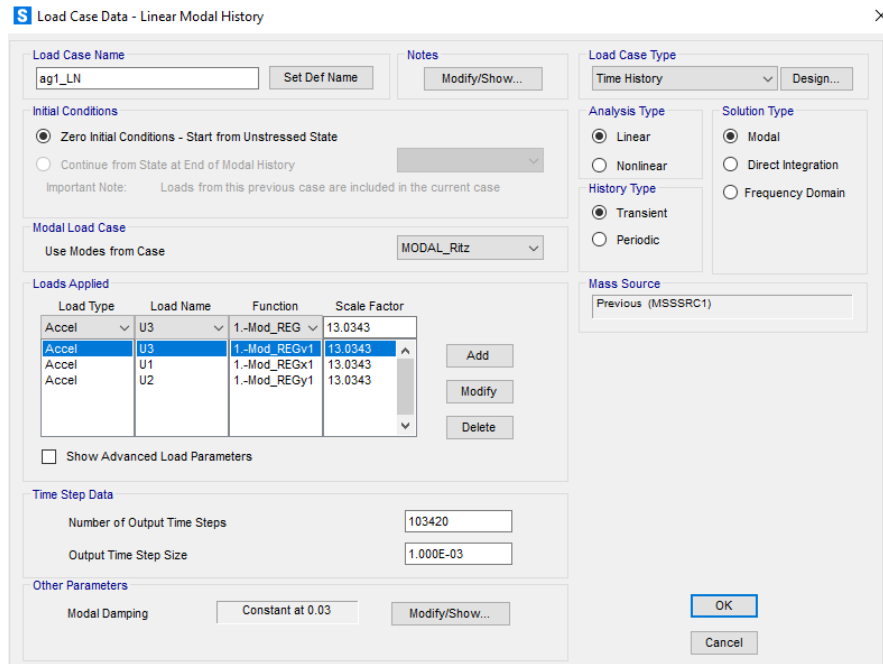


Figura 2.5. Incorporación de registros sísmicos para caso de carga lineal modal.

A partir de los análisis se obtienen los siguientes resultados: factor de reducción de respuesta por ductilidad (R_μ), factor de sobrerresistencia (Ω), factor de reducción de la respuesta (R), elongación de los pernos de anclaje, deformación axial de los arriostramientos, energía porcentual disipada por parte de los pernos, arriostramientos y amortiguamiento viscoso, drift de entrepiso y factor de utilización de las columnas sísmicas.

El factor de modificación de la respuesta por ductilidad, R_μ , se define como la razón entre el corte basal obtenidos en el análisis lineal y el corte basal obtenido para el análisis no lineal

$$R_\mu = \frac{V_{\text{lineal}}}{V_{\text{no lineal}}} \quad (2.2)$$

El factor de sobrerresistencia, Ω , se define como la razón entre el corte basal obtenido en el análisis no lineal y corte basal de diseño

$$\Omega = \frac{V_{\text{no lineal}}}{V_{\text{diseño}}} \quad (2.3)$$

El factor de modificación de la respuesta, R, se define como la multiplicación entre el factor de modificación de la respuesta por ductilidad y el factor de sobrerresistencia

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \tag{2.4}$$

La deformación axial de los arriostramientos verticales se compara con los criterios de aceptación que se indican en el capítulo 5 de la NCh2369 2023. Estos límites se consideran como un 50 [%] del límite para seguridad de la vida (LS) establecido en la Tabla 9.8 del ASCE 41-17 *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE, 2017) para nivel SDI (véase **Figura 2.6**). Para el nivel SMP se utiliza directamente el límite para seguridad de vida (LS) establecido por ASCE 41-17. Cabe destacar, que estos límites varían si el arriostramiento clasifica como robusto o esbelto según el ASCE 41-17, y también difieren entre compresión y tracción. En el **Anexo D** se indican los límites para cada uno de los arriostramientos verticales.

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

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

Figura 2.6. Parámetros de modelación de y criterios de aceptación para diagonales según ASCE 41-17. (Fuente: ASCE, 2017).

2.5.1. Modelo no lineal de arriostramientos verticales

Para la modelación no lineal de arriostramientos se utilizan elementos tipo Link Multilinear Plastic MLP, definiendo su respuesta con una curva envolvente fuerza-deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez. En el **Anexo D** se presentan las curvas envolventes y los límites para cada uno de los arriostramientos verticales.

El tramo en tracción de la envolvente se define según ASCE 41-17, donde post plastificación la curva presenta una degradación de la resistencia y posteriormente una fractura. Los parámetros para modelar el tramo en tracción se presentan en la Figura 2.6. En compresión se considera que la rigidez se mantiene lineal hasta alcanzar la capacidad nominal de pandeo, estimada según el capítulo E de la NCh427/1 Of.2016. Luego, la curva decrece con un decaimiento exponencial desde la carga de pandeo hasta la carga residual post pandeo, lo cual fue calibrado por Urzúa (2015) según los ensayos realizados por Black, Wenger y Popov (Black et al., 1986) a una serie de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones.

El largo considerado de los arriostramientos es el largo entre líneas de plastificación, el cual para los arriostramientos con cajones HSS se considera entre la línea de pernos más alejadas de cada una de las conexiones extremas del miembro. En la estructura existen diagonales dispuestos en X y chevron. Para el primero se considera el largo entre el inicio del arriostramiento y el punto de cruce y para el segundo se considera el total del largo entre líneas de plastificación.

Las conexiones deben ser capaces de tolerar y acomodar los giros que se generan en el extremo de la diagonal al momento del pandeo fuera del plano. Para lograr esto, es necesario proporcionar una geometría que permita la formación de una rotula plástica en el gusset. Como indica Astenah-Asl et al. (2016), para planchas gusset recortadas compactas, un buen detalle implica una longitud de desarrollo de rotula plástica igual a dos veces el espesor de la plancha gusset. Esta medida se toma desde el límite de la línea de plastificación hasta el cruce de una línea perpendicular al eje del arriostramiento que pasa por puntos duros en la viga o columna, como se puede apreciar en la **Figura 2.7**.

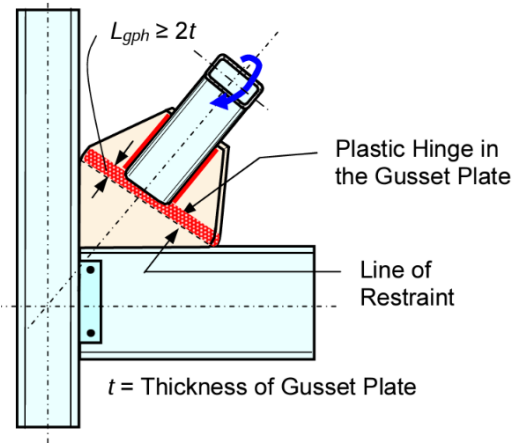


Figura 2.7. Zona de rótula plástica en plancha gusset para pandeo de arriostramiento fuera del plano. (Fuente: Astaneh-Asl et al, 2006)

En la **Figura 2.8** se muestra la curva monótonica utilizada en este trabajo.

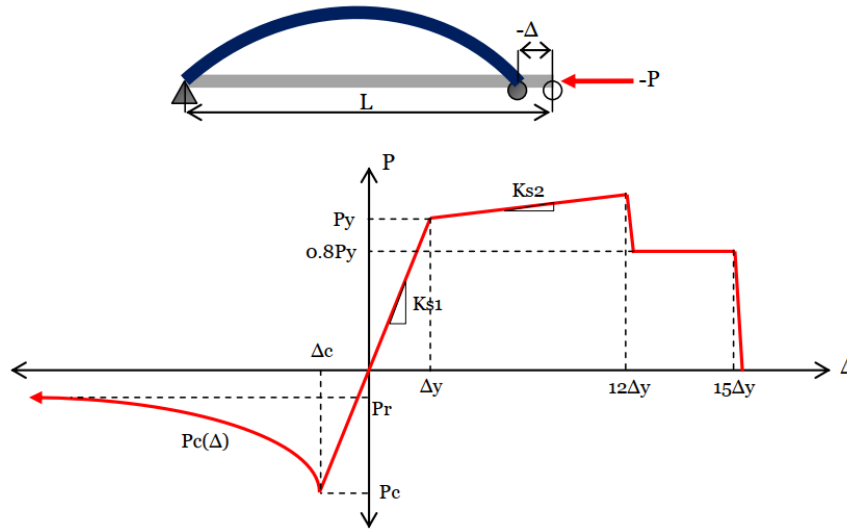


Figura 2.8. Curva monótonica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales.

Los parámetros relevantes de curva son los siguientes:

$P_c(\Delta)$ Fuerza post pandeo, donde n se obtiene de la calibración de los modelos no lineales, $n = 1.4$, y 0.6 para secciones HN y tubular circular respectivamente.

$$P_c(\Delta) = \min \left\{ P_r, P_c \left(\frac{\Delta_c}{\Delta} \right)^n \right\} \quad (2.5)$$

- P_r Fuerza residual, $P_r = 0.2 P_c$
- P_c Fuerza de pandeo inelástico, $P_c = F_{cre} A_g$, según capítulo E del NCh 427/1 Of.2016, considerando la tensión de fluencia esperada del material.
- P_y Fuerza esperada de fluencia, $P_y = F_{ye} A_g$
- P_u Fuerza esperada de rotura, $P_u = F_{ue} A_g$
- Δ_c Deformación de pandeo, $\Delta_c = P_c / K_{s1}$
- Δ_y Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K_{s1}$
- K_{s1} Rigidez axial elástica del arriostramiento, $K_{s1} = E_s A_g / L_e$
- K_{s2} Rigidez axial post fluencia del arriostramiento, $K_{s2} = (P_u - P_y) A_g / (\Delta_u - \Delta_y)$
- L_e Largo efectivo del arriostramiento, definido como largo total menos la distancia de la conexión, la cual se detalla en el Anexo 2.1.
- K Factor de longitud efectiva, que se considera igual a 1 para arriostramientos individuales y 0.5 para diagonales que se cruzan en su punto punto medio.

La degradación histerética de la resistencia y rigidez se incorpora por medio de un modelo de pivot, el cual viene integrado en el software estructural. En la **Figura 2.9** se presenta la curva de degradación de la estructura.

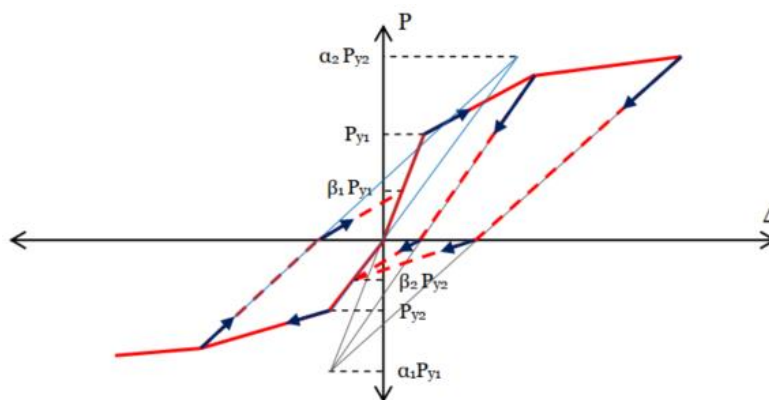


Figura 2.9. Curva histérica para modelo tipo pivot para arriostramientos verticales.

Los parámetros de control de la curva histérica para el modelo de pivote son los siguientes

- α_1 Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica.
- α_2 Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica.
- β_1 Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva.
- β_2 Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa.

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

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

2.5.2. Modelo no lineal de anclaje estructura-fundación

En la práctica nacional los pernos se conectan a sillas soldadas a la columna por medio de golillas, por lo cual la columna no induce compresiones sobre los pernos de anclaje y es el pedestal el que toma toda la compresión. Por lo tanto, el anclaje estructura-fundación se modela por medio de dos elementos tipo Link dispuestos en paralelo, el primero representa los pernos de anclaje, que trabajan solo en tracción, por medio de un Link Multilinear Plastic MLP, y el segundo es un Link del tipo GAP, que representa al pedestal que trabaja solo en compresión, como se puede apreciar en la **Figura 2.10**.

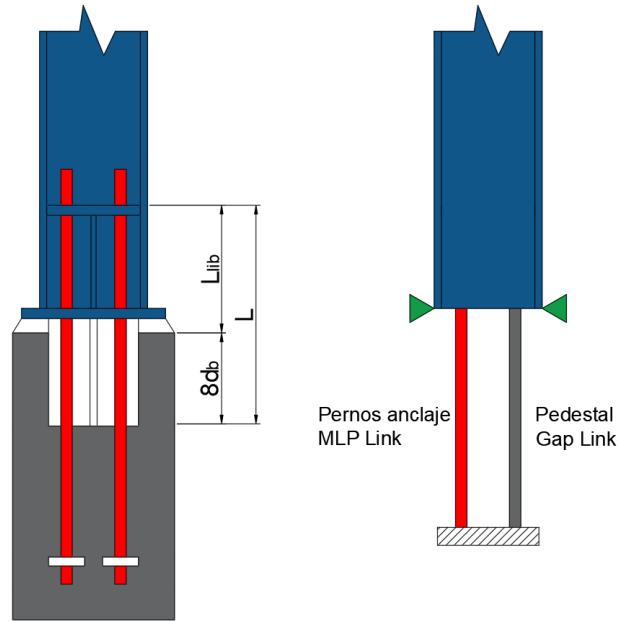


Figura 2.10. Esquema real pernos de anclaje (izquierda) y esquema a utilizar en software (derecha).
(Adaptado de Urzua, 2015).

Teniendo en cuenta que los pernos trabajan monotónicamente en tracción, dado que nunca se comprimen, se utiliza como rotura la elongación especificada para acero ASTM A36, que igual al 20 [%] a largo efectivo del perno, el cual se considera desde el tope del pedestal hasta el tope de la silla más ocho veces el diámetro del perno embebido en el hormigón del pedestal. La curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión a modo que los pernos transmitan la carga rápidamente al pedestal, el cual se modela con comportamiento elástico lineal. En la **Figura 2.11** se presenta la curva monotónica de los pernos de anclaje, y en el **Anexo D** se presentan las propiedades de estos. Para los análisis lineales se considera una rigidez elástica grande de los pernos, para así poder considerar apoyos fijos.

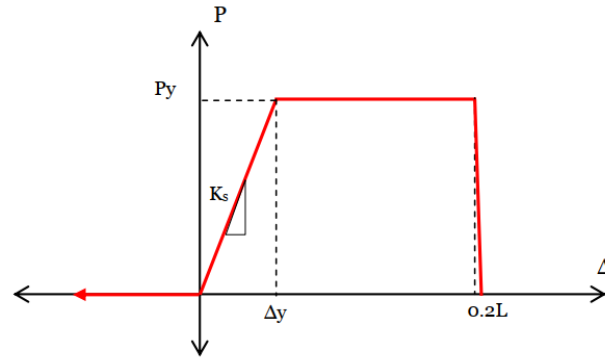


Figura 2.11. Curva envolvente fuerza-deformación para pernos de anclaje. (Fuente: Urzua, 2015)

Los parámetros de la curva son:

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

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

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

Δ_y Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K$

Dado que los pernos de anclaje solo están sujetos a tracción durante cada ciclo de carga, se ha escogido en este trabajo un modelo de histéresis cinemático del tipo Kinematic, el cual viene incorporado en el programa de análisis estructural y no tiene degradación de rigidez ni resistencia de los pernos de anclaje.

Po último, el pedestal se modela como un link del tipo Gap, el cual trabaja en función de la elongación axial de los pernos de anclaje. Se le asigna una rigidez grande de 9810000 [kN/m], para así evitar inestabilidades numéricas y para tener en cuenta el cabeceo de las columnas sobre el pedestal.

2.6. Conclusiones

En este capítulo se presentó la filosofía histórica del diseño sísmico industrial chileno, basado en una considerable sobrerresistencia y una ductilidad moderada. A partir esto, se describe la actualización de la norma, la que busca realizar ajustes necesarios para mantener los objetivos tradicionales clásicos y garantizar el comportamiento que siempre se ha deseado. Posteriormente, se presentaron las nuevas disposiciones de la norma, de las cuales se destacan la incorporación de nuevas formas espectrales, provenientes de un análisis formal de la amenaza sísmica, y los aspectos de diseño para elementos de

los cuales se desea y espera una disipación de energía (elementos controlados por deformación) y para aquellos elementos que no se espera que disipen energía y se mantengan en su rango elástico (elementos controlados por fuerza).

Luego, se describieron las verificaciones estructurales que se realizan en el diseño según las nuevas disposiciones.

Por último, se presentó el procedimiento para llevar a cabo el análisis no lineal dinámico y los resultados que se van a obtener a partir de ellos. También se indicó la caracterización lineal y no lineal de los elementos con plastificación concentrada, en este caso, pernos de anclaje y arriostramientos.

CAPÍTULO 3. DISEÑO LINEAL

3.1. Introducción

En este capítulo se presenta un resumen del diseño lineal realizado al Edificio Celda de Columna de acuerdo a lo obtenido del análisis modal espectral considerando un comportamiento lineal elástico. En primer lugar, se indica la materialidad de diferentes miembros estructurales. A continuación, se especifican los estados de carga que actúan sobre la estructura, junto con las combinaciones utilizadas para el diseño. Posteriormente, se presentan las verificaciones de esbeltez global, compacidad local, serviciabilidad y resistencia de los miembros estructurales, para finalmente detallar los anclajes estructura-fundación y el diseño de conexiones.

3.2. Materiales

Todos los perfiles de acero se consideran de calidad ASTM A36 y el hormigón del pedestal de considera como un G25.

Tabla 3.1 Propiedades acero ASTM A36 y hormigón G35

Acero ASTM A36		
Módulo de elasticidad [MPa]	Es	200000
Tensión de fluencia mínima especificada [MPa]	Fy	248
Tensión de ruptura mínima especificada [MPa]	Fu	400
Razón entre tensión fluencia esperada y mínima perfiles elaborados desde planchas	Ry	1.3
Razón entre tensión fluencia esperada y mínima pernos de anclaje	Ry	1.5
Hormigón G35		
Resistencia a la compresión [MPa]	f'c	35
Módulo de elasticidad [MPa]	Ec	23500

3.3. Estados de carga

En el **Anexo A** se presentan todos los estados de carga actuando sobre la estructura. A continuación, se van a explicar cada uno de los estados de carga actuando sobre la estructura.

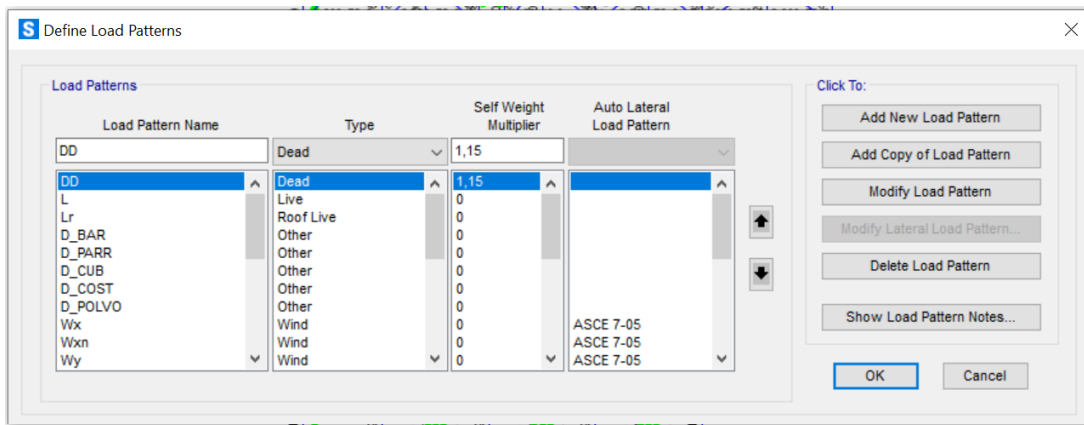
3.3.1. Carga muerta

El peso propio de la estructura es asumido implícitamente por el software de análisis, considerando:

- Estructuras de acero = 76.98 (kN/m³)
- Peso parrilla de piso (ARS-6) = 0.48 (kN/m²)
- Peso barandas = 0.23 (kN/m)
- Cubierta PV6, e=0.6 mm = 0.06 (kN/m²)
- Costaneras (todas) (C 20x11.1 cada 1.8 m) = 0.06 (kN/m²)
- Peso de acumulación de polvo con pendiente 1:1.5 (V:H) = 13.73 (kN/m³)
- Peso muestreador = 30.18 (kN)
- Peso feedbox = 6.86 (kN)
- Otros equipos (supuesto) = 14.71 (kN) (c/u)

Notas:

1. Se considera un 15% del peso de los perfiles de la estructura como peso de conexiones. Este se aplica considerando un multiplicador de peso propio en modelo computacional (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).



3.3.2. Carga viva

Se considera la siguiente sobrecarga de uso de piso (L):

- Sobrecarga de uso plataforma = 3.92 (kN/m²)
- Sobrecarga de uso plataforma (escaleras) = 2.45 (kN/m²)

En el caso de la sobrecarga de uso de techo (Lr):

- Sobrecarga de uso de techo básica (L₀) = 0.96 (kN/m²)
- Reducción por área tributaria (R₁) = 0.93
- Reducción por pendiente de techo (R₂) = 0.64

$$- \text{ Sobrecarga de uso de techo (Lr)} = 0.59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3.3.3. Carga de viento

La carga de viento se obtiene a través del método analítico de la norma NCh432 Of. 2010 de acuerdo a los siguientes parámetros:

Categoría de exposición	=	C
Factor de ráfaga (G)	=	0.85
Factor topográfico (Kzt)	=	1
Factor de direccionalidad (Kd)	=	0.85
Velocidad del viento (V)	=	24.3 m/s
Factor de importancia (I)	=	1
Clasificación de la estructura	=	Abierta (*)

(*) La zona superior de edificio celda de columna se considera parcialmente cerrada.

En los estados de viento aplicados a edificio celda de columna, se define de acuerdo a lo indicado a continuación:

$W_x(+)$: Viento en dirección X positivo, presión interna positiva (sobrepresión).

$W_{xn}(+)$: Viento en dirección X negativo, presión interna positiva (sobrepresión).

$W_y(+)$: Viento en dirección Y positivo, presión interna positiva (sobrepresión).

$W_{yn}(+)$: Viento en dirección Y negativo, presión interna positiva (sobrepresión).

$W_x(-)$: Viento en dirección X positivo, presión interna negativa (succión).

$W_{xn}(-)$: Viento en dirección X negativo, presión interna negativa (succión).

$W_y(-)$: Viento en dirección Y positivo, presión interna negativa (succión).

$W_{yn}(-)$: Viento en dirección Y negativo, presión interna negativa (succión).

3.3.4. Carga sísmica

Corresponde a la fuerza inercial inducida por el movimiento del suelo. En este trabajo la demanda sísmica se determina por medio de un análisis modal espectral.

Para la estructura de estudio se considera Zona sísmica 3 y suelo Tipo A. La estructura se clasifica como categoría II, debido a que es una estructura que es de categoría normal, al igual que los equipos que posee. El factor de modificación de la respuesta se considera igual a 3, lo cual es menor al máximo que permite la norma R=5, siguiendo así la metodología clásica de las oficinas de ingeniería, que diseñan con fuerzas mayores a la estipuladas por la norma para este tipo de edificios.

El espectro de diseño que caracteriza la demanda está dado por

$$S_a = 0.7 \frac{I S_{ah}}{R} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (3.1)$$

Donde

I : Coeficiente de importancia

S_{ah} : Espectro de referencia horizontal

R : Factor de modificación de respuesta

ξ : Razón de amortiguamiento

El espectro de diseño (S_a) se define desde el espectro de referencia horizontal (S_{ah}), el cual está dado por

$$S_{ah} = 1.4 S A_0 \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \quad (3.2)$$

El coeficiente sísmico mínimo C_{min} que se debe aplicar a la estructura es

$$C_{min} = \begin{cases} \frac{2.75 I S A_0}{g(R+1)} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4}, & 0.06[s] < T < 0.25[s] \\ 0.25 I S \frac{A_0}{g}, & T \geq 0.25[S] \end{cases} \quad (3.3)$$

Por otro lado, la acción sísmica vertical se aplica de forma estática y es calculada como

$$F_v = \pm C_v P \quad (3.4)$$

Aquí P corresponde a los pesos que efectivamente generan fuerzas inerciales, que en este caso se considera como el 100 [%] de la carga muerta D y el 25[%] de la carga viva L. El valor C_v corresponde a el coeficiente sísmico vertical, el cual se estima como

$$C_v = 1.18 I S \frac{A_0}{g} \quad (3.5)$$

En la **Tabla 3.2** se indican los parámetros antes mencionados para estimar la demanda sísmica.

Tabla 3.2. Parámetros sísmicos análisis modal espectral y estático.

Factor de importancia	I	1
Aceleración efectiva máxima	A_0	0.4g
	S	0.9
Parámetros tipo de suelo	T_0	0.15
	p	1.86
Factor de reducción de la respuesta	R	3
Razón de amortiguamiento crítico horizontal	ξ	0.03
Coefficiente sísmico vertical	C_v	0.425

En la **Figura 3.1** se presenta el espectro de diseño de la NCh2369 2023 junto al espectro de la norma anterior a modo de comparación, y también se indica el coeficiente sísmico mínimo de la norma actual.

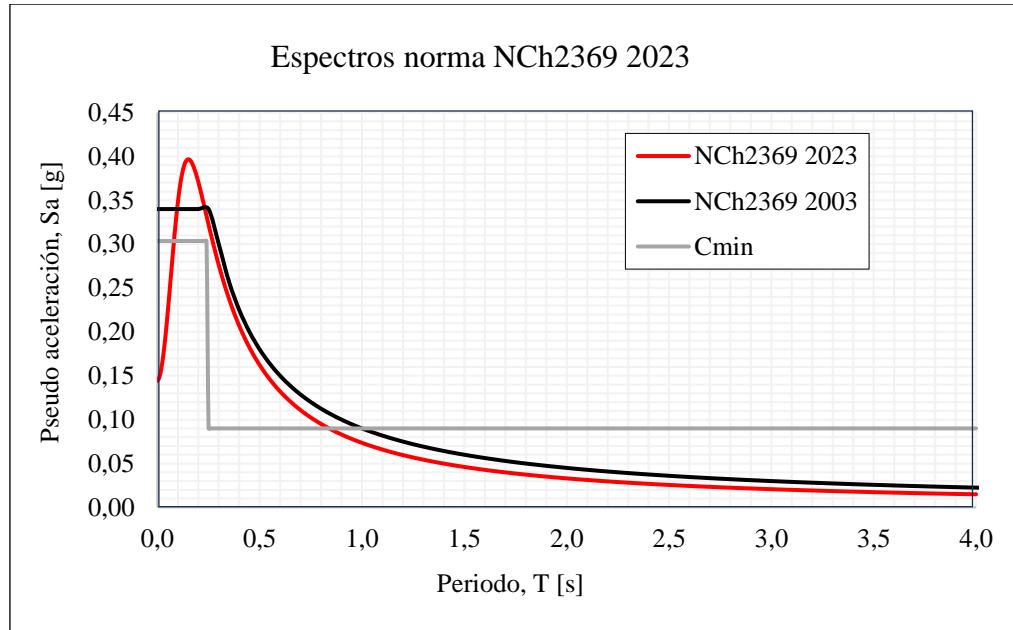


Figura 3.1. Espectro de diseño norma NCh2369 2023 y 2003.

Por último, el peso sísmico considerado para realizar el análisis modal espectral es igual a:

$$P_s = D + L = DD + D_{PARR} + D_{BAR} + D_{CUB} + D_{COST} + D_{POLVO} + 0.25L \quad (3.6)$$

Con esto, luego de realizar el análisis modal espectral se obtienen las características sísmicas del edificio que se presentan en la **Tabla 3.3**.

Tabla 3.3. Características sísmicas de la estructura.

Periodo primera forma modal	T1	0.26
Periodo segunda forma modal	T2	0.20
Peso sísmico	Ps	1148
Coficiente sísmico mínimo primera forma modal	C1 _{min}	0.09
Coficiente sísmico mínimo segunda forma modal	C2 _{min}	0.30
Coficiente sísmico primera forma modal	C1	0.25
Coficiente sísmico segunda forma modal	C2	0.31

3.3.5. Resumen cargas

En la **Tabla 3.4** se muestra la carga total de diseño aplicada a la estructura y las propiedades dinámicas obtenidas del análisis modal utilizando vectores de Ritz.

Tabla 3.4. Resumen cargas de diseño aplicadas a la estructura.

Carga	Definición	Componente	Reacción [kN]
DD	Peso propio perfiles y equipos	Fz	584
D_BAR	Carga muerta barandas	Fz	56
D_PARR	Carga muerta parrilla	Fz	140
D_CUB	Carga muerta cubierta	Fz	17
D_COST	Carga muerta costaneras	Fz	17
D_POLVO	Carga muerta polvo	Fz	59
D	Carga muerta total	Fz	873
L	Sobrecarga uso plataforma	Fz	1102
Lr	Sobrecarga uso de techo	Fz	47
Wx(+)	Viento dirección X positivo con sobrepresión	Fx	134
Wx(-)	Viento dirección X positivo con succión	Fx	79
Wxn(-)	Viento dirección X negativo con sobrepresión	Fx	79
Wxn(+)	Viento dirección X negativo con succión	Fx	134
Wy(+)	Viento dirección Y positivo con sobrepresión	Fy	118
Wy(-)	Viento dirección Y positivo con succión	Fy	76
Wyn(+)	Viento dirección Y negativo con sobrepresión	Fy	118
Wyn(-)	Viento dirección Y negativo con succión	Fy	76
Ex_dis	Corte basal análisis modal espectral dirección X	Fx	294
Ey_dis	Corte basal análisis modal espectral dirección Y	Fy	349

Ez	Corte basal estático dirección Z	Fz	488
Ps	Peso sísmico	Fz	1148

3.4. Combinaciones de carga

Se utilizan las combinaciones de carga no sísmicas indicadas en el punto 9 de la NCh3171 Of.2010 *Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga* (INN, 2010), mientras que las combinaciones de carga sísmica se consideran según la NCh2369 2023.

Las combinaciones de carga última para la verificación de los miembros resistentes, considerando el espectro de diseño, son las siguientes:

Las combinaciones LRFD para la verificación de los miembros resistentes, considerando el espectro de diseño, son las siguientes:

1. $1.4D$
2. $1.4D+1.4T$
3. $1.2D+1.6L+0.5Lr$
4. $1.2D + 1.6Lr + L$
5. $1.2D + 1.6L + 0.5Lr + 1.2T$
6. $1.2D + 1.6Lr + L + 1.2T$
7. $1.2D + 1.6Lr + 0.8W$
8. $1.2D + 1.6W + L + 0.5Lr$
9. $0.9D + 1.6 W$
10. $1.2D + 0.25L + 1.4E$
11. $0.9D + 1.4E$

Las combinaciones de carga de servicio para la verificación de la deflexión vertical y el drift sísmico, considerando el espectro de referencia, son las siguientes:

12. D
13. $D + T$
14. $D + L$
15. $D + Lr$

16. $D + 0.75L + 0.75L_r$
17. $D + L + T$
18. $D + L_r + T$
19. $D + W$
20. $0.6D + W$
21. $D + 0.75L + 0.75L_r + 0.75W$
22. $D + 0.19L + E$
23. $D + E$

Aquí las cargas sísmicas siguen la regla de simultaneidad por lo que se definen como las siguientes combinaciones lineales:

- i. $E = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.6E_z$
- ii. $E = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.6E_z$
- iii. $E = \pm 0.6E_x \pm 0.2E_y \pm E_z$
- iv. $E = \pm 0.2E_x \pm 0.6E_y \pm E_z$

Cabe recalcar que, las cargas de temperatura solo se consideraron como permanentes para las combinaciones no sísmicas, dado que fue el criterio que se utilizó en el diseño original de la estructura.

Por último, para la verificación con cargas sísmicas horizontales reducidas amplificadas el factor de amplificación es igual $0.7R_1 = 2.1$. Con esto, quedan las siguientes combinaciones:

1. $D + 0.75(aL) + 0.7R_1(\pm E_x \pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z$
2. $D + 0.75(aL) + 0.7R_1(\pm 0.3E_x \pm E_y) \pm 0.6E_z$
3. $D + 0.75(aL) + 0.7R_1(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y) \pm E_z$
4. $D + 0.75(aL) + 0.7R_1(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y) \pm E_z$
5. $D + 0.7R_1(\pm E_x \pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z$
6. $D + 0.7R_1(\pm 0.3E_x \pm E_y) \pm 0.6E_z$
7. $D + 0.7R_1(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y) \pm E_z$
8. $D + 0.7R_1(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y) \pm E_z$

3.5. Verificación esbeltez global y local

En la **Tabla 3.5** y **Tabla 3.6**, se muestran las verificaciones de compacidad local y esbeltez global tanto de los arriostramientos verticales como en planta, según lo indicado en NCh2369 2023.

Tabla 3.5. Verificación compacidad local arriostramientos verticales y en planta.

Perfil	Peso [kg/m]	Dim NCh2369 2023		Relación geométrica		Esbeltez local	
		b [mm]	t [mm]	b/t	λ_{md}	Verificación	
HSS 3x3x5/16	15.7	61.42	7.39	8.31	17.9	OK	
HSS 3 1/2x3 1/2x1/4	15.6	77.06	5.92	12.02	17.9	OK	
HSS 4 1/2x4 1/2x1/4	20.7	102.16	5.92	17.26	17.9	OK	
HSS 5 1/2x5 1/2x5/16	31.5	125.22	7.39	16.94	17.9	OK	
L65x65x8	7.7	65.00	8.00	8.13	9.40	OK	
XL 13x15.5	15.5	65.00	8.00	8.13	9.40	OK	

Tabla 3.6. Verificación esbelteces globales arriostramientos verticales y en planta.

Perfil	Lx [m]	Ly [m]	Kx	Ky	rx (m)	ry (m)	λ_{xx}	λ_{yy}	λ_{lim}	Verificación
HSS 3x3x5/16	3.74	3.74	1	1	0.028	0.028	132	132	136	OK
HSS 3 1/2x3 1/2x1/4	4.55	4.55	1	1	0.035	0.035	132	134	136	OK
HSS 4 1/2x4 1/2x1/4	5.76	5.76	1	1	0.044	0.044	130	130	136	OK
HSS 5 1/2x5 1/2x5/16	7.34	7.34	1	1	0.054	0.054	135	135	136	OK
XL 65x65x8	3.07	3.07	1	1	0.028	0.028	111	111	136	OK
L65x65x8	2.82	2.28	1	1	0.020	0.020	115	115	136	OK

3.6. Verificación serviciabilidad

3.6.1. Verificación deflexiones

La verificación de las deflexiones por cargas gravitacionales se considera según los límites utilizados en el diseño original. Para la carga muerta más viva un límite igual a $L/300$, donde L corresponde al

largo de la viga. A modo de resumen en la **Tabla 3.7** se presenta la deflexión del miembro más crítico de cada uno de los niveles y el límite considerado.

Tabla 3.7. Verificación deflexiones por nivel.

Viga	Largo [mm]	Δ_{D+L} [mm]	$\Delta_{D+L,lim}$ [mm]
Nivel 1	7500	23.28	25
Nivel 2	7500	14.23	25
Nivel 3	7500	24.09	25
Nivel 4	7500	16.28	25

3.6.2. Verificación drift sísmico

Según lo indicado en el punto 6.3 de la NCh2369 2023 para estructuras en general el límite del drift sísmico es de un 1.5 [%] de la altura entre piso (h). En la **Figura 3.2** y **Figura 3.3** se presenta la distribución en altura de los drift sísmicos en la dirección X e Y, respectivamente.

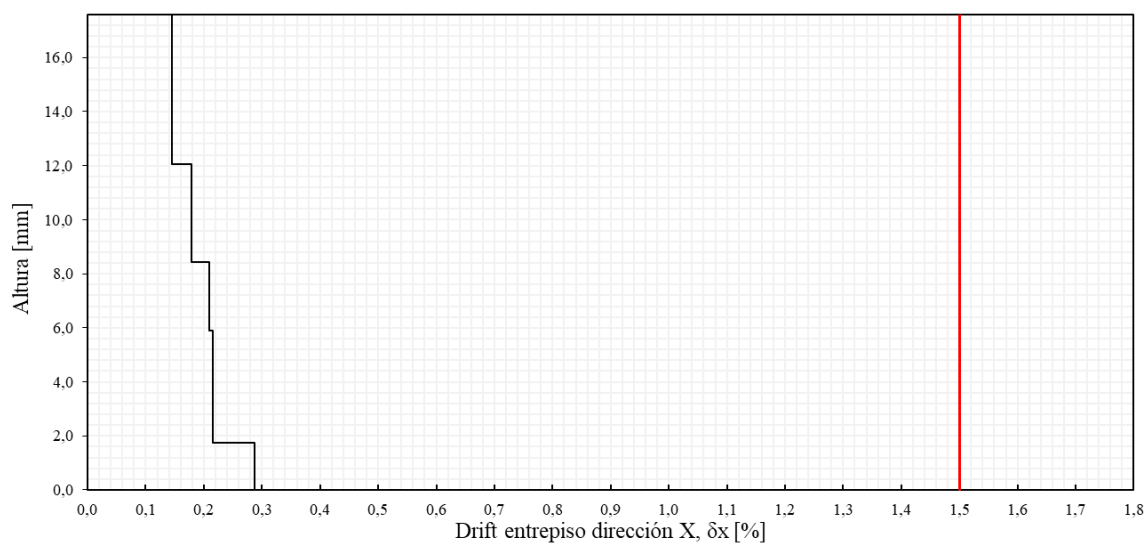


Figura 3.2. Drift sísmico entrepiso dirección X.

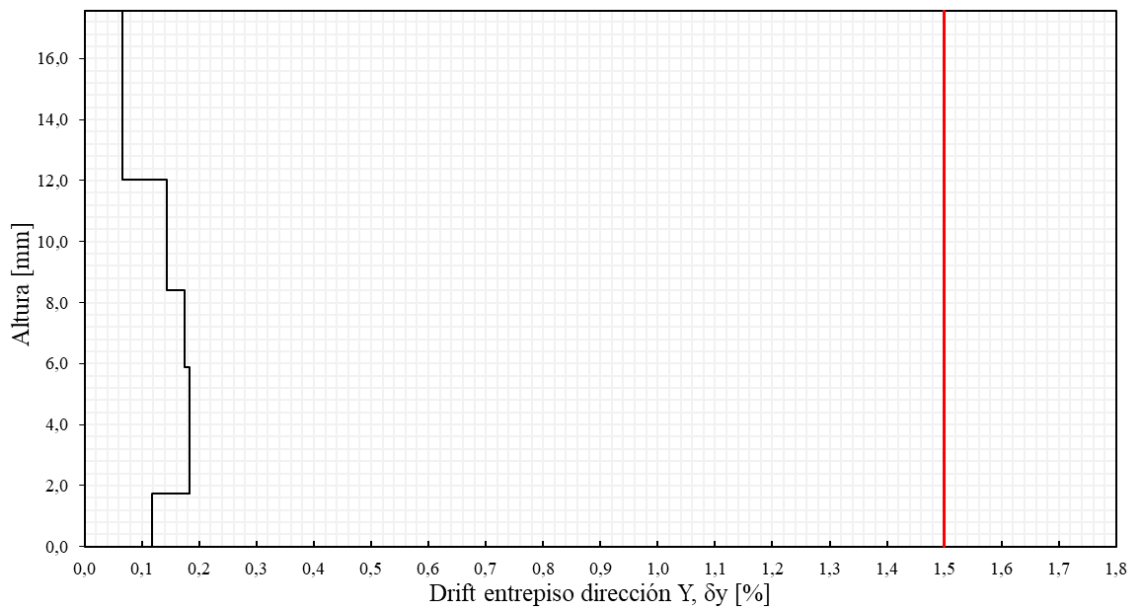


Figura 3.3. Drift sísmico entre piso dirección Y.

3.7. Verificación resistencia estructural

En la **Figura 3.4** se presentan los factores de utilización para combinaciones de diseño LRFD, que representan la máxima demanda/capacidad entre flexo-compresión biaxial y cortante.

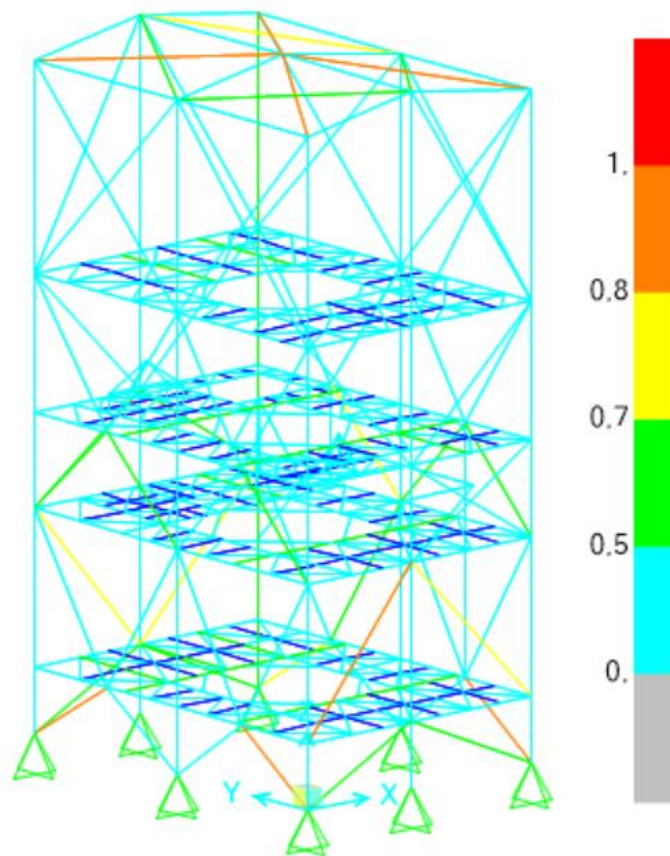


Figura 3.4. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD.

Como se indica en el punto 8.3.4 la resistencia de las columnas se debe determinar utilizando las combinaciones cargas reducidas por R amplificadas por $0.7R_1 > 1.0$. En la **Figura 3.5** se presentan los factores de utilización para las columnas sísmicas.

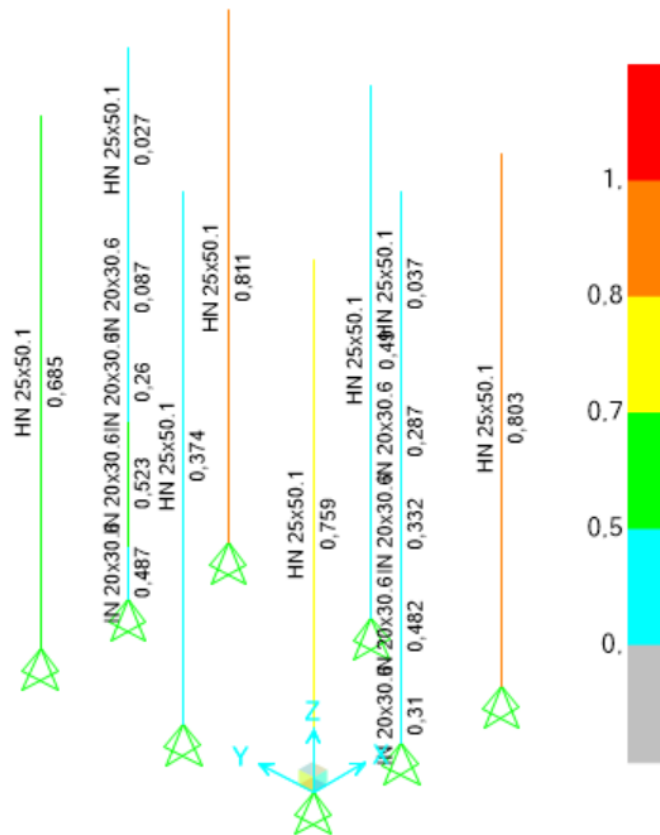


Figura 3.5. Factor de utilización columnas para cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1.

3.8. Detalle anclaje estructura-fundación

En la **Figura 3.6** se muestran todos los anclajes de las columnas sísmicas junto con su nomenclatura correspondiente. Como se muestra en la figura, en este caso se diseñarán dos anclajes: uno para las columnas HN 25x50.1 y otro para las columnas IN 20x30.6. Los anclajes A1, A3, A4, A5, A6 y A8 se diseñan para columna HN 25x50.1, mientras que los anclajes A2 y A7 se diseñan para columna IN 20x30.6. En las **Tabla 3.8** y **Tabla 3.9** se presentan los valores máximos de esfuerzos de tracción que llegan a cada uno de los anclajes y también el factor de utilización de los pernos de anclaje considerando el diseño final. La llave de corte, placa base y pedestal se diseñan con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1, por lo que los valores de corte V_u y de compresión P_u se obtienen de las combinaciones con dichas cargas. Por otro lado, dado que se desea que los pernos de anclaje experimenten incursiones no lineales, la carga de tracción T_u se obtiene de las combinaciones con carga sísmica reducida por R. Para los anclajes de columnas HN 25x50.1 el diseño lo controla el anclaje A6 resultando con 4 pernos de 7/8 pulgadas, mientras que para los anclajes de columnas IN 20x30.6, si bien se obtienen factores de utilización bajas, el anclaje A2 es el que queda más exigido

con 4 pernos de 5/8 pulgadas. El anclaje final tipo para cada grupo se muestra en las **Figura 3.7** y **Figura 3.8**.

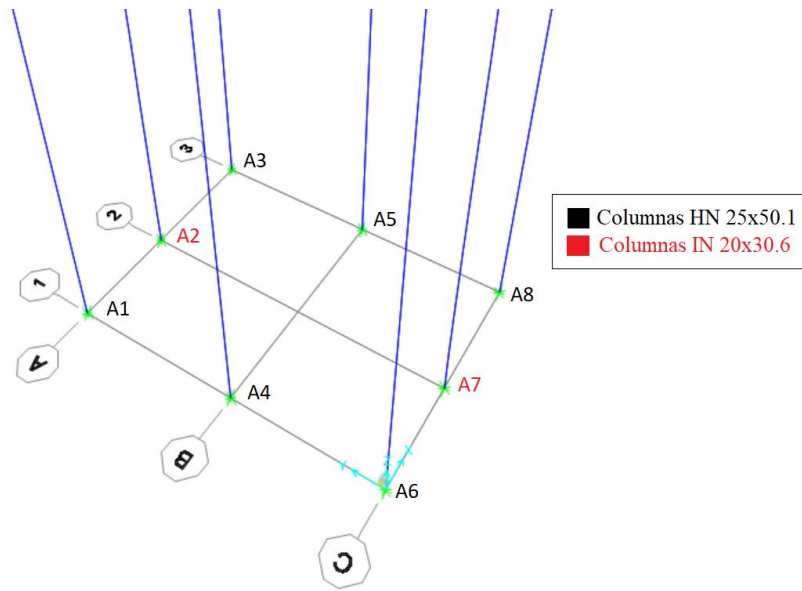


Figura 3.6. Disposición y nomenclatura de anclajes.

Tabla 3.8. Cargas de tracción y factores de utilización pernos de anclaje columnas HN 25x50.1.

Anclaje	Tu [kN]	ΦT_n [kN]	$T_u/\Phi T_n$
A1	66.69	89.03	0.75
A3	59.26	89.03	0.67
A4	12.58	89.03	0.14
A5	10.93	89.03	0.12
A6	70.01	89.03	0.79
A8	69.94	89.03	0.79

Tabla 3.9. Cargas de tracción y factores de utilización pernos de anclaje columnas IN 20x30.6.

Anclaje	Tu [kN]	ΦT_n [kN]	$T_u/\Phi T_n$
A2	15.52	45.43	0.34
A7	8.70	45.43	0.19

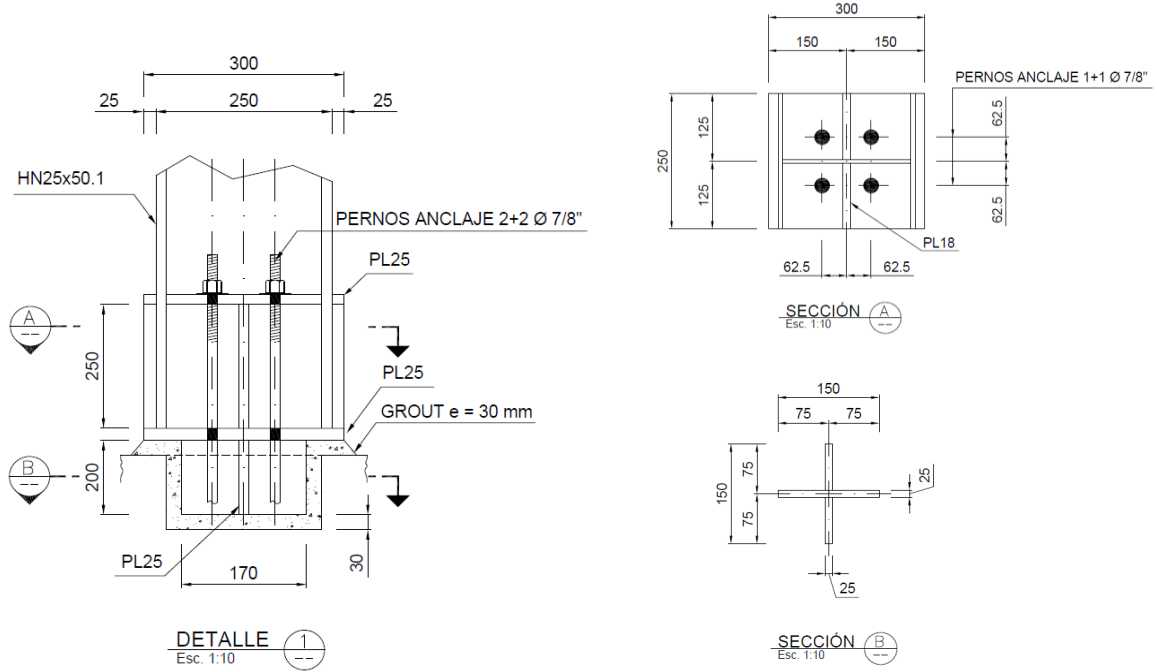


Figura 3.7. Detalle tipo anclajes para columnas HN25x50.1.

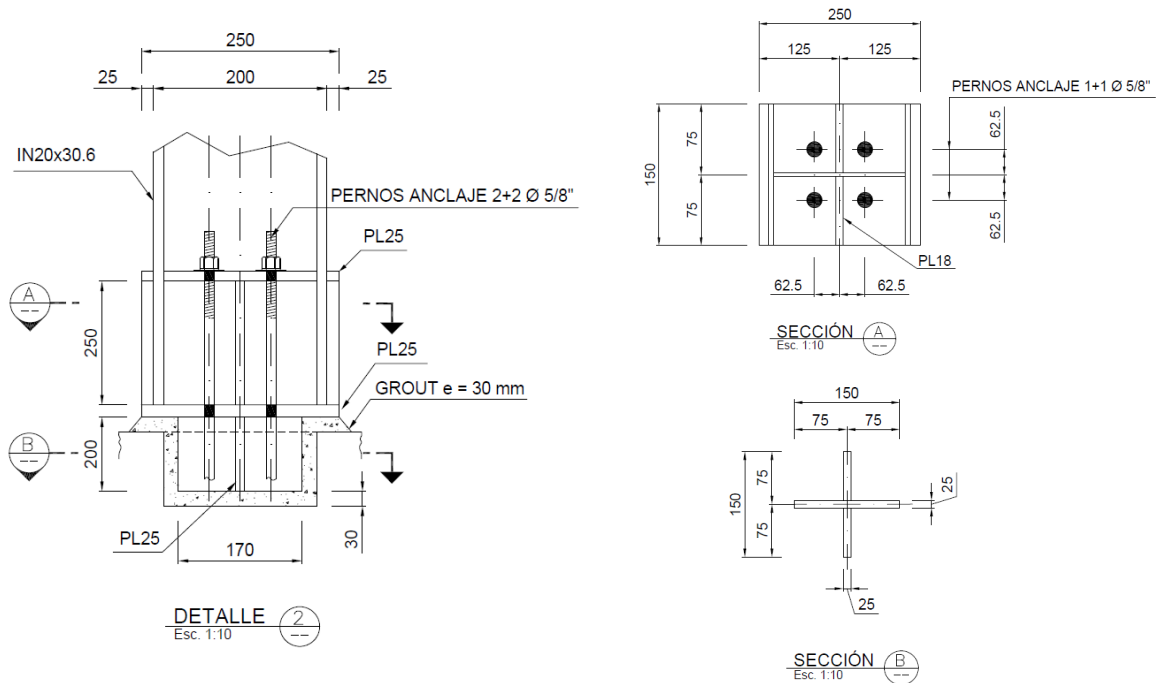


Figura 3.8. Detalle típico anclajes para columnas IN 20x30.6.

3.9. Conclusiones

En este capítulo se presentó el diseño lineal elástico de la estructura según las disposiciones de la norma actual NCh2369.

Al aplicar un factor de reducción $R=3$, la estructura está siendo dotada con una gran sobrerresistencia, En general, los arriostramientos verticales quedaron bajo el 80 [%] para combinaciones sísmicas LRFD. Algunas diagonales del primer nivel quedaron con un factor de utilización mayor al 90 [%] para aquellas combinaciones no sísmicas donde se consideró la carga de temperatura como carga permanente. Sin embargo, al aplicar cargas de temperaturas permanentes no se está considerando que, por ejemplo, las conexiones apernadas tienen holgura en sus orificios permitiendo cierto deslizamiento, generando así esfuerzos internos menores a los que se desarrollan en el modelo utilizado, donde los elementos no pueden deformarse. Por tanto, sería ideal analizar el verdadero efecto que estas cargas de temperatura tendrían sobre la estructura y evaluar si es estrictamente necesario el considerar estas cargas como permanentes.

En cuanto a las columnas principales de la estructura, en general quedaron con un diseño holgado ya que todas tienen un factor de utilización menor al 80 [%]. Las columnas más solicitadas son las de las esquinas.

Tanto los arriostramientos verticales como en planta se diseñaron con los límites de compacidad y esbeltez global, asegurando así la ductilidad de la estructura.

Las deflexiones verticales cumplieron de manera holgada y el drift sísmico cumplió con el límite 1.5 [%] en ambas direcciones, siendo esto último esperable para una estructura tan rígida.

Los pernos de anclaje para las columnas HN 25x50.1 quedaron controlados por el anclaje A6 con un factor de utilización del 79 [%]. Sin embargo, también quedaron anclajes con factores de utilización bajo el 15 [%], lo cual no es óptimo, pero es lo que se realiza habitualmente en la práctica para tener un mismo detallamiento para todos o la mayoría de los anclajes, y así no tener problema de construcción.

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURAS

4.1. Introducción

En este capítulo se presentan los resultados del análisis dinámico no lineal, considerando el comportamiento no lineal de los pernos de anclaje y arriostramiento verticales. Se analizan dos escenarios sísmicos, un nivel consistente con el espectro objetivo para nivel de diseño, denominado SDI, y otro nivel consistente con nivel máximo, denominado SMP.

Para cada uno de los niveles se utiliza un set de 11 registros, asociados a un periodo de $T=0.25$ [s]. Es importante destacar que para nivel SMP se utilizaron los registros SDI amplificados en un factor de 1.35. En el **Anexo E** se encuentran las características de los registros.

Los arriostramientos se modelaron con 9 tipos de Links MLP, distribuidos en 59 arriostramientos verticales, 20 en los marcos en dirección X y 39 en los marcos en la dirección Y. Por otro lado, los 8 anclajes se modelaron con dos tipos de Links MLP. La distribución de los Links y sus propiedades no lineales se presentan en el **Anexo D**.

4.2. Resultados

4.2.1. Deformación arriostramientos

En las **Figura 4.1**, **Figura 4.2**, **Figura 4.3** y **Figura 4.4** se presentan los gráficos de deformación normalizada para tracción y compresión de los arriostramientos dispuestos en los marcos en dirección X.

Para nivel SDI, en promedio, todos los arriostramientos en dirección X tanto en compresión como tracción se encuentran bajo el 50 [%] del límite de seguridad de vida L.S, por lo cual se cumplen con los criterios de aceptación de la norma establecidos para nivel de diseño. Además, en los niveles 3, 4 y 5 en promedio la deformación normalizada de los arriostramientos se encuentra bajo el límite de ocupación inmediata IO.

Para los primeros dos niveles se tiene que los arriostramientos XZ_1, XZ_2, XZ_11, XZ_12, XZ_13 y XZ_14 pandean para diez registros llegando como máximo a deformaciones del orden de $3.8\Delta_c$, mientras que los arriostramientos XZ_3 y XZ_44 pandean en 11 registros llegando a deformaciones de $3\Delta_c$. Respecto al tercer nivel, solo XZ_5 y XZ_6 participan en la disipación de energía llegando a

deformaciones de $2\Delta c$, mientras que XZ_15 y XZ_15 mantienen un comportamiento elástico. Por último, los arriostramientos del quinto y cuarto nivel se mantienen esencialmente elásticos a excepción del XZ_17 que desarrolla deformaciones de alrededor de $1.3\Delta c$, por lo eventualmente estos podrían haberse omitido para efectos de modelación no lineal.

Los arriostramientos del primer y segundo nivel son los únicos que incursionan en la fluencia para nivel SDI, donde XZ_1, XZ_4 y XZ13 fluyen para tres registros, mientras que XZ_2, XZ_3, XZ_11 y XZ_12 fluyen para tan solo un registro. Cabe destacar que estos arriostramientos desarrollan deformaciones de aproximadamente $1.4 \Delta t$, valor que es relativamente bajo.

Por su parte, para nivel SMP todos los arriostramientos en la dirección X, tanto en tracción como compresión, cumplen con el límite de seguridad de vida L.S por lo que se encuentran dentro de los criterios establecidos por la normativa.

Todos los arriostramientos del primer y segundo nivel pandean para todos los registros, donde el caso que desarrolla más ciclos de pandeo es el XZ_2 que llega hasta $5.9\Delta c$ para el registro 10. Para el tercer nivel los arriostramientos XZ_5 y XZ_6 pandean para 10 registros, llegando hasta $2.47\Delta c$ para el registro 8 el cual posee la tercera mayor participación porcentual de los arriostramientos en la disipación de energía de la estructura. Para el cuarto nivel solo plastifica el arriostramiento XZ_17 para 6 registros, llegando a $2\Delta c$, mientras todos los demás mantienen un comportamiento elástico. Para nivel 5 los arriostramientos nuevamente quedan libres de ciclos de pandeo, confirmando que se podrían haber omitido para la modelación no lineal.

Finalmente, al igual que para SMP, solo los arriostramientos del primer y segundo nivel llegan a la fluencia, donde todos los arriostramientos de dichos niveles fluyen para 6 registros llegando a deformaciones de $2.95\Delta t$, a excepción de los XZ_2 y XZ_3 que fluyen para 7 y 4 registros respectivamente.

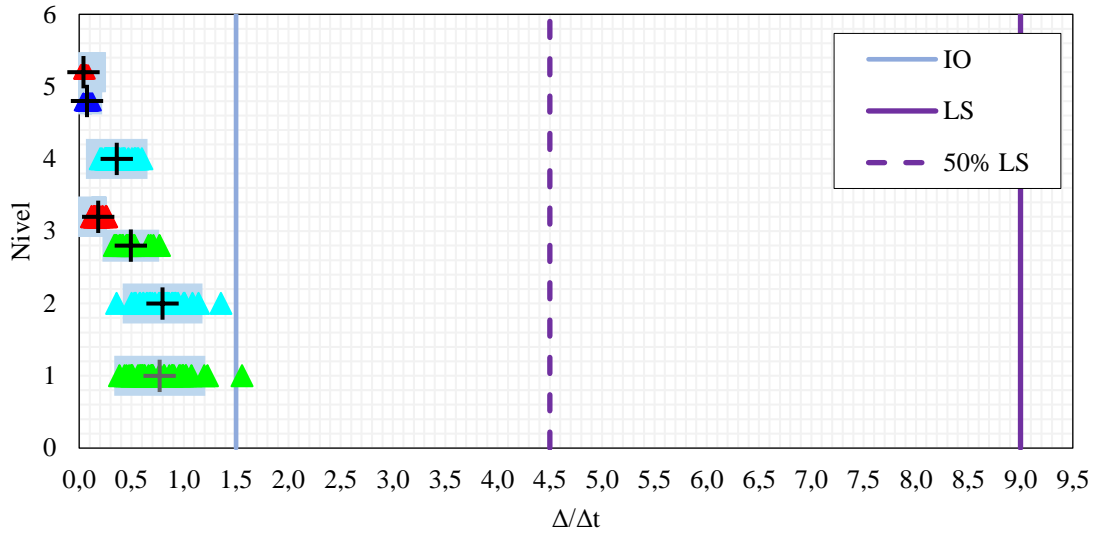


Figura 4.1. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SDI.

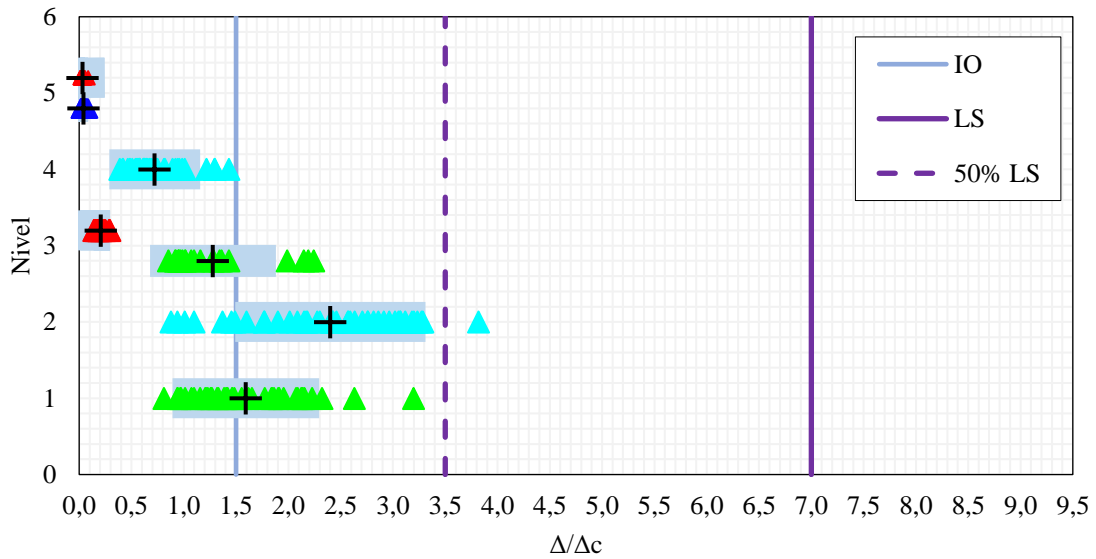


Figura 4.2. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SDI.

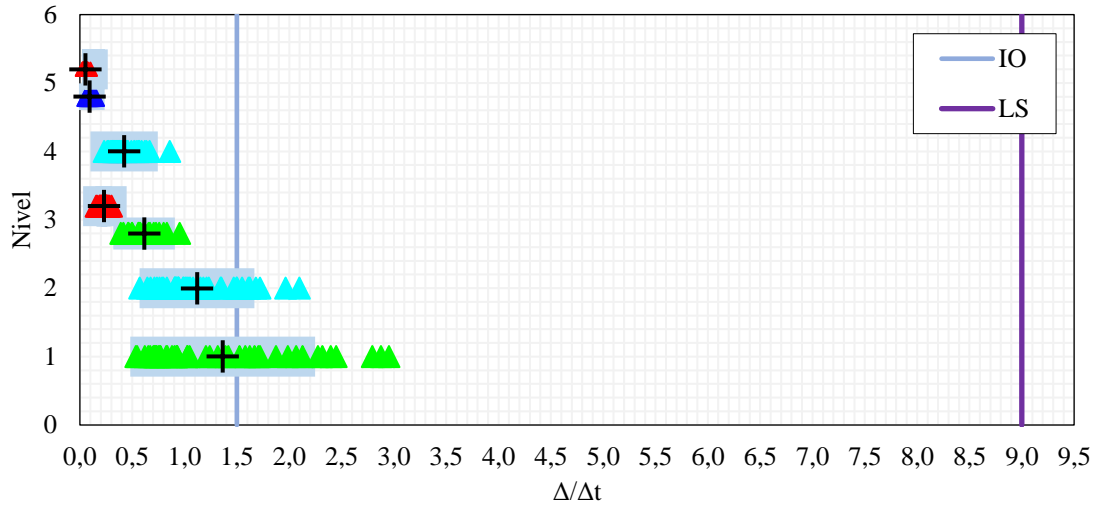


Figura 4.3. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SMP.

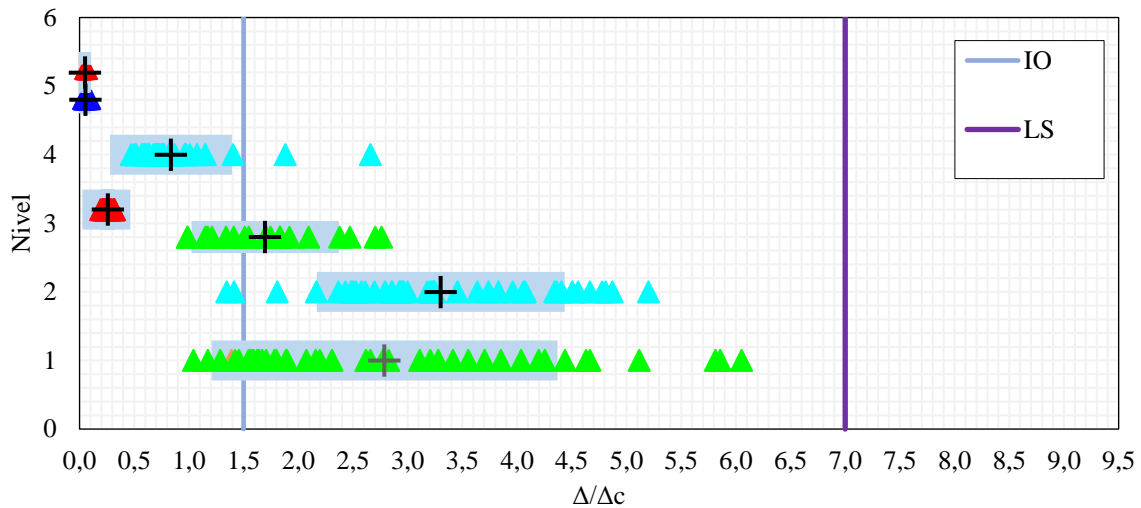


Figura 4.4. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SMP.

En las **Figura 4.5**, **Figura 4.6**, **Figura 4.7** y **Figura 4.8** se presentan los gráficos de deformación normalizada para tracción y compresión de los arriostramientos dispuestos en los marcos en dirección Y.

Para nivel SDI, en promedio, todos los arriostramientos en dirección Y tanto en compresión como tracción se encuentran bajo el 50 [%] del límite de seguridad de vida L.S, por lo cual se cumplen con los criterios de aceptación de la norma establecidos para nivel de diseño. Además, en el nivel 5 en

promedio la deformación normalizada de los arriostramientos se encuentra bajo el límite de ocupación inmediata IO.

Para el primer nivel, los únicos arriostramientos que no pandean son los YZ_2 y YZ_22, pero se puede destacar que se llegan a deformaciones de $0.9\Delta c$ para algunos registros. Los demás arriostramientos YZ_1, YZ_3, YZ_21 y YZ_22 pandean para 9, 5, 11 y 9 registros respectivamente, donde la deformación más alta es de $3.26\Delta c$ y se genera para YZ_1 en el registro 8, en el cual como se mencionó anteriormente se genera una gran participación de los arriostramientos en la disipación de energía.

En el nivel dos se generan deformaciones mayores que en el nivel anterior, llegando hasta $4.5\Delta c$ para YZ_7 en el registro 3 que presenta un 33 [%] de participación de los arriostramientos para la disipación. En este nivel YZ_6, YZ_8 y YZ_26 no participan en la disipación de energía, pues se mantienen elásticos.

Respecto al tercer nivel, la cantidad de registros en las que pandean los arriostramiento disminuyen, llegando a deformaciones máximas de $3.42\Delta c$. En este nivel se tiene que YZ_9, YZ_11 y YZ_12 plastifican para 3 registros mientras que YZ_10 no pandea para ninguno de los escenarios. Los demás arriostramientos del nivel pandean para al menos cuatro registros.

Por su parte, en el cuarto nivel los arriostramientos YZ_13, YZ_16, YZ_32, YZ_33 y YZ_34 se mantienen esencialmente elásticos para todos los registros. Los elementos YZ_14 y YZ_15 pandean para 3 y 4 registros respectivamente, con una deformación máxima de $1.6\Delta c$, generándose así pocos ciclos de pandeo.

Por último, para el quinto nivel los arriostramientos no desarrollan ciclos de pandeo ni fluencia, por lo que al igual que en la dirección X, estos podrían haberse omitido en términos de modelación no lineal.

Cabe aclarar que en ningún nivel ni registro se desarrolla fluencia en los arriostramientos de la dirección Y para nivel SDI.

Por su parte, para nivel SMP todos los arriostramientos en la dirección Y, tanto en tracción como compresión, cumplen en promedio con el límite de seguridad de vida L.S por lo que se encuentran dentro de los criterios establecidos por la normativa.

Para primer nivel, el único arriostramiento que no desarrolla ciclos de pandeo es el YZ_24, pero sí fluye para dos registros llegando a deformaciones de $1.06\Delta t$. Los arriostramientos YZ_1, ARR_YZ_21 y YZ_23 pandean para todos los registros, y lo hacen en varios ciclos. Por su parte los arriostramientos YZ_3 y YZ_4 pandean para 9 registros, desarrollando una deformación de hasta $3.47\Delta c$.

El segundo nivel desarrolla deformaciones medias en los arriostramientos mayores a las generadas en el nivel uno, llegando hasta $5.97\Delta c$ para YZ_27 en el registro 3, el cual tiene un 45 [%] de participación de los arriostramientos en la disipación de energía. Arriostramientos YZ_25 e YZ_27 pandean para todos los registros, donde el promedio de deformación normalizada es de $2.68\Delta c$ y $4.21\Delta c$ respectivamente. Por su parte, YZ_5, YZ_7 y YZ_28 pandean para al menos 7 registros y llegan a deformaciones normalizadas promedio de $2.54\Delta c$, $3.31\Delta c$ y $1.76\Delta c$ respectivamente, por lo que estos llegan a incursionar en el rango no lineal pandeando en varios ciclos.

Para el tercer nivel, el arriostramiento YZ_9 e YZ_12 pandean en seis registros, con un promedio de deformación normalizada de $1.82\Delta c$ y $1.10\Delta c$. Por su parte, YZ_11 pandea solo para tres registros, sin embargo, para el registro 8 y 3 desarrolla una deformación de $6.12\Delta c$ y $4.09\Delta c$ respectivamente, por lo que su promedio de deformación es de $1.66\Delta c$, lo cual es mayor que el promedio para YZ_12 pese a que este último pandea en el doble de registros. Cabe mencionar que YZ_11 pandea en muchos más ciclos que YZ_12. Para YZ_29 e YZ_31 se tienen deformaciones normalizadas más altas que las mencionados anteriormente llegando inclusive hasta los $7.7\Delta c$, valor que supera el límite de L.S. Sin embargo, dado que en promedio estos arriostramientos tienen deformaciones de $3.19\Delta c$ y $2.8\Delta c$, se cumple con lo establecido en la normativa.

En el cuarto nivel para casi todos los arriostramientos la deformación promedio está bajo el límite I.O, por lo que las incursiones no lineales son más bien moderadas, a excepción de YZ_35 que tiene un promedio de $1.7\Delta c$ el cual sigue estando bastante lejano al límite de L.S.

Los arriostramientos fluyen primordialmente para el primer nivel, donde YZ_1, YZ_3 e YZ_23 fluyen para cuatro registros, con un promedio de deformación mayor a $0.9\Delta t$. En el segundo nivel YZ_25 e YZ_26 fluyen para 2 y 4 registros respectivamente, sin embargo, el promedio de deformación para ambos no alcanza el $1.0\Delta t$. Solo para un arriostramiento del tercer nivel, el YZ_30, se desarrolla fluencia para los 3 registros con mayor porcentaje de participación de los arriostramientos en la disipación de energía, alcanzando un promedio de deformación de $1.2\Delta t$.

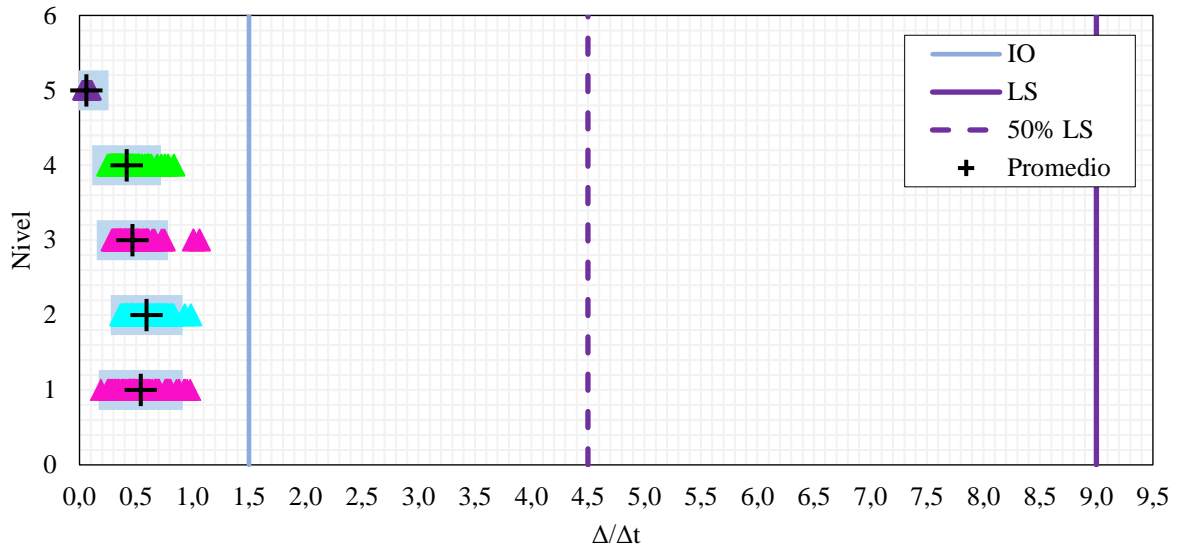


Figura 4.5. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SDI.

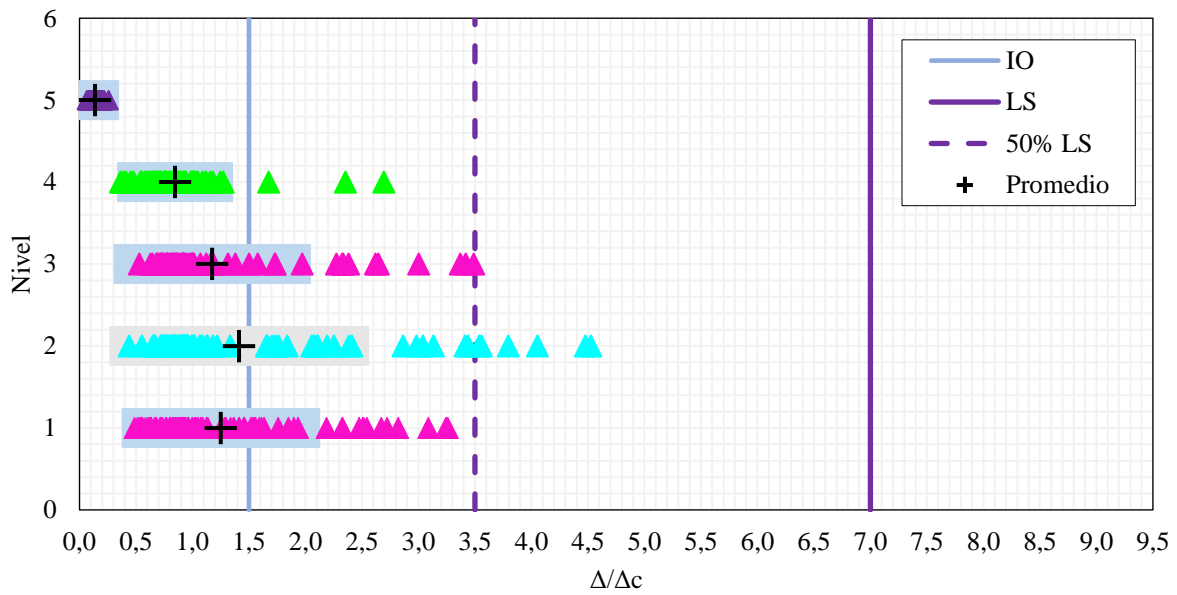


Figura 4.6. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SDI.

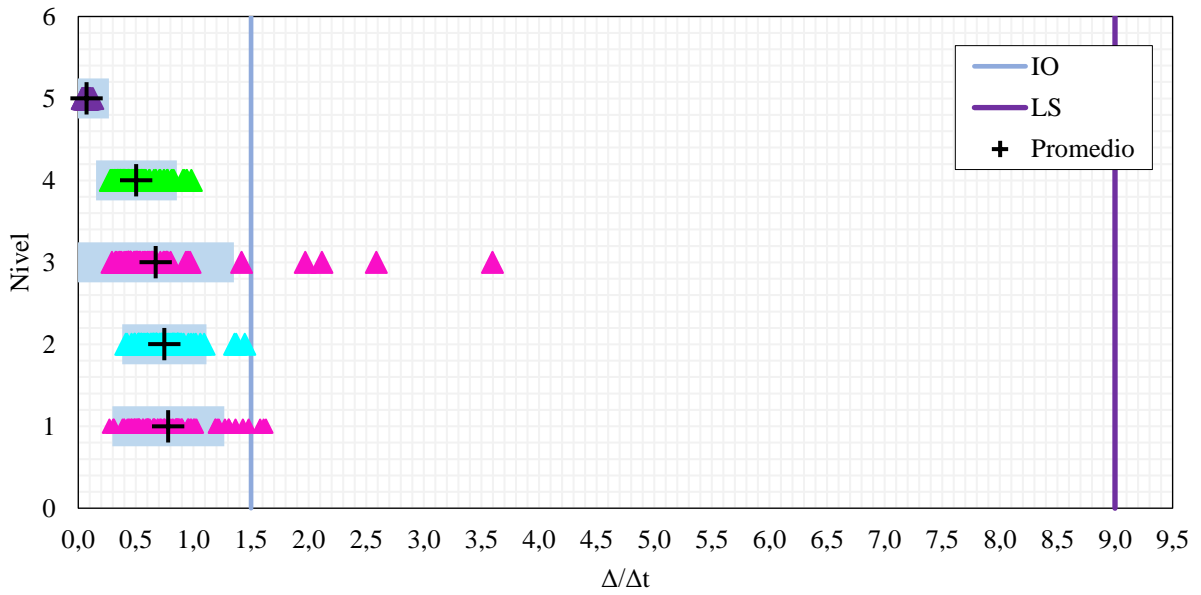


Figura 4.7. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SMP.

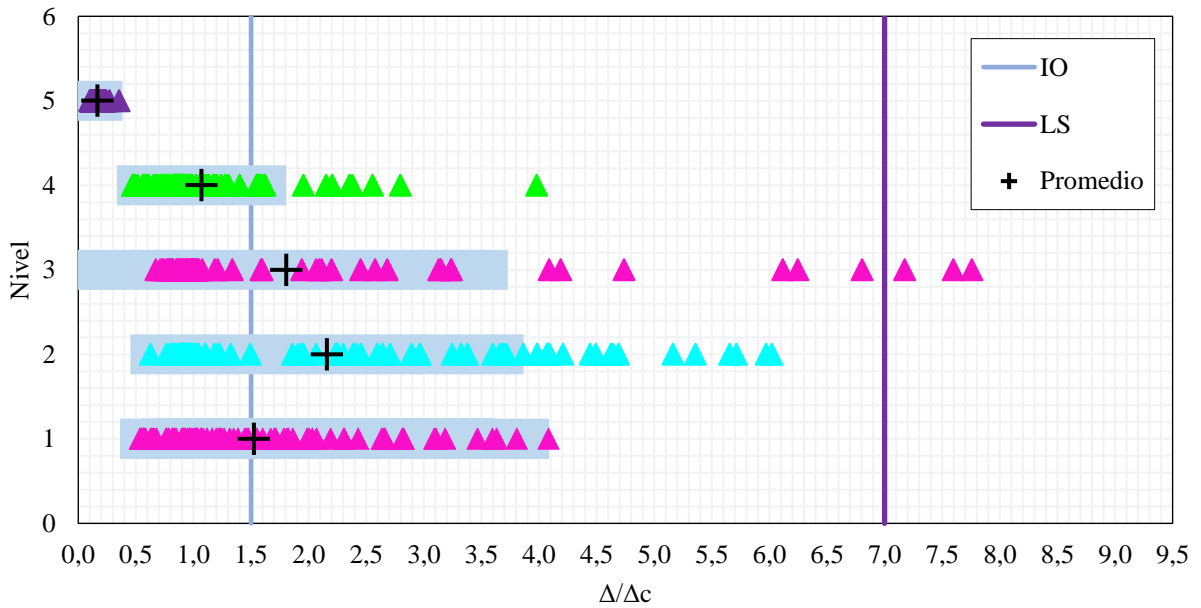


Figura 4.8. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SMP.

4.2.2. Elongación pernos de anclaje

En la **Figura 4.9** se presenta la elongación unitaria de los pernos de anclaje para cada uno de los ocho anclajes para nivel SDI. En promedio ningún anclaje supera la elongación del 0.4 [%], siendo el

anclaje A6 el único que tiene una elongación promedio por sobre la deformación unitaria de fluencia ϵ_y . Anclajes A1, A3, A6 y A7 fluyen en 1, 4, 8 y 3 registros respectivamente, por lo que se puede considerar que esos son los anclajes principales. En general, la elongación se mantiene por debajo del 7.5 [%], limite aceptable el nivel de diseño.

En la **Figura 4.10** se presenta la elongación de pernos para nivel SMP. En este caso, los anclajes A3, A6 y A7 en promedio fluyen, mientras que el anclaje A1 posee una elongación de 0.18 [%]. Anclajes A1, A3, A6 y A7 fluyen en 4, 9, 11 y 10 registros respectivamente, por lo que se puede refuerza la idea de que esos son los anclajes principales. Las elongaciones siguen siendo bajas tal que todas las elongaciones son menores al 0.4 [%], lo cual está muy por debajo del 15 [%], que equivale a la elongación de rotura considerando la reducción de la sección transversal debido a la presencia de los hilos.

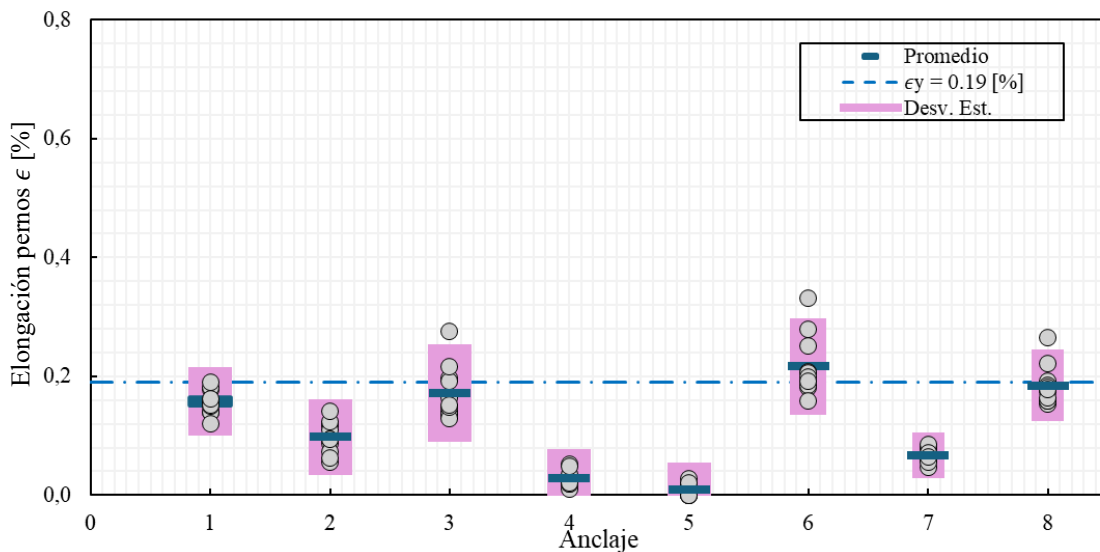


Figura 4.9. Elongación porcentual de pernos según anclajes para nivel SDI.

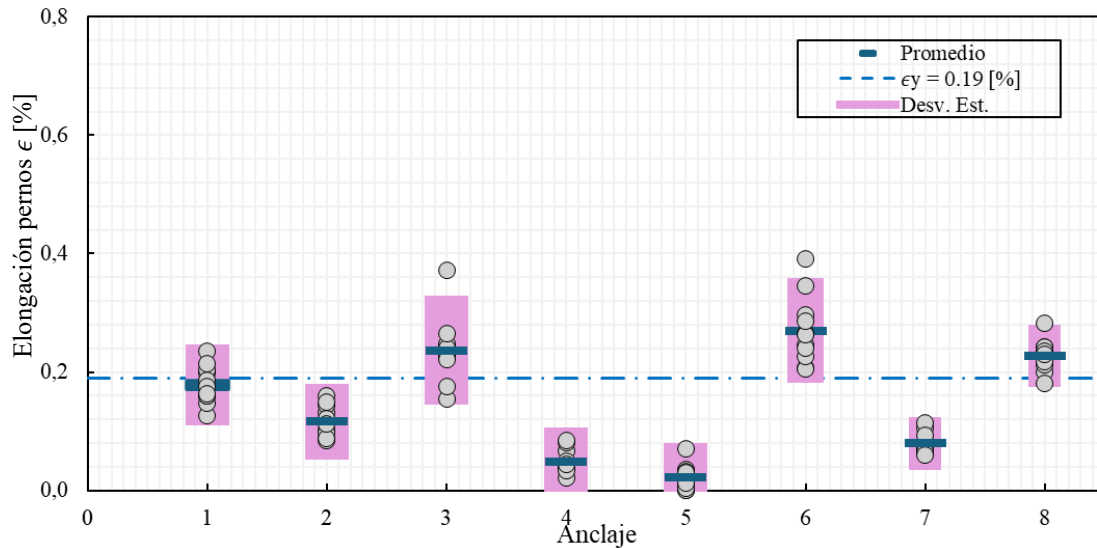


Figura 4.10. Elongación porcentual de pernos según anclajes para nivel SMP.

4.2.3. Energía disipada

En la **Figura 4.11** se muestra la energía disipada porcentual entre amortiguamiento viscoso, arriostramientos y pernos para el nivel SDI. De aquí se puede apreciar que la casi nula participación de los pernos en la disipación se da en los registros con menor energía. En general para este nivel, los pernos no son capaces de disipar más de un 1 [%]. Esta limitación se atribuye a la gran holgura de algunos anclajes en su diseño, siendo los arriostramientos los elementos fusibles que se llevan la mayor participación. No se ve una tendencia clara entre energía del registro y participación de los arriostramientos, donde estos disipan desde 10 [%] hasta un 43 [%].

En la **Figura 4.12** se presenta la energía disipada para el nivel SMP. En este caso se repite lo sucedido para nivel SDI donde la casi nula participación de los pernos en la disipación se da en los registros con menor energía. Además, se puede apreciar que el comportamiento es más parejo, siendo los arriostramientos los que disipan más energía llegando a un promedio de participación del 47%.

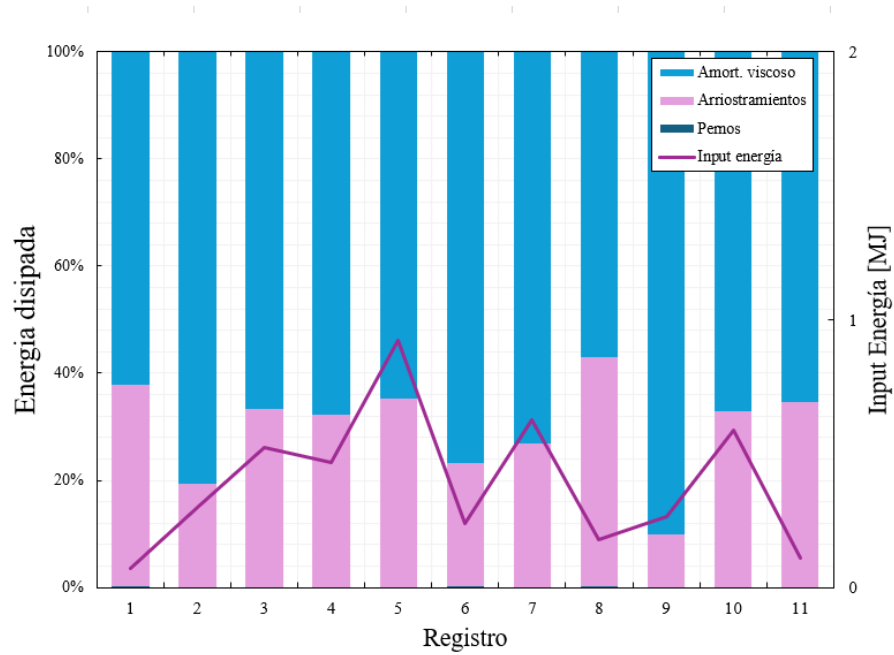


Figura 4.11. Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SDI.

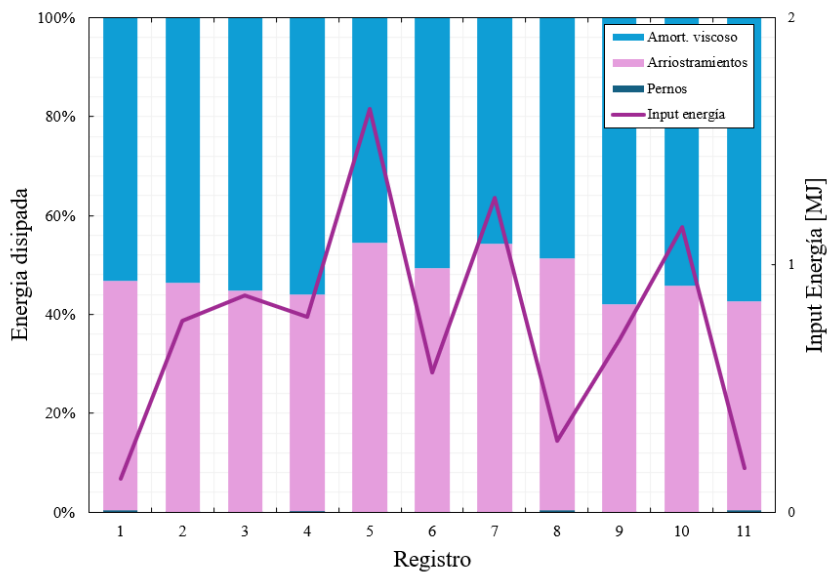


Figura 4.12. Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SMP.

4.2.4. Drift sísmico

En las **Figura 4.13** y **Figura 4.14** se presentan los drift en dirección X e Y, respectivamente, para el nivel SDI. Se puede observar que el drift en la dirección X va disminuyendo en altura, esto debido al hecho de que la plastificación de los arriostramientos en esa dirección disminuye en altura, siendo los

drift asociados a los registros 5 y 10 los que generan mayores desplazamientos, lo que concuerda con el hecho de que son los registros donde los arriostramientos disipan mayor energía. Por otro lado, para la dirección Y se aprecia un aumento en el drift en el nivel 2, lo cual se atribuye a que en dicho nivel los arriostramientos pandean y fluyen con una deformación media mayor que los demás niveles, llegando incluso a deformaciones de cinco veces la deformación de pandeo.

En las **Figura 4.15** y **Figura 4.16** se presentan los drift en dirección X e Y, respectivamente, para el nivel SMP. En este caso, para la dirección X la dispersión aumenta, debido a que los arriostramientos pandean y fluyen con mayor variabilidad en sus deformaciones, pero en promedio se mantiene la misma distribución de drift en altura que pasa el caso SDI. Cabe destacar que el drift máximo para el primer nivel en la dirección X prácticamente se duplica. Para la dirección Y igual aumenta la dispersión, pero no tanto como en la dirección X.

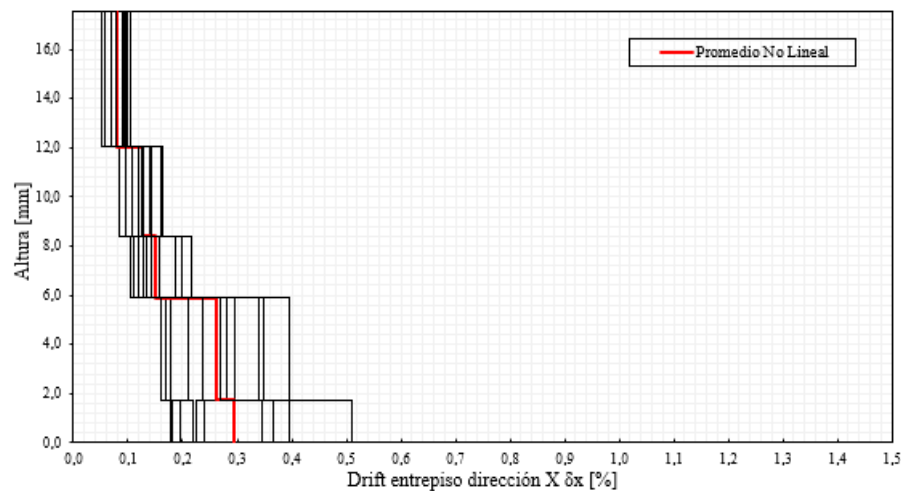


Figura 4.13. Drift de entre piso en dirección X para nivel SDI.

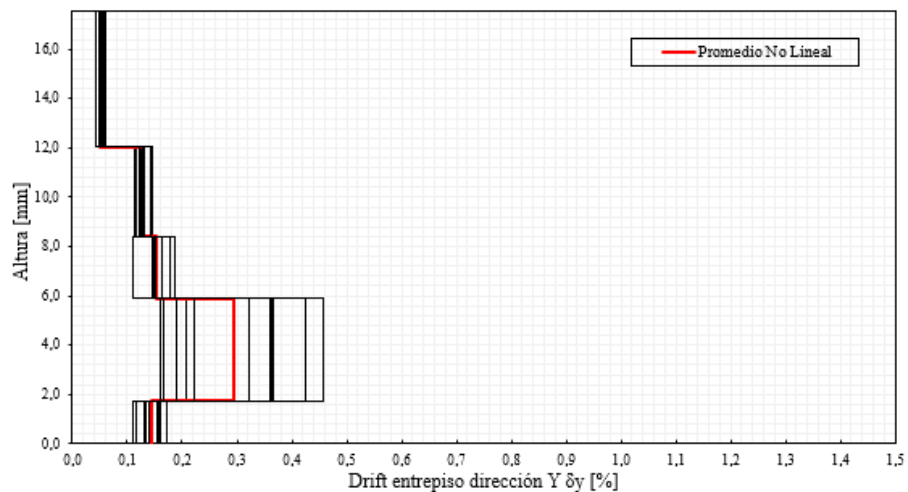


Figura 4.14. Drift de entre piso en dirección Y para nivel SDI.

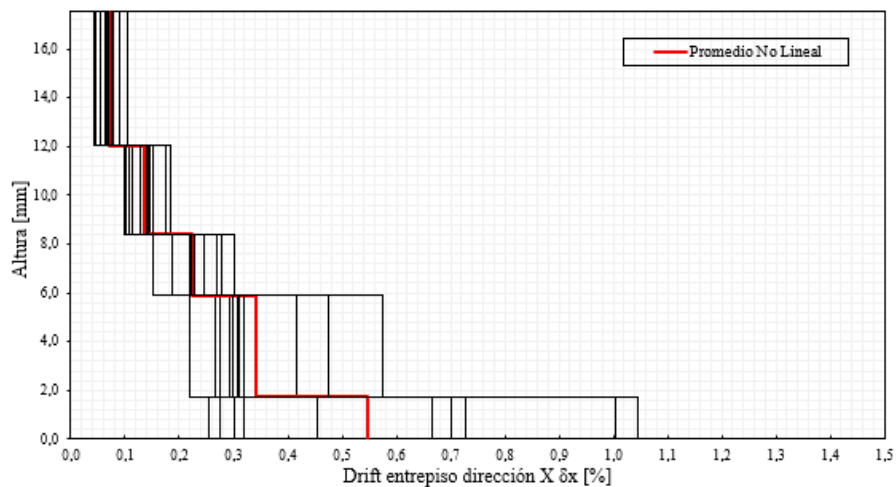


Figura 4.15. Drift entre piso dirección X para nivel SMP.

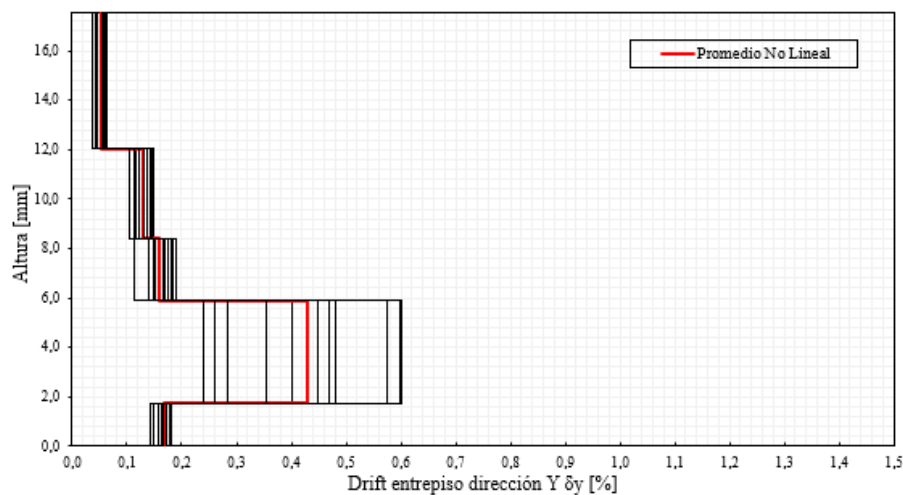


Figura 4.16. Drift entre piso dirección Y para nivel SMP.

4.2.5. Factor de utilización columnas sísmicas

En la **Figura 4.17** se presenta el factor de utilización de las ocho columnas para el nivel SDI, comparado con el factor de utilización obtenido en la etapa de diseño para las combinaciones con carga sísmica amplificada por $0.7R1 \geq 1.0$. Se puede observar que el promedio del análisis no lineal es más bajo que el de diseño, lo que se atribuye a la sobrerresistencia de la estructura. Dado que en promedio se está por debajo del 100 [%], las columnas no plastifican. Esto concuerda con el modelo utilizado el cual no considera la formación de rotulas en las columnas y, además, valida el haber utilizado el factor $0.7R1 \geq 1.0$ para el diseño.

En la **Figura 4.18** se presenta el factor de utilización de las ocho columnas para el nivel SMP. En este caso se puede observar que para casi todas las columnas el promedio del análisis no lineal es mayor que el de diseño, a excepción de las columnas 2 y 7 las cuales son perfiles IN 20x30.6. El valor máximo de factor de utilización es de 115 [%] para la columna 1, la cual pertenece al grupo que quedó menos holgado para diseño lineal. Las columnas 3, 6 y 8 plastifican para 4, 4 y 1 registros respectivamente. Pese a lo anterior, a nivel promedio todas las columnas están bajo el 100 [%] por lo que no hay una plastificación que sea necesaria de capturar.

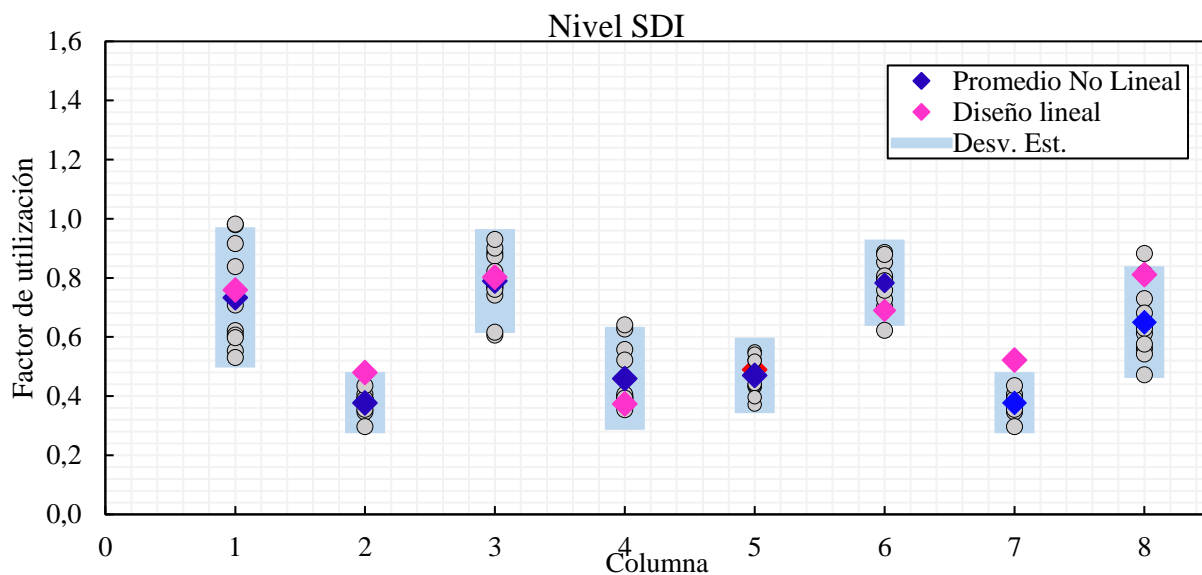


Figura 4.17. Factor de utilización de columnas sísmicas para nivel SDI.

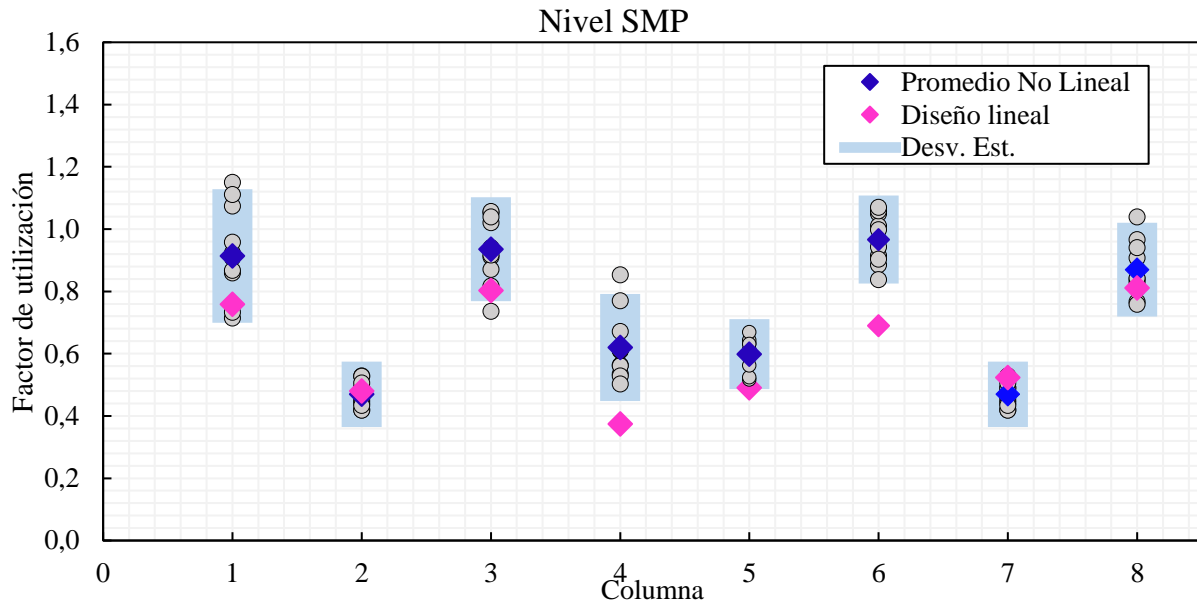


Figura 4.18. Factor de utilización de columnas sísmicas para nivel SMP.

4.2.6. Factores de desempeño sísmico

En las **Figura 4.19**, **Figura 4.20** y **Figura 4.21** se presentan R_{μ} , Ω y R , respectivamente, en ambas direcciones para los 11 registros del nivel SDI. A nivel promedio observa un uso limitado de la ductilidad. Sin embargo, la dispersión es alta, variando desde 1 hasta 1.8. El punto más alto de alcanza para el registro 3, donde para la dirección Y diecinueve de los arriostramientos pandean y por tanto participan en la disipación de energía, mientras que para la dirección X diez elementos contribuyen a la disipación, lo cual concuerda con el hecho de que la reducción por ductilidad en ese registro sea mayor para la dirección Y. A nivel global, la reducción por ductilidad es mayor en X que en Y, lo cual se puede atribuir a que mientras en Y los arriostramientos plastifican en promedio para un 27 [%] de los registros, mientras que para X plastifican un 45 [%] en promedio. La sobrerresistencia es alta en ambas direcciones debido al diseño realizado para que la estructura trabaje primordialmente en su rango de sobrerresistencia. El factor de modificación de la respuesta R es en promedio más bajo en la dirección X, aproximándose levemente al utilizado en el diseño lineal.

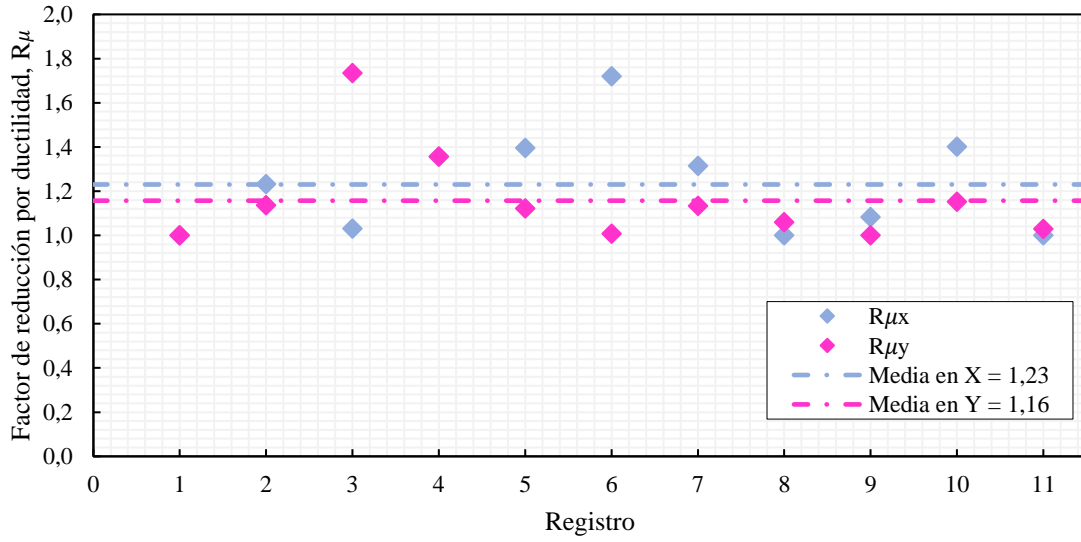


Figura 4.19. Factor de reducción de la respuesta por ductilidad para registros de nivel SDI.

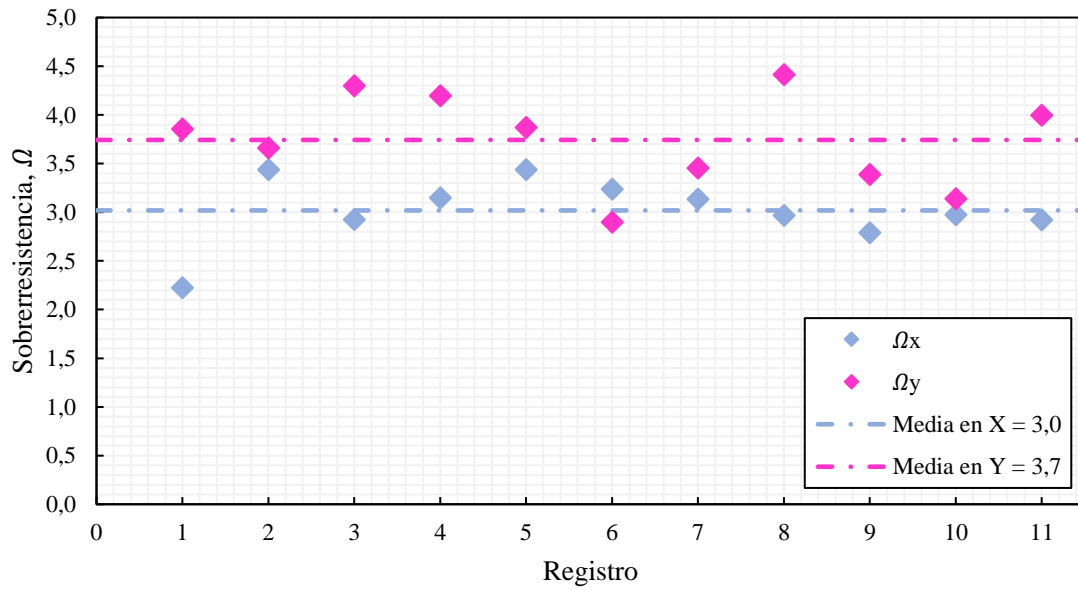


Figura 4.20. Factor de sobrerresistencia para registros de nivel SDI.

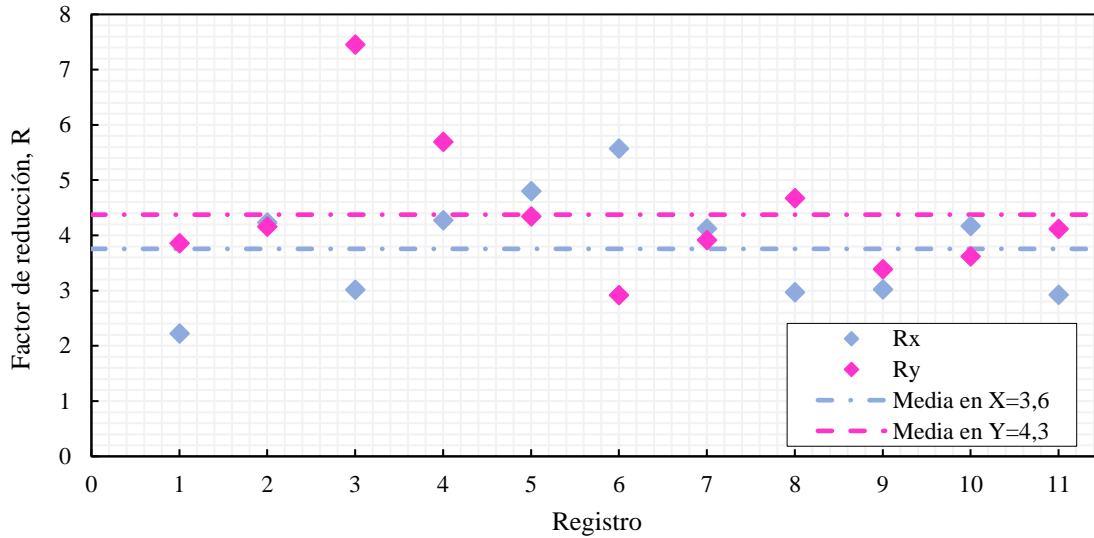


Figura 4.21. Factor de reducción de la respuesta para registros de nivel SDI.

En las **Figuras 4.22**, **Figura 4.23** y **Figura 4.24**, se presentan R_{μ} , Ω y R , respectivamente, en ambas direcciones para los 22 registros del nivel SMP. Se observa un aumento en la media del R_{μ} resultando en un uso de la ductilidad dentro de un rango moderado. El valor de este factor es similar para ambas direcciones. En el caso de la dirección X, R_{μ} es igual a 1.5, lo que indica que la plastificación en X reduce en un 33,3 [%] el corte basal. La sobrerresistencia en ambas direcciones aumenta con respecto al nivel SDI, lo que indica que la estructura aún no ha utilizado toda su reserva de sobrerresistencia. El factor R en media para X es 4.9 y 5.8 en Y, lo cual es bastante mayor que el utilizado en el diseño e indica que efectivamente la respuesta se está reduciendo, con mucha sobrerresistencia y uso de ductilidad moderado. Este comportamiento es lo que busca la normativa, pues reduce la incertidumbre ante posibles eventos sísmicos futuros.

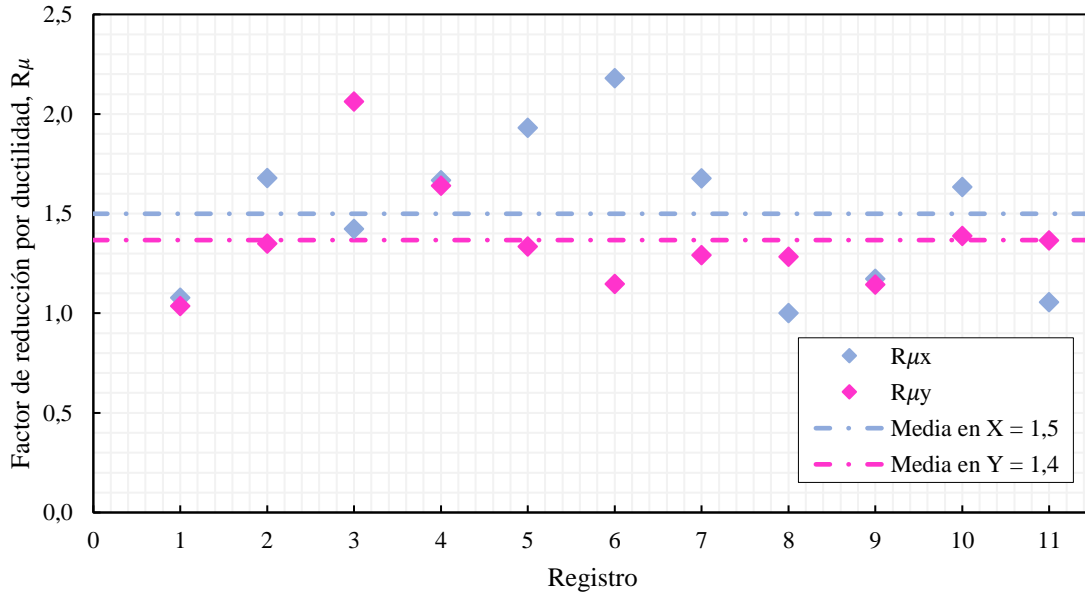


Figura 4.22. Factor de reducción de la respuesta por ductilidad para registros de nivel SMP.

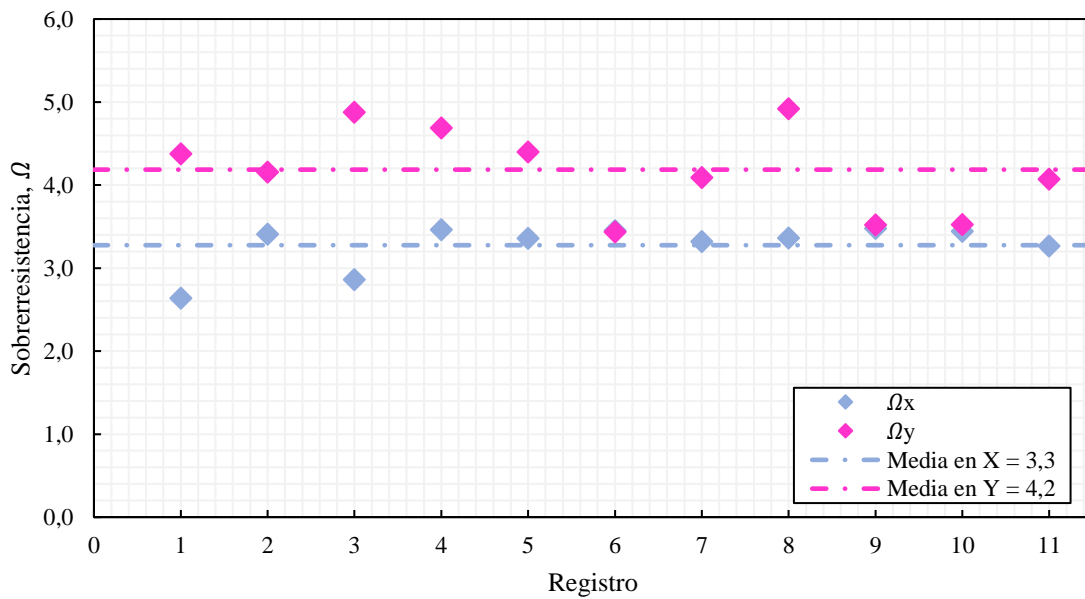


Figura 4.23. Factor de sobrerresistencia para registros de nivel SMP.

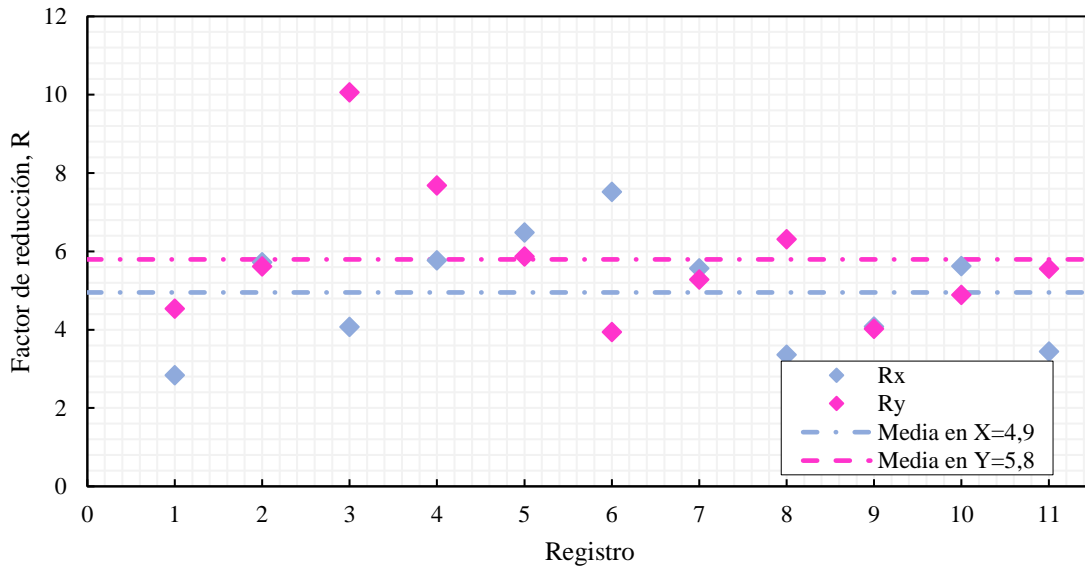


Figura 4.24. Factor de modificación de la respuesta para registros de nivel SMP.

4.3. Conclusiones

El desempeño de la estructura se ve marcado por una gran sobrerresistencia, la que proviene del diseño realizado.

A nivel general, para ambos niveles de demanda sísmica los arriostramientos cumplen con los criterios de aceptación establecidos en la norma NCh2369. Para nivel SDI los arriostramientos desarrollan predominantemente ciclos de pandeo para los primeros tres niveles para varios registros y gran cantidad de arriostramientos. Por otro lado, solo tres diagonales en la dirección X fluyen para poca cantidad de registros y generan deformaciones relativamente bajas del orden de $1.4\Delta t$, mientras que para la dirección Y ninguna diagonal fluye para ningún registro. Además, los arriostramientos del cuarto y quinto nivel en general se comportan esencialmente elásticos. Para nivel SMP, la dispersión y elongaciones aumentan, donde los arriostramientos pandean de manera mas generalizada, llegando incluso a deformaciones de $7\Delta c$. Nuevamente los arriostramientos que fluyen pertenecen al primer y segundo nivel, los cuales lo hacen para mayor cantidad de registros y mayores deformaciones que para nivel SDI. Finalmente, también se observa que los arriostramientos del quinto nivel permanecen elásticos para este nivel de demanda.

La elongación de los pernos de anclaje a nivel SDI es bastante baja, con poca dispersión, donde solo uno se encuentra en promedio por sobre la deformación de fluencia. A nivel SMP, la elongación aumenta, y con esto, tres de los anclajes más solicitados tienen en promedio una deformación mayor a la de fluencia, llegando en algunos registros hasta el 0.4 [%] con lo cual se sigue teniendo gran holgura con respecto a la fractura.

La participación de los pernos de anclaje en la disipación de energía es bastante baja. Tanto para SMP como SDI la disipación de los pernos de anclaje es casi nula, dado que los arriostramientos se llevaron la mayor parte de la participación.

Las columnas sísmicas a nivel SDI tuvieron un comportamiento elástico, pues no plastifican para ninguno de los registros, mientras que para nivel SMP si bien en promedio quedan con un factor de utilización menor que uno, existe plastificación para algunos de los registros.

A nivel SDI la estructura trabaja en su rango de sobrerresistencia y hace un uso limitado de la ductilidad proporcionada por el detallamiento. Por otro lado, a nivel SMP, la estructura utiliza en un rango moderado la ductilidad entregada, pero sigue trabajando principalmente dentro de su rango de sobrerresistencia.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

A continuación, se presentan las principales conclusiones obtenidas en este trabajo. Se enfatiza en que las conclusiones aquí presentadas no se pueden extrapolar al comportamiento a otras estructuras tridimensionales, donde se presenten altas irregularidades en masa y estructuración.

El diseño elástico lineal fue realizado con factor $R=3$ y un factor de importancia $I=1.0$, a modo de seguir con la línea del diseño original de la estructura. Esto resultó en una estructura con bastante sobrerresistencia, pero con un detallamiento suficiente para asegurar una ductilidad moderada. Para las diagonales se seleccionaron perfiles cuadrados huecos HSS, debido a que cumplen de mejor manera con los nuevos límites de compacidad. Estos nuevos límites van a hacer que el diseño de las diagonales se aleje de los perfiles compuestos de perfiles ángulo L, y se prefiera el uso de perfiles tubulares, ya sea cuadrados o circulares, en estructuras que así lo requieran. Los arriostramientos se intentaron dejar con un factor de utilización lo más ajustado posible, sin embargo, en varios casos ocurrió que el diseño fue controlado por los criterios de compacidad y, para el primer nivel, por las combinaciones no sísmicas con cargas de temperatura permanente. Por otro lado, la configuración de los pernos de anclaje queda controlado por un solo anclaje para cada una de las columnas.

Con respecto al análisis no lineal dinámico, los arriostramientos cumplen en promedio con los criterios de aceptación que se indican en la NCh 2369 2023 para la deformación axial en compresión y tracción, donde existen algunos arriostramientos, en particular los del segundo nivel, que exhiben deformaciones axiales mayores, lo que se atribuye a que son los más solicitados en el diseño lineal. Por otro lado, la deformación media de los pernos de anclaje es bastante baja para todos los anclajes, debido a que el diseño quedó holgado para varios de ellos, más aún en promedio las deformaciones bajas al punto que en algunos casos no se superó la deformación de fluencia. Para el nivel SMP aumentan las elongaciones, ya que aumenta la intensidad de los registros, pero siguen estando lejanas a la fractura e inclusive para algunos anclajes no superan la deformación de fluencia.

En general, los pernos de anclaje tuvieron una participación muy baja en la disipación de energía, por lo que no se pudo generar ese primer filtro para la estructura. Por su parte, los arriostramientos son el elemento fusible con mayor disipación de energía, llevándose la mayor participación porcentual tanto a nivel SDI como SMP.

En relación a las columnas, en general estas se mantuvieron elásticas para los análisis no lineales a nivel SDI y SMP, lo que quiere decir que diseñarlas para una carga sísmica amplificada las protege de buena manera. Sin embargo, las columnas más solicitadas a nivel SDI quedaron muy cerca de la plastificación mientras que a nivel SMP llegaron a plastificar para algunos registros, por lo cual se recomienda tener factores de utilización holgados para proteger de manera adecuada el sistema gravitacional ante eventos sísmicos futuros.

Los resultados obtenidos de los factores de desempeño sísmico permiten apreciar que la estructura trabaja en su rango de sobrerresistencia, con un uso moderado de ductilidad. Este comportamiento es la esencia que quiere lograr la norma, ya que a pesar de la gran sobrerresistencia que tiene el sistema se otorga la ductilidad por detallamiento necesaria para poder reducir la incertidumbre inherente del fenómeno sísmico.

Como parte de una investigación futura, se recomienda aumentar las secciones de las diagonales tal que se permita disipar más energía a través de los pernos. En lo posible, sería ideal determinar la relación óptima entre el diseño de pernos y la utilización de los arriostramientos para que sea posible esta disipación por parte de dichos pernos. Además, dado que las tracciones que resisten los pernos en este caso son bajas y, además, los pernos utilizados corresponden a los de diámetro más pequeño comercializados, se podría modificar la calidad de los pernos de anclaje a una que otorgue menor resistencia.

CAPÍTULO 6. REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction. (1999). *Seismic Provision for Structural Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.

American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. (AISC 360-10). Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. (AISC 341-16). Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.

American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE/SEI 7-16). Reston, Virginia, EE. UU.: Autor.

American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. (ASCE/SEI 41-17). Reston, Virginia, EE. UU.: Autor.

Astaneh-Asl, A., & Cochran, M., Sabelli, R. (2006). *Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames*. Steel Technical Information and Product Services (Steel TIPS) report. Structural Steel Educational Council Moraga, California, EE.UU.

Baker, J. W. (2011). *Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection*. Journal of Structural Engineering.

Barrientos, M. (2016). *La arquitectura de los terremotos (1929-1972)*. (Tesis de Doctorado) Pontificia Universidad Católica de Chile. Facultad de Arquitectura, Diseño y Estudios Urbanos, Santiago, Chile.

Black, R. G., Wenger, W. A. B. y Popov, E. P. (1980). *Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Loads Reversals*. Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, California, EE.UU.

Bolt, B. A. (1973). *Determination of Duration of Strong Ground Motion*. Bulletin of the Seismological Society of America, 63(5), 1949-1970.

Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A. y Magna-Verdugo, C. (2019) *A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment*. Santiago, Chile.

Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G. y de la Llera, J. C. (2020). *A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes*. Submitted.

Computers and Structures, Inc (2017). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, EE.UU.

Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. y Pastén, C. (2016). *Ground Motion Prediction Equations for the Chilean subduction Zone*. Bull Earthquake Eng.

Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369.Of2003). Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh432:2010: *Diseño estructural- Cargas de viento*. Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2016). NCh4127/1:2016. *Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios. Parte 1: Criterios generales de diseño y acciones en la estructura*. Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2017). NCh3171:2017: *Diseño estructural- Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2023). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369 2023). Santiago, Chile: Autor.

International Code Council. (2017). *2018 International Building Code*. Washington, D.C., EE.UU.: International Code Council.

Ministerio del Interior (1936). *Decreto N°4882/1936: Ley y Ordenanza General de Urbanismo y Construcción*. Recuperado de Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, Santiago, Chile

Ministerio de Obras Públicas y Vías de Comunicación (1949). *Decreto N°884/1949: Reemplaza Ordenanza General de Contrucciones*. Recuperado de Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, Santiago, Chile

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). *Decreto Supremo N° 61/2011: Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*. Santiago, Chile.

Monsálvez, D., Jaña, P., Ruiz, P. (2014). *La influencia norteamericana en el proyecto siderúrgico chileno: La Compañía de Acero del Pacífico (CAP) y la usina Huachipato*. *Universum* (Talca), 29(2), 203-219. <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-23762014000200014>

Montalva, G., Bastías, N., Rodriguez-Marek, A. (2017). *Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone*. *Bulletin of Seismological Society of America*.

Montecinos, R., Herrera, R., Verdugo, A., Beltran, J.F. (2012). *Estructuras industriales*. Libro Mw=8.8 Terremoto en Chile 27 de febrero 2010, Capítulo 10, 211-239. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Peña C., Montecinos R. (29 de mayo 2020). *Reseña histórica de diseño y normativa industrial en Chile*. Seminario Online- Diseño Estructural de Proyectos Industriales-Anteproyecto NCh2369. Universidad de los Andes, Santiago, Chile.

- Peña, C., Urzúa, C. (2019). *Nuevas disposiciones de diseño en actualización de NCh2369, Capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero”. Origen e implementación*. XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019. Valdivia, Chile.
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N. y De la Llera, J.C. (2018). *An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of its Poisson Nature*. Bulletin of Seismological Society of America.
- Schafer B. (2020). *Ad Hoc Task Group Report on Local Buckling (Width-to-thickness) Limits*. AISC Committee on Specifications Task Group on Local Buckling (Width-to-thickness) Limits.
- Soules, J., Bachman, R., Silva, J. (2016). *Chile Earthquake of 2010: Assessment of Industrial Facilities around Concepción*. 10.1061/9780784413647.
- Urzúa, C. (2015). *Comparación del Desempeño de Dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas Según la Práctica Nacional y Disposiciones AISC* (Tesis de Magister). Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago, Chile.

ANEXO A. CARGAS Y SECCIONES ESTRUCTURA

A.1. Cargas de diseño

En las siguientes figuras se presentan las cargas de diseño aplicadas sobre la estructura de edificio celda de columna.

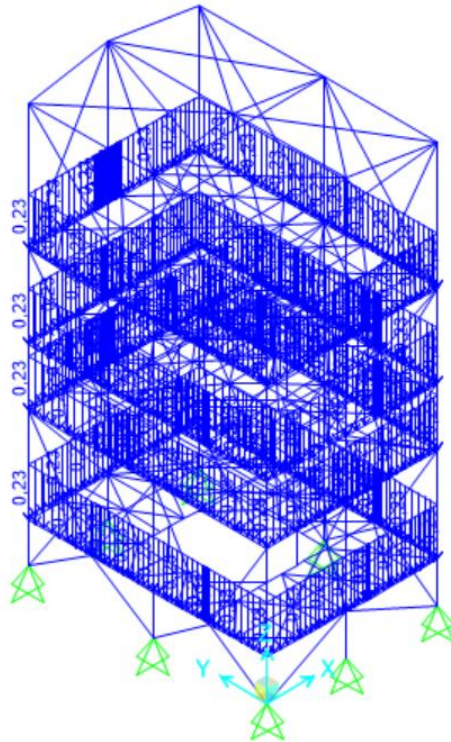


Figura A.1. Cargas de baranda, kN/m.

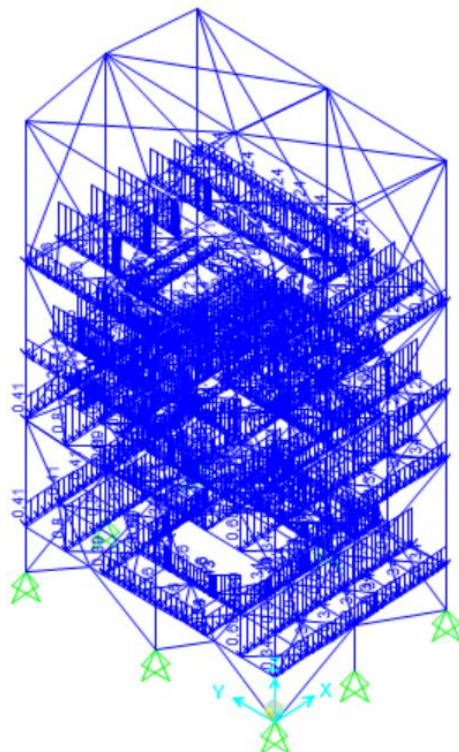


Figura A.2. Cargas de parrillas, kN/m.

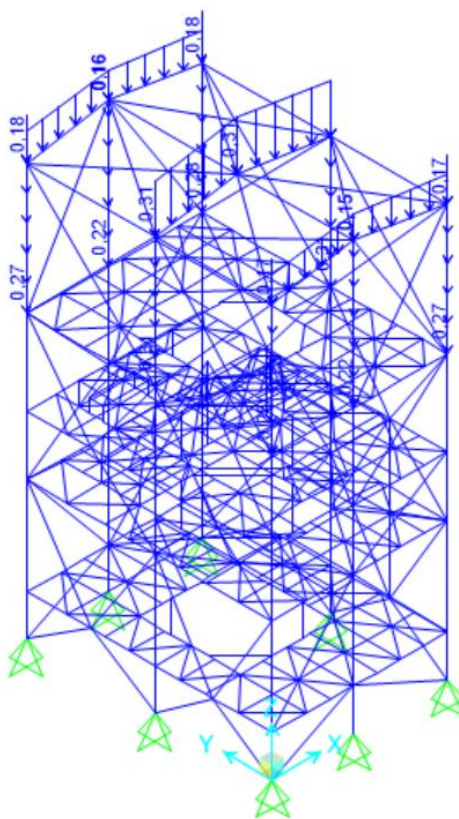


Figura A.3. Cargas de cubierta, kN/m.

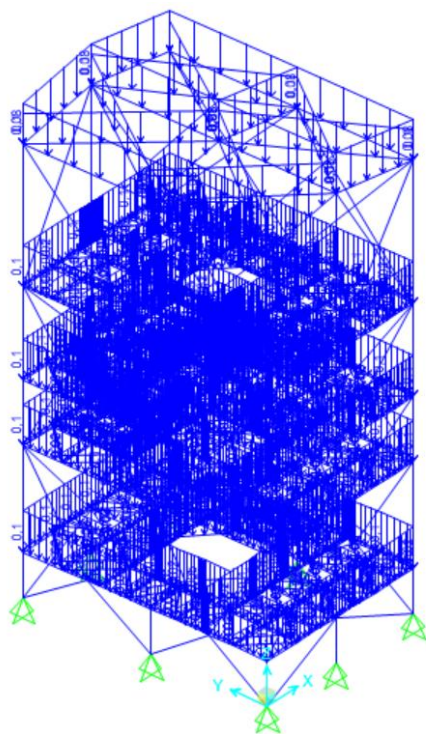


Figura A.4. Cargas de polvo, kN/m.

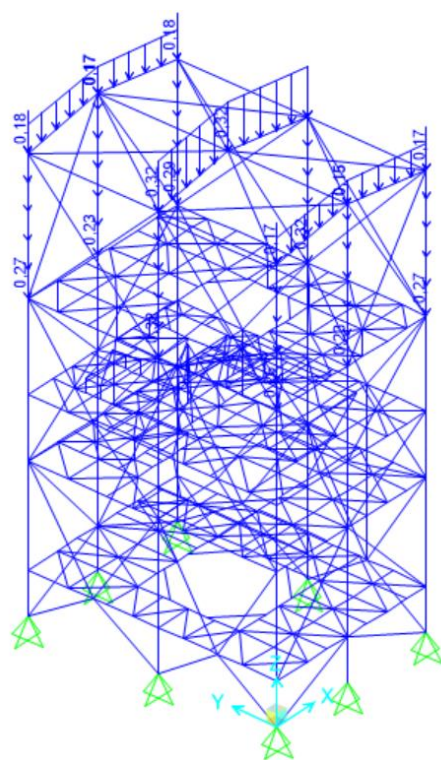


Figura A.5. Cargas de costaneras, kN/m.

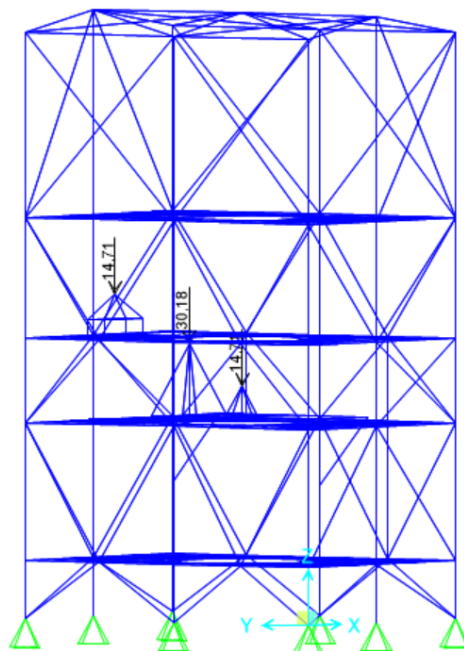


Figura A.6. Cargas de equipos, kN.

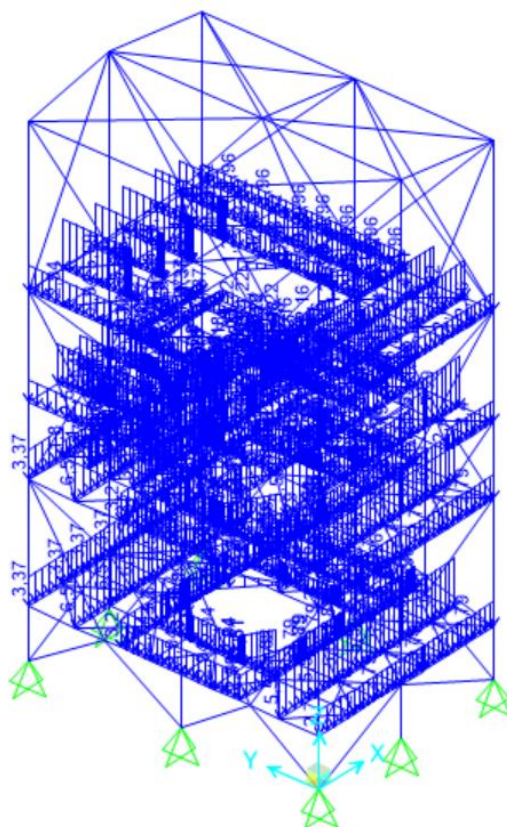


Figura A.7. Sobrecarga de uso de piso (L), kN/m.

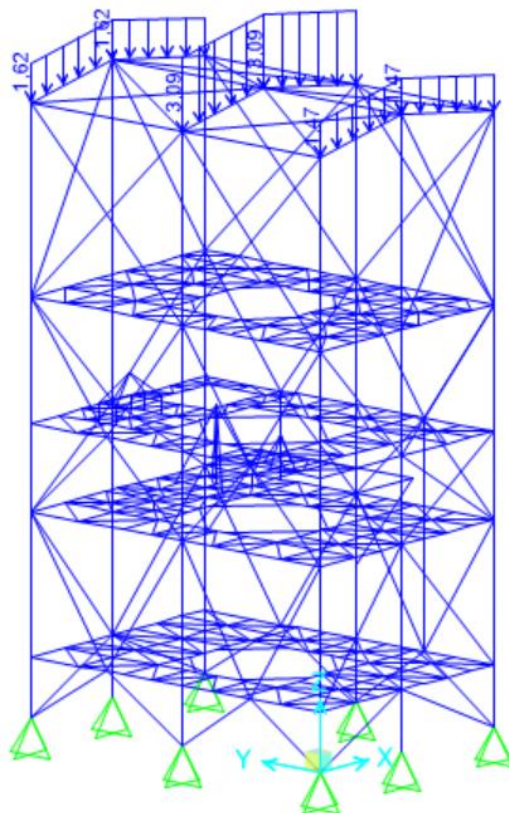


Figura A.8. Sobrecarga de uso de techo, kN/m.

A.2. Secciones resultantes del diseño lineal

En las siguientes figuras se indican los perfiles resultantes para todos los miembros estructurales del edificio.

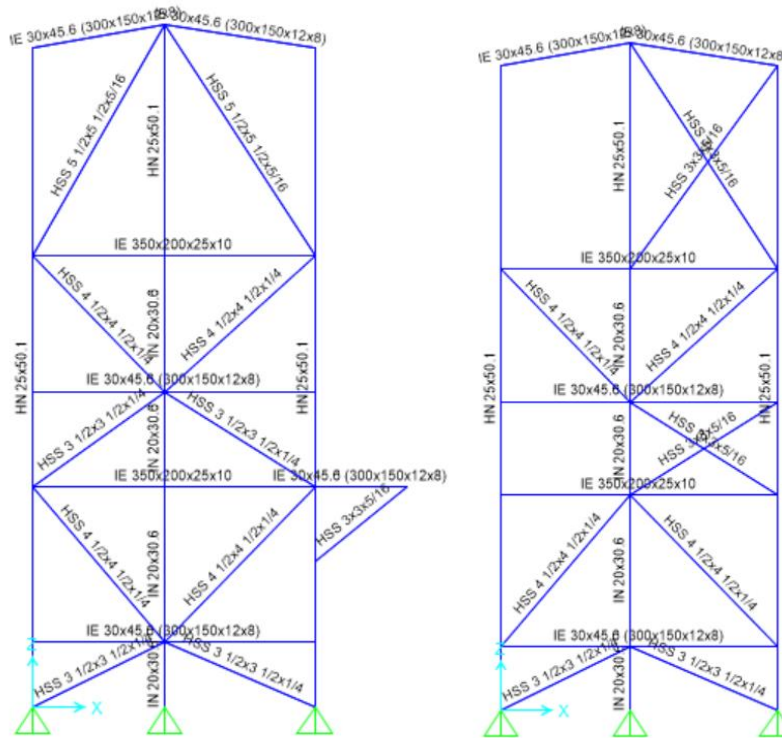


Figura A.9. Marco dirección XZ, altura Y=10.5 m (derecha) e Y=0 m (izquierda).

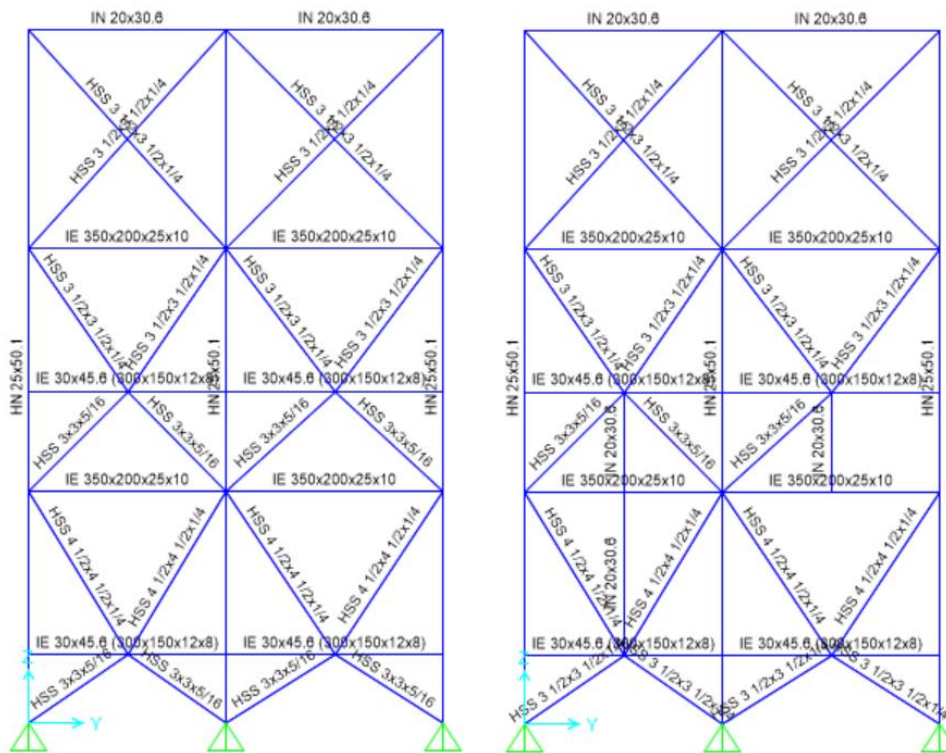


Figura A.10. Marco dirección YZ, altura X=0 m (izquierda) y X=7.5 m (derecha).

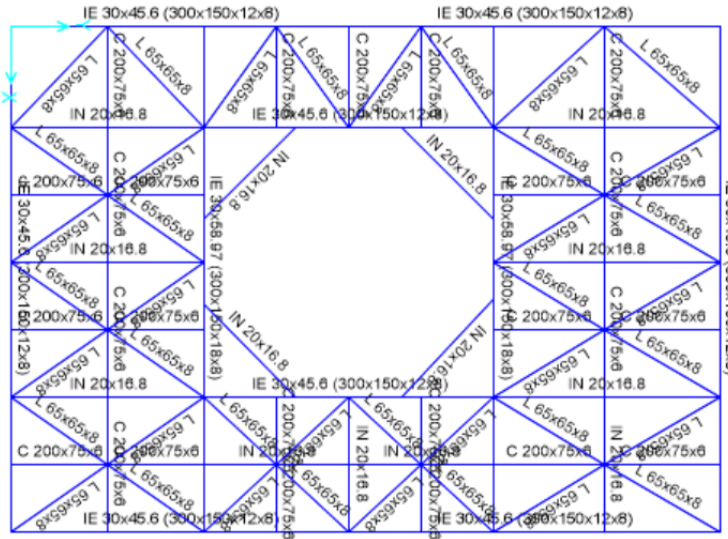


Figura A.11. Vista en planta 1.75 [m] sobre nivel de terreno.

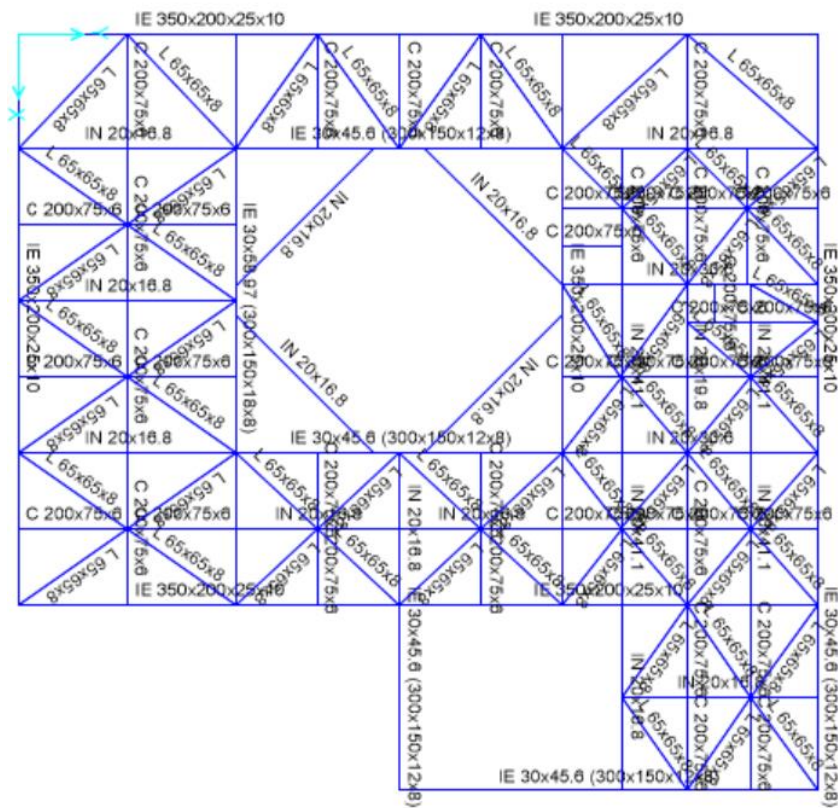


Figura A.12. Vista en planta 5.8 [m] sobre nivel de terreno.

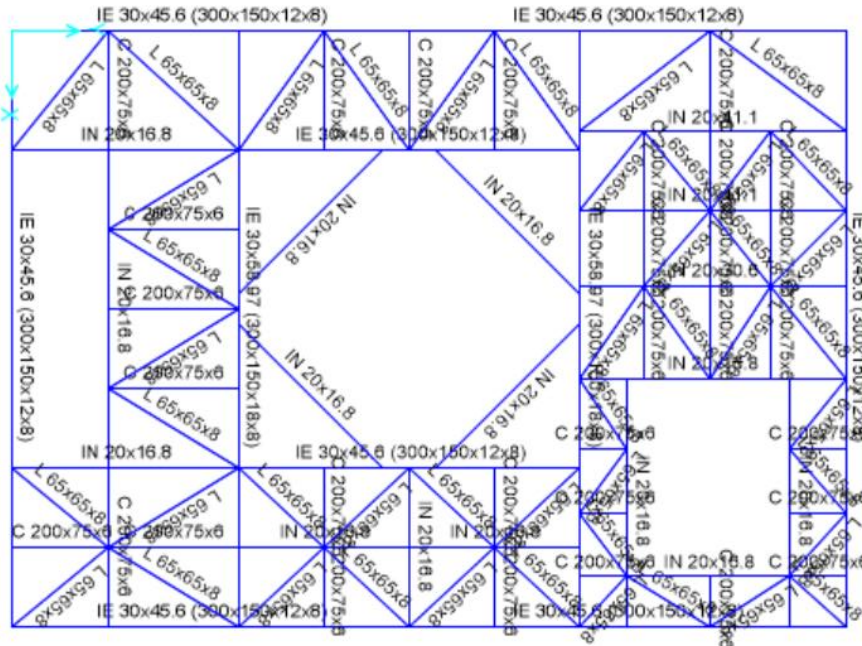


Figura A.13. Vista en planta elevación 8.4 [m] sobre nivel de terreno.

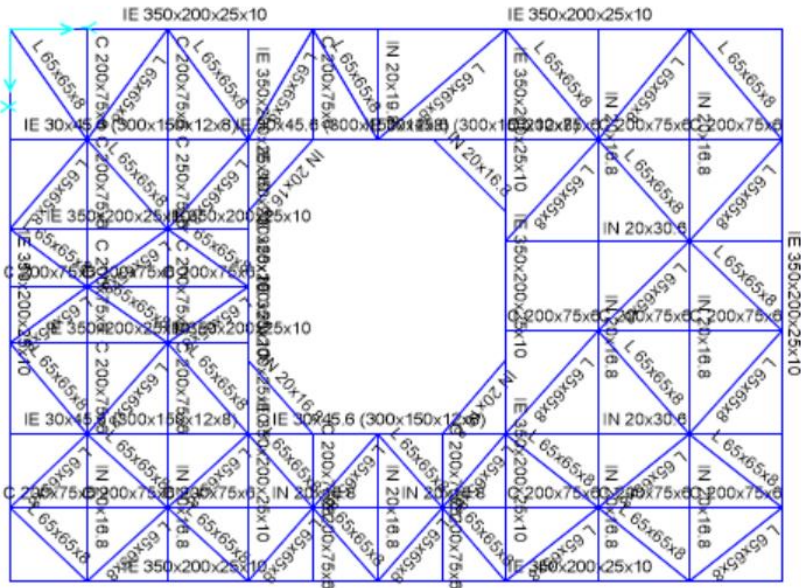


Figura A.14. Vista en elevación 12.04 [m] sobre nivel de terreno.

ANEXO B. VERIFICACIÓN RESISTENCIA

B.1. Diseño con combinaciones sísmicas LRFD

A continuación, se presentan los factores de utilización para las combinaciones de carga LRFD.

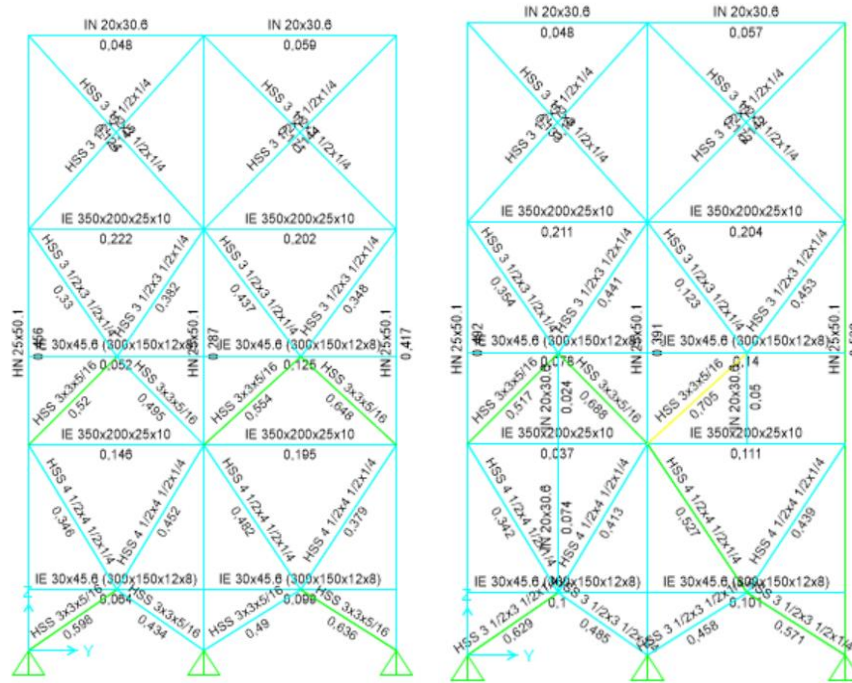


Figura B.1. Factores de utilización marcos dirección YZ, altura X=0 m (izquierda) y X=7.5 m (derecha)

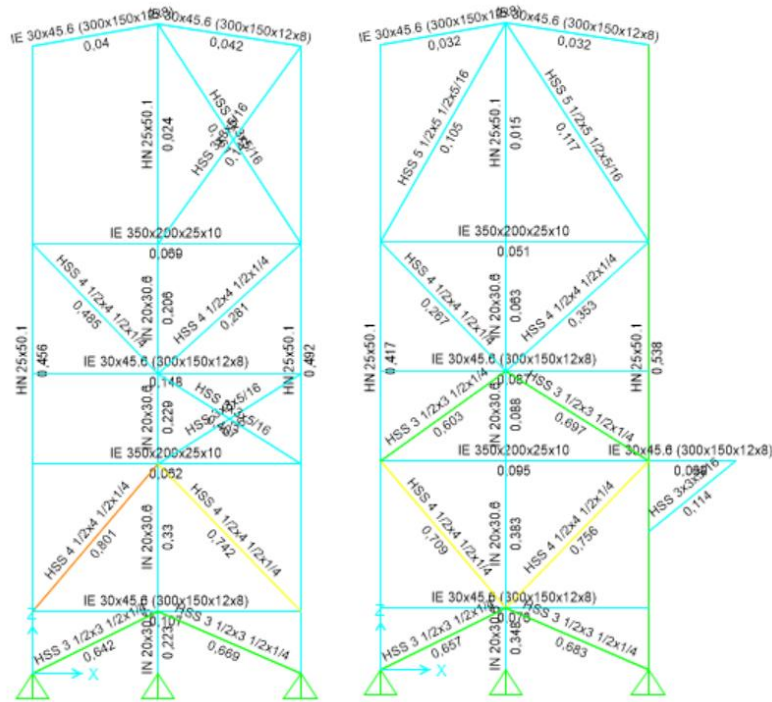


Figura B.2. Factores de utilización marcos dirección XZ, altura Y=0 (izquierda) e Y=10 m (derecha).

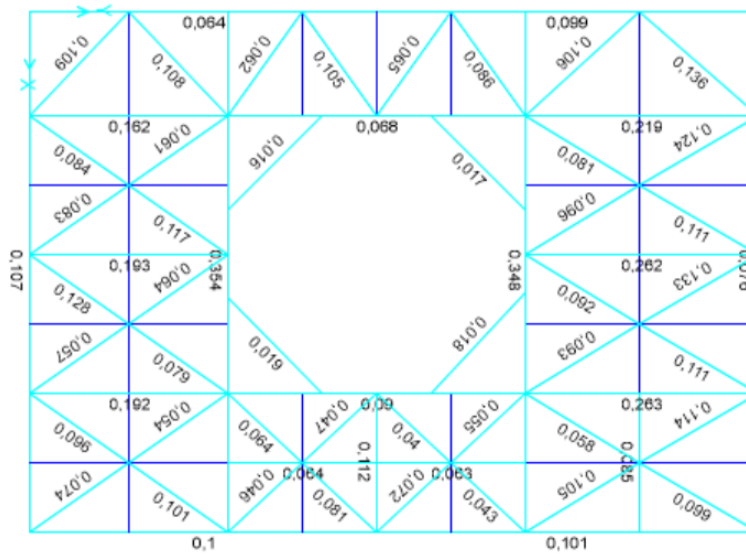


Figura B.3. Factores de utilización vista en elevación 1.75 [m] sobre nivel de terreno.

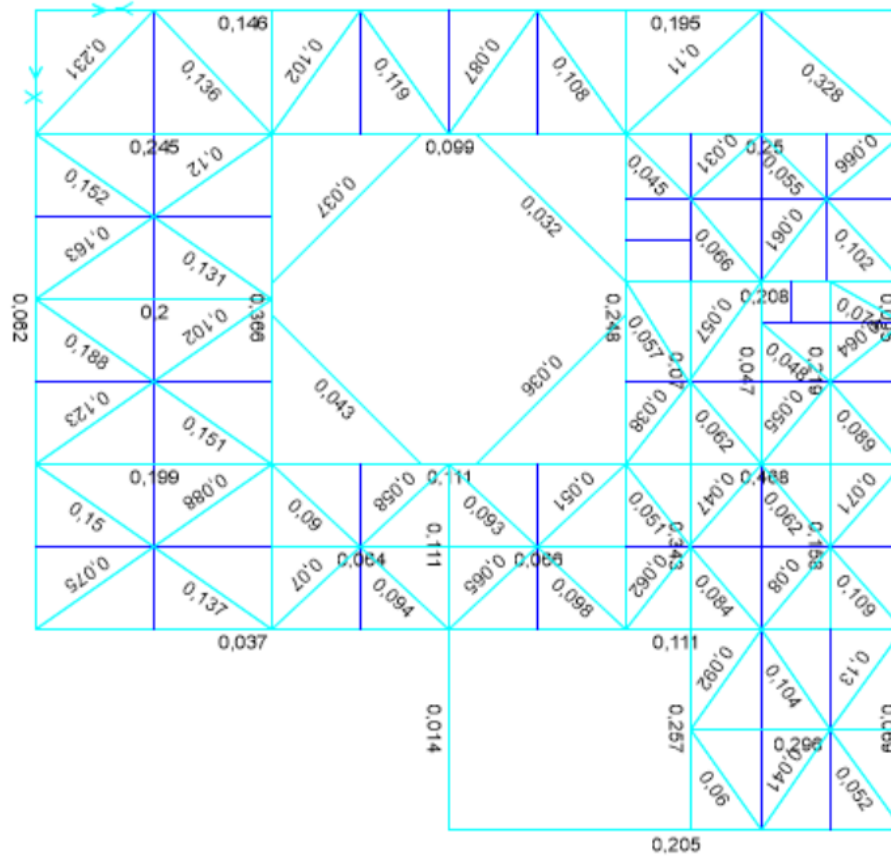


Figura B.4. Factores de utilización vista en elevación 5.88 [m] sobre nivel de terreno.

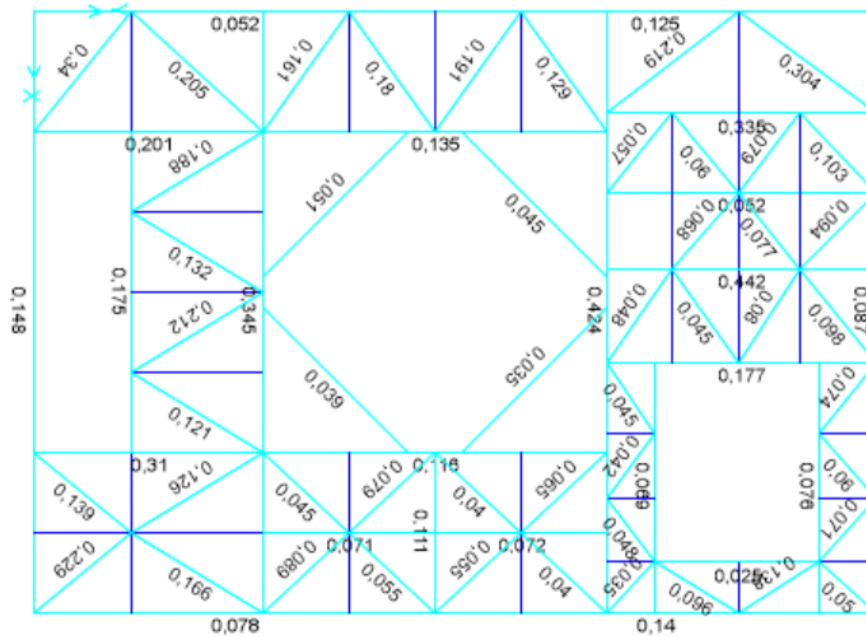


Figura B.5. Factores de utilización vista en elevación 8.42 [m] sobre nivel de terreno.

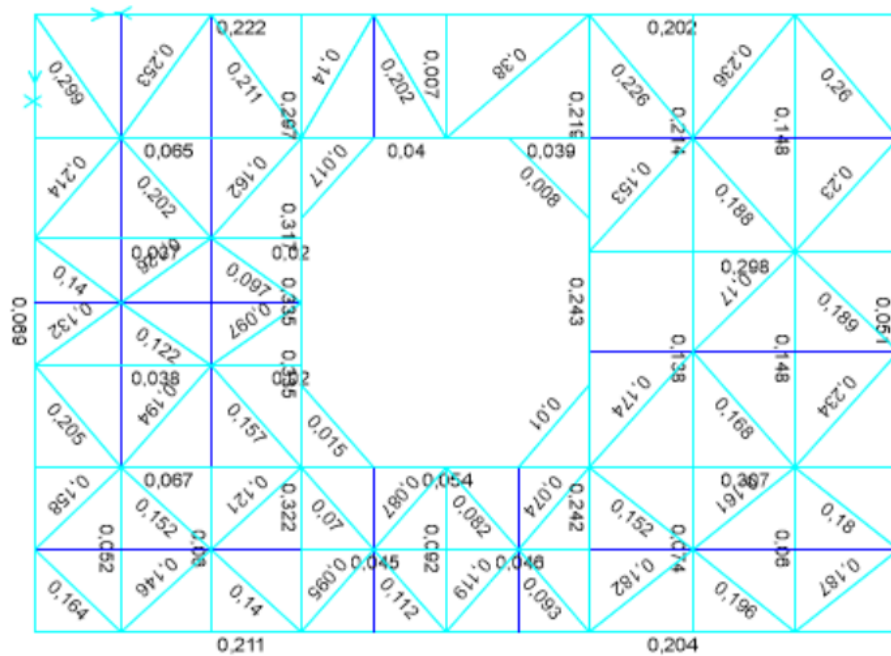


Figura B.6. Factores de utilización vista en elevación 12.04 [m] sobre nivel de terreno.

B.2. Diseño con combinaciones sísmicas amplificadas por 0.7R1

A continuación, se presentan los factores de utilización resultantes del diseño para combinaciones con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1.

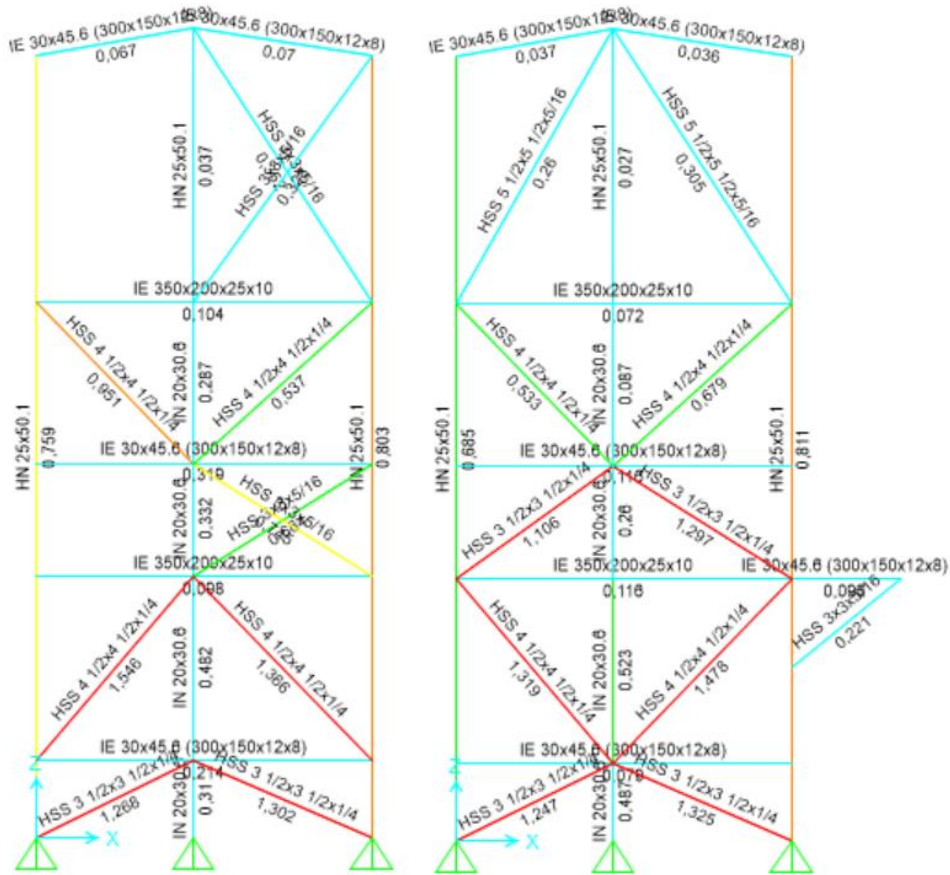


Figura B.7. Factores de utilización marcos dirección XZ, altura Y=0 m (izquierda) y Y=10.5 m (derecha)

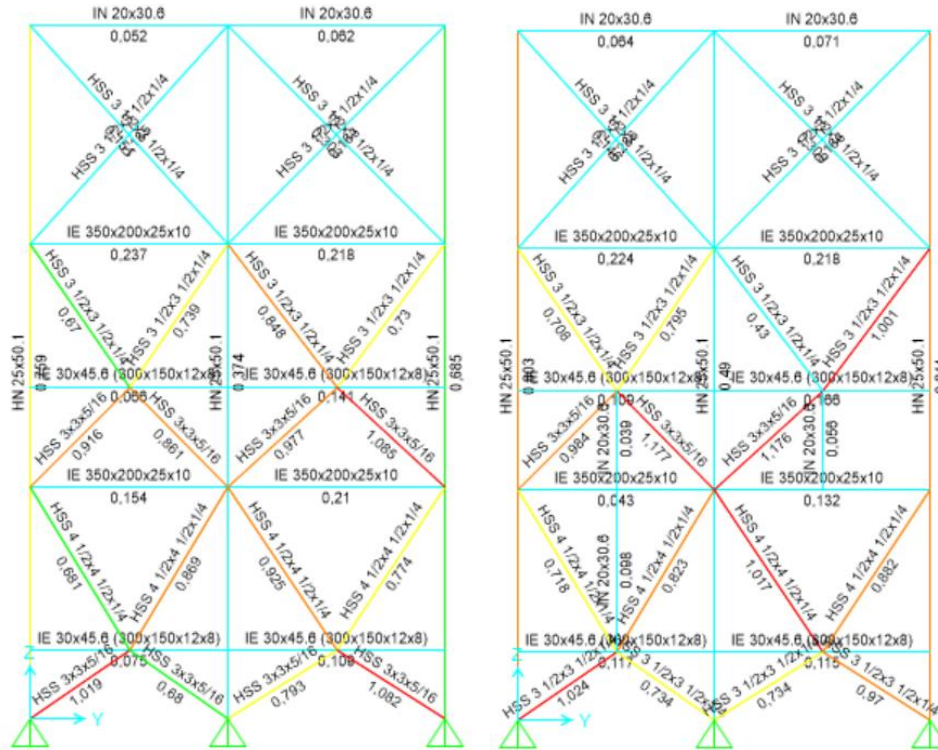


Figura B.8. Factores de utilización marcos dirección YZ, altura X=0 m (izquierda) y X=7.5 m (derecha)

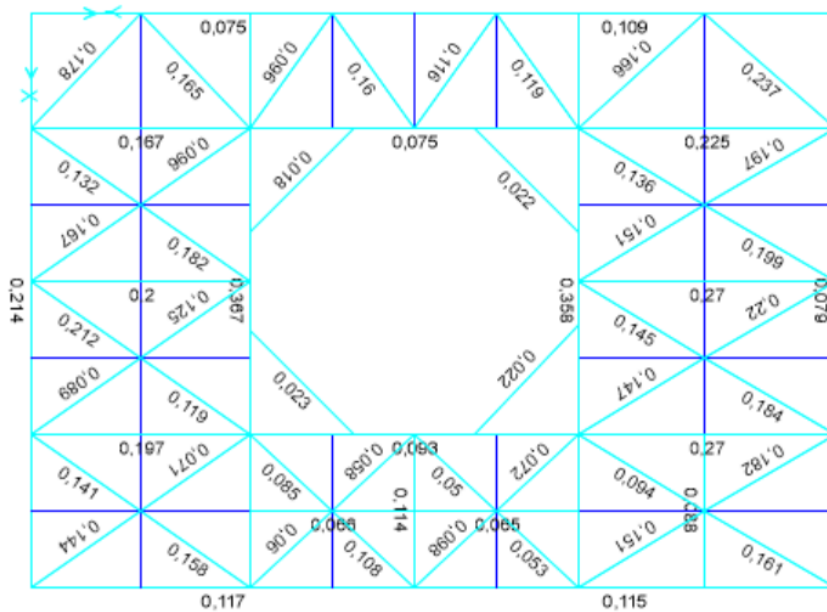


Figura B.9. Factores de utilización vista en elevación 1.75 [m] sobre nivel de terreno.

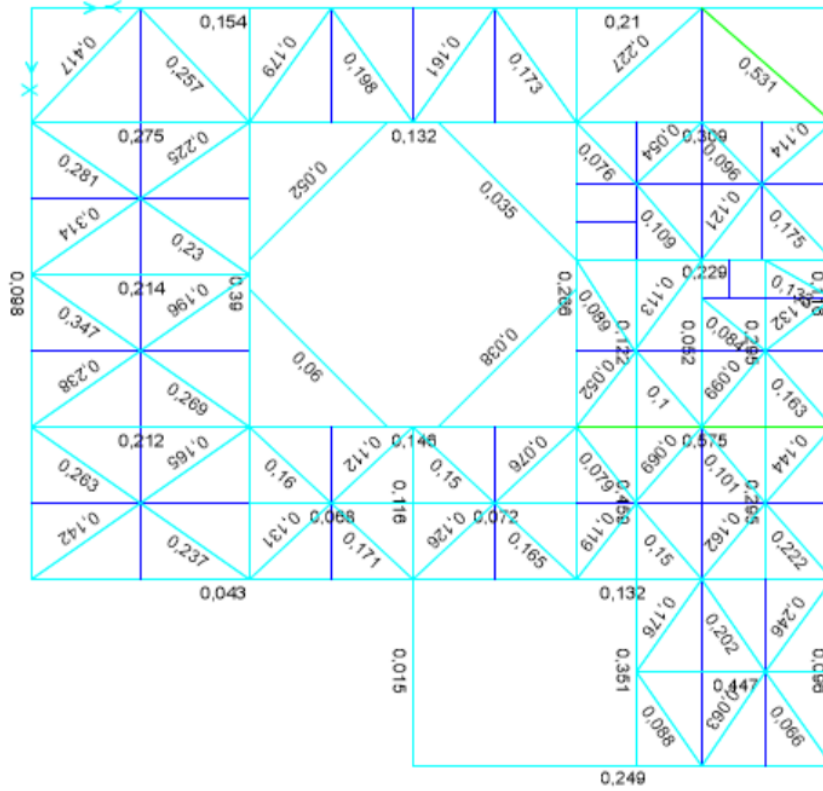


Figura B.10. Factores de utilización vista en elevación 5.88 [m] sobre nivel de terreno.

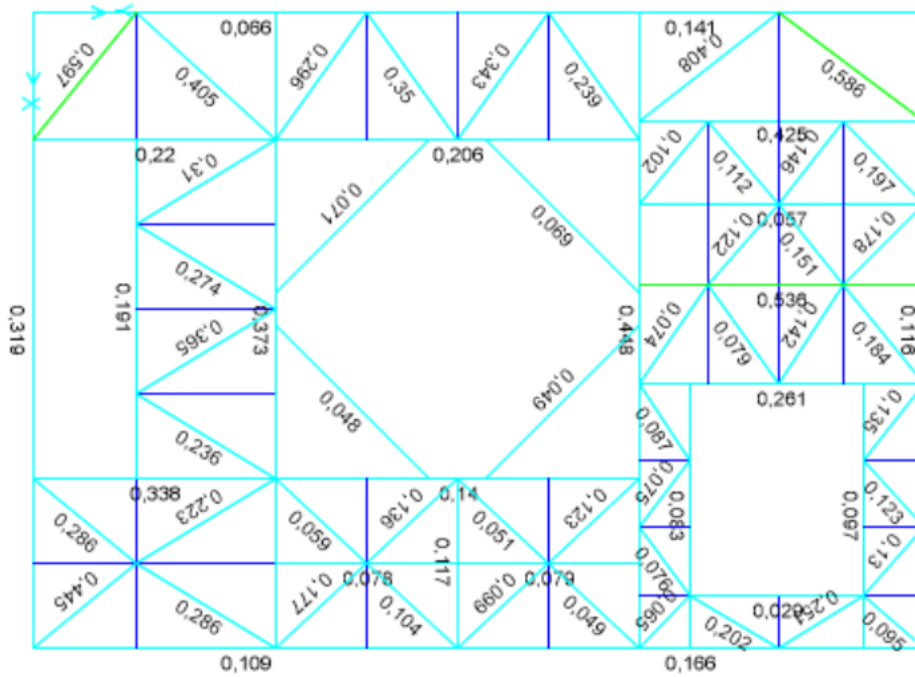


Figura B.11. Factores de utilización vista en elevación 8.42 [m] sobre nivel de terreno.

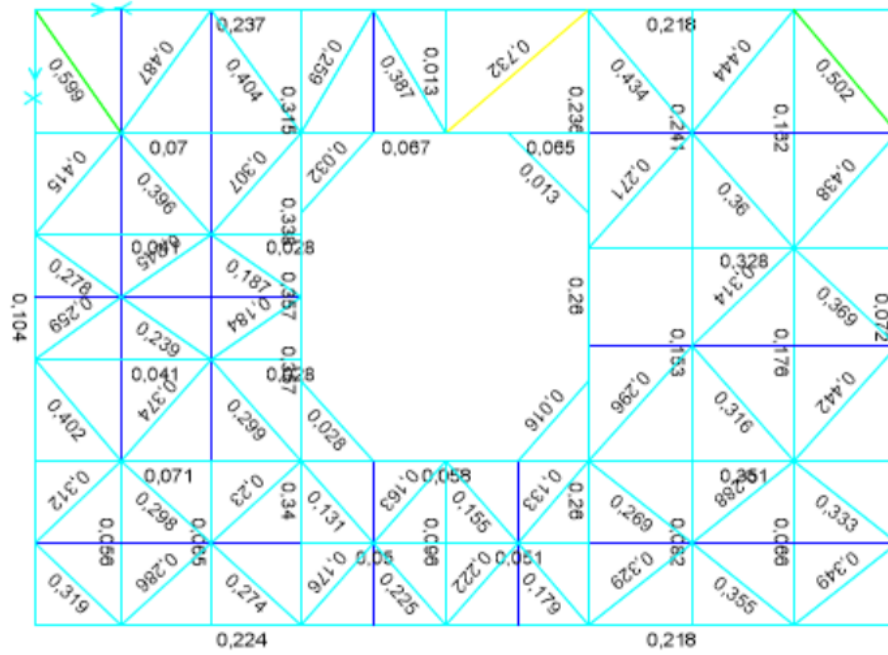


Figura B.12. Factores de utilización vista en elevación 12.04 [m] sobre nivel de terreno.

ANEXO C. AMENAZA SÍSMICA

La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado considerando la plataforma de Amenaza Sísmica generada por AMU ingenieros, considerando lo siguiente:

a) Ubicación y condición de Sitio

Se ha considerado la ubicación de la Plantas Mineras-porturarias en el sector de la zona de los Vilos, región de Coquimbo. Específicamente se ha considerado la Latitud Sur: $31^{\circ}53'4,56''$, Longitud W: $71^{\circ}29'55,13''$, tal como se observa en la Figura C1.



Figura C1. Ubicación sitio de estudio.

En consecuencia, con lo considerado en el diseño se ha considerado un suelo tipo A (equivalente al antiguo suelo tipo I de NCh2369.Of2003). Para maximizar la demanda, y de acuerdo con lo definido en la NCh2369:2023, se ha considerado el menor valor de velocidad de onda de corte en los primeros 30 metros de suelos que dicha clasificación permite, es decir, $V_{s30} = 900$ [m/s].

b) Modelos de movimiento del suelo

Se ha considerado dos Modelos de movimiento del suelo, Montalva et al. (2017) y Idini et al (2016), de aquí en más denominados Mon2017 e Idi2016 respectivamente. Estos modelos han sido considerados ya que: 1.- Han sido publicados y reconocidos como validos en publicaciones internacionales y 2.- Se basan en catálogos de datos que contemplan los grandes terremotos registrados a la fecha en Chile.

Para la evaluación se ha considerado un árbol lógico que asigna un 50% a cada una de estas leyes.

Para el caso de Mon2017 se ha considerados los modelos de HQ (alta calidad), se ha considerado modelos para sismicidad interplaca e intraplaca, de acuerdo con la definición de las distintas fuentes consideradas.

Para el caso de Idi2016 se ha considerado la forma espectral tipo $s//$, en base el periodo predominante indicado en NCh2369:2023, y también se han considerados las formulaciones tanto para eventos interplaca como intraplaca.

c) Leyes de Recurrencia y Modelación de Fuentes

Para la modelación de las fuentes y Leyes de Recurrencia (Leyes GR) se ha considerado lo definido por Poulos et al.(2018). De igual manera, las leyes han sido acotado tanto inferior como superiormente de acuerdo con las magnitud mínimas y máximas que dicho autor propone para cada zona o fuente definida en su modelo.

d) Evaluación de la Amenaza Probabilística

Se ha realizado el análisis de amenaza probabilística de acuerdo con las definiciones anteriormente indicadas. En base al estado del arte en estudios de amenaza sísmica se ha considerado un truncamiento de los modelos del movimiento del suelo igual a 3 desviaciones estándar.

e) Espectros de Amenaza Uniforme

Definidas las curvas de amenaza se obtuvo los siguientes espectros de amenaza uniforme para probabilidades de excedencia de 10 [%] y 5 [%] en 50 años, los que establecen periodos de retorno medio de 475 y 975 años respectivamente. Mientras el primero se define como el nivel de demanda para efectos de diseño (SDI), el segundo se define, en el contexto nacional, como el espectro máximo considerado (SMP), el cual es el nivel de amenaza considerado para efectos de análisis basados en desempeño en el contexto de sismos severos. Se presenta en la siguiente la **Figura C.2.** los espectros

obtenidos, se incluye a modo informativo el nivel de demanda asociado a 2% de probabilidad de excedencia en 50 años (PRM=2475 años).

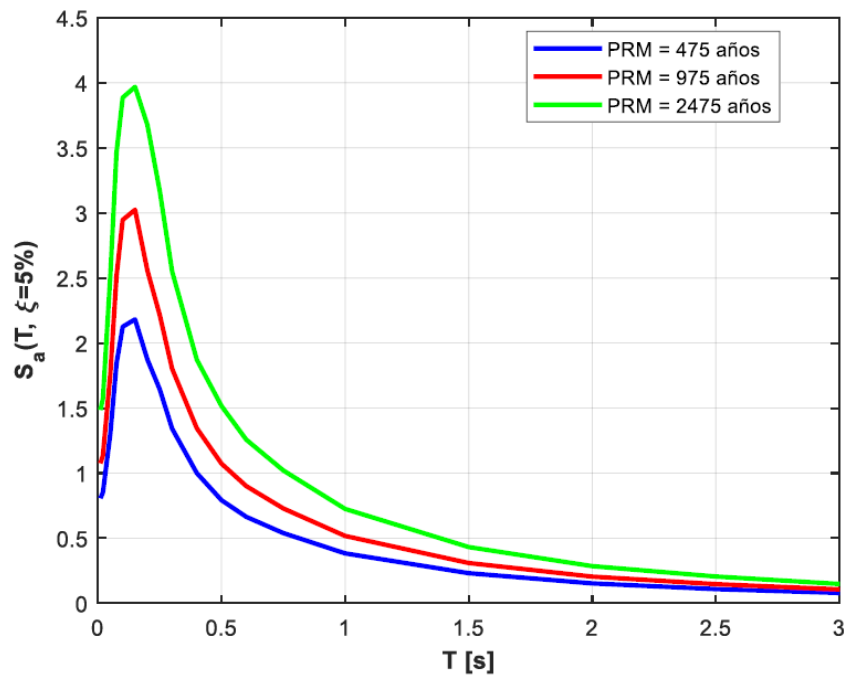


Figura C2. Espectro de amenaza uniforme (UHS) para nivel de diseño y nivel de sismo máximo considerado.

Base de Datos

Se ha considerado los registros publicados por Siber-Risk Strong Motion Database (Castro et al, 2020). Los registros sísmicos utilizados datan de Marzo de 1985 hasta Septiembre del año 2017 y consideran todos los grandes terremotos registrados a la fecha. Con un total de 4020 registros.

Selección de Registros

De la base de datos antes citada se generó un filtro preliminar considerando suelos con valores de VS30 correspondientes a suelo tipo A y C según DS61-2011 y con una media geométrica de los PGA ortogonales $PGA_{GEOMEAN}$ mayores a 0.1[g]. En base a lo anterior la base de datos para selección directa quedó definida por 296 componentes (148 registros).

- Requisitos de Selección

Tal como se indicó previamente el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral de NCh2369:2023, para ello se ha considerado:

Espectro Objetivo:	UHS – 975 años periodo retorno medio (SMP) UHS – 475 años periodo retorno medio (SDI)
Rango de Periodos:	0.2T – 1.5T, con T periodo natural estructura objetivo.
Numero de Registros:	11 para cada nivel de intensidad

Con el objetivo de buscar registros que presenten una similitud natural con ellos espectros objetivos se seleccionará los 11 registros con menor sumatoria del error cuadrático (SSE) entre el espectro objetivo y los espectros de los registros en el rango de periodos de interés.

- Registros seleccionados

Una vez definido los 11 registros de forma espectral más “cercana”, para SDI y SMP respectivamente, se procedió a evaluar los factores de escalamiento de acuerdo con dos pasos:

- Los registros seleccionados fueron amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de periodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango (i.e., Factor de escalamiento 1).

- En el rango de periodos de interés todas las coordenadas espectrales del promedio del set de registros seleccionados, en su combinación SRSS, ya escalados por el Factor de Escalamiento 1, deben ser al menos el 90 [%] de 1.3 veces de las correspondientes al espectro objetivo (1.17 veces el espectro objetivo). Este segundo factor de escalamiento (i.e., Factor de escalamiento 2), también único, corresponde al máximo factor estimado, entre todos los periodos, necesario para dar cumplimiento al requisito anterior.

El Factor de escalamiento queda definido por la multiplicación de ambos Factores (i.e., Factor de Escalamiento 1 x Factor de Escalamiento 2).

En las siguientes páginas, se presentan los resultados obtenidos para todos los escenarios y pasos del ajuste.

Se hace notar que en esta evaluación se ha considerado como espectro objetivo directamente los espectros UHS y no otros espectros (como por ejemplo espectros de media condicionada) ya que se desea evaluar el escenario más probable de análisis especial que desarrollará la práctica, de acuerdo con los requisitos normativos.

Se destaca además que dadas las propiedades dinámicas (periodos naturales de vibración y masas modales correspondientes) son en general bastante rígidas, similares entre si y colectan mas del 90% de la masa. De acuerdo con lo anterior se ha considerado como periodo de ajuste único un valor igual a 0.25 [s].

- Sismo de Diseño (SDI)

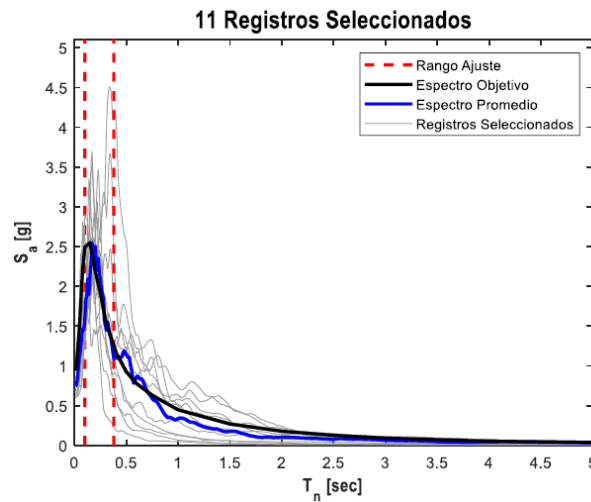


Figura C3. Registros con menor SSE.

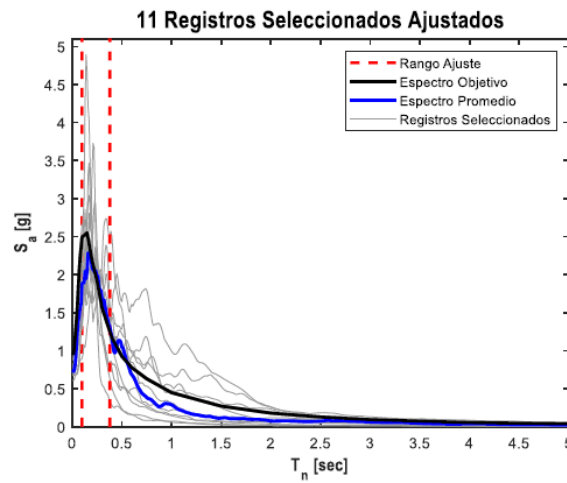


Figura C4. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

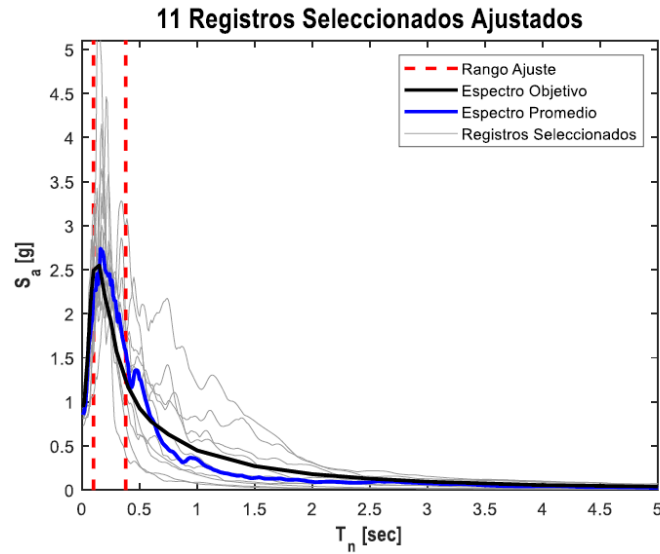


Figura C5. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SDI.

Para este sistema los Factor de escalamientos finales quedaron definidos por valores entre 1.02 y 1.62. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

- Máximo Sismo Posible (SMP)

De acuerdo con la relación obtenida de los análisis de amenaza los registros definidos para el nivel SDI deberán ser amplificados por un factor de 1.35 para representar el nivel de demanda SMP, obteniendo de esta manera Factores de Escala entre 1.37 y 2.2. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

ANEXO D. MODELAMIENTO NO LINEAL

En este anexo se presentan las propiedades de los elementos no lineales.

D.1. Arriostramientos verticales

En las **Figura D1** y **Figura D2** se presentan la nomenclatura utilizada para los 59 arriostramientos modelados como componentes no lineales.

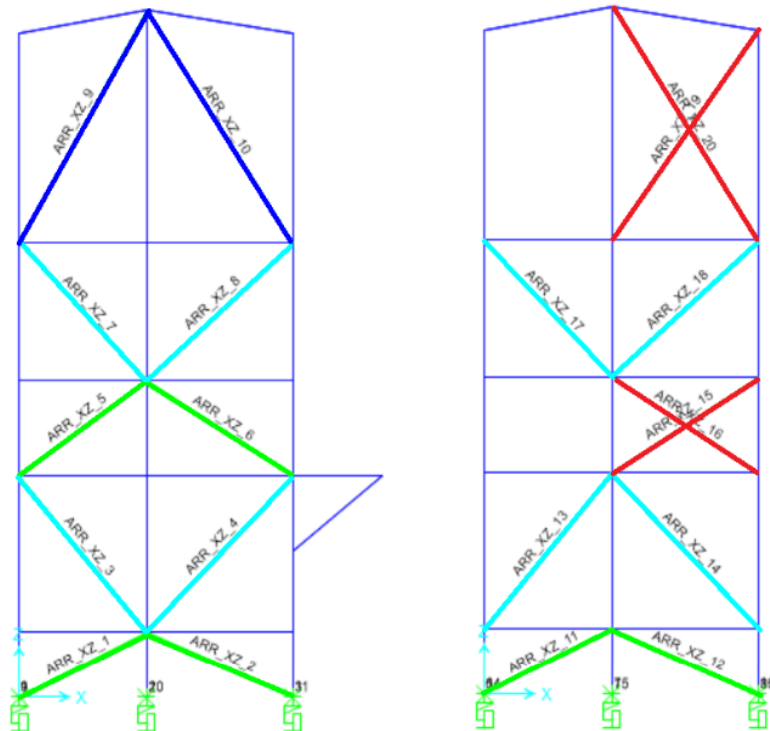


Figura D1. Nomenclatura de arriostramientos no lineales en los marcos en dirección X.

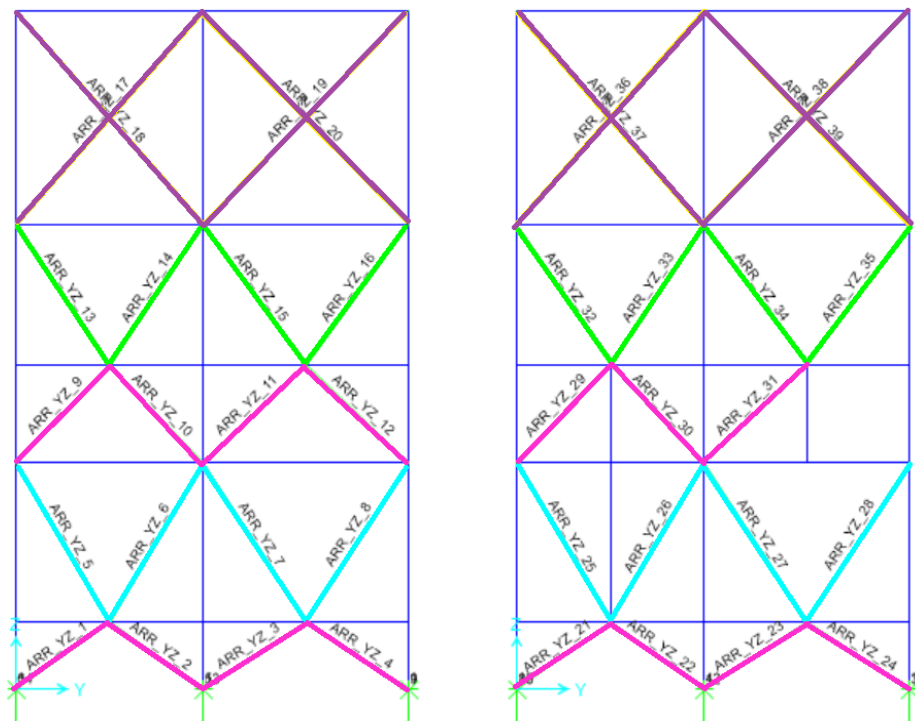


Figura D2. Nomenclatura de arriostramientos no lineales en los marcos en dirección Y.

En la **Tabla D1** se presentan las propiedades de los 9 links utilizados para modelar los 59 arriostramientos verticales, y la asignación a cada uno de estos.

Tabla D1. Propiedades y asignaciones de links tipo MLP para arriostramientos verticales.

LINK	Perfil	Lp [m]	Δ_c [mm]	Δ_y [mm]	Ocupación inmediata IO		Seguridad de vida LS		ID COLOR
					Δ/Δ_c	Δ/Δ_t	Δ/Δ_c	Δ/Δ_t	
1	HSS 3 1/2x3 1/2x1/4	3.60	-2.70	5.80	1.5	1.5	8	9	Red
2	HSS 3 1/2x3 1/2x1/4	3.40	-2.77	5.48	1.5	1.5	7	9	Blue
3	HSS 4 1/2x4 1/2x1/4	4.51	-3.57	7.27	1.5	1.5	7	9	Magenta
4	HSS 4 1/2x4 1/2x1/4	4.04	-2.68	6.51	1.5	1.5	7	9	Cyan
5	HSS 3x3x5/16	2.60	-2.34	4.19	1.5	1.5	7	9	Green
6	HSS 5 1/2x5 1/2x5/16	5.78	-4.28	9.32	1.5	1.5	8	9	Red
7	X HSS 3x3x5/16	3.30	-4.21	5.32	1.5	1.5	7	9	Blue

8	X HSS 3x3x5/16	7.78	-4.54	9.32	1.5	1.5	7	9	
9	X HSS 3 1/2x3 1/2x1/4	6.60	-4.54	10.64	1.5	1.5	7	9	

A continuación, en la **Figura D3** se presenta la curva monotónica para cada uno de los links.

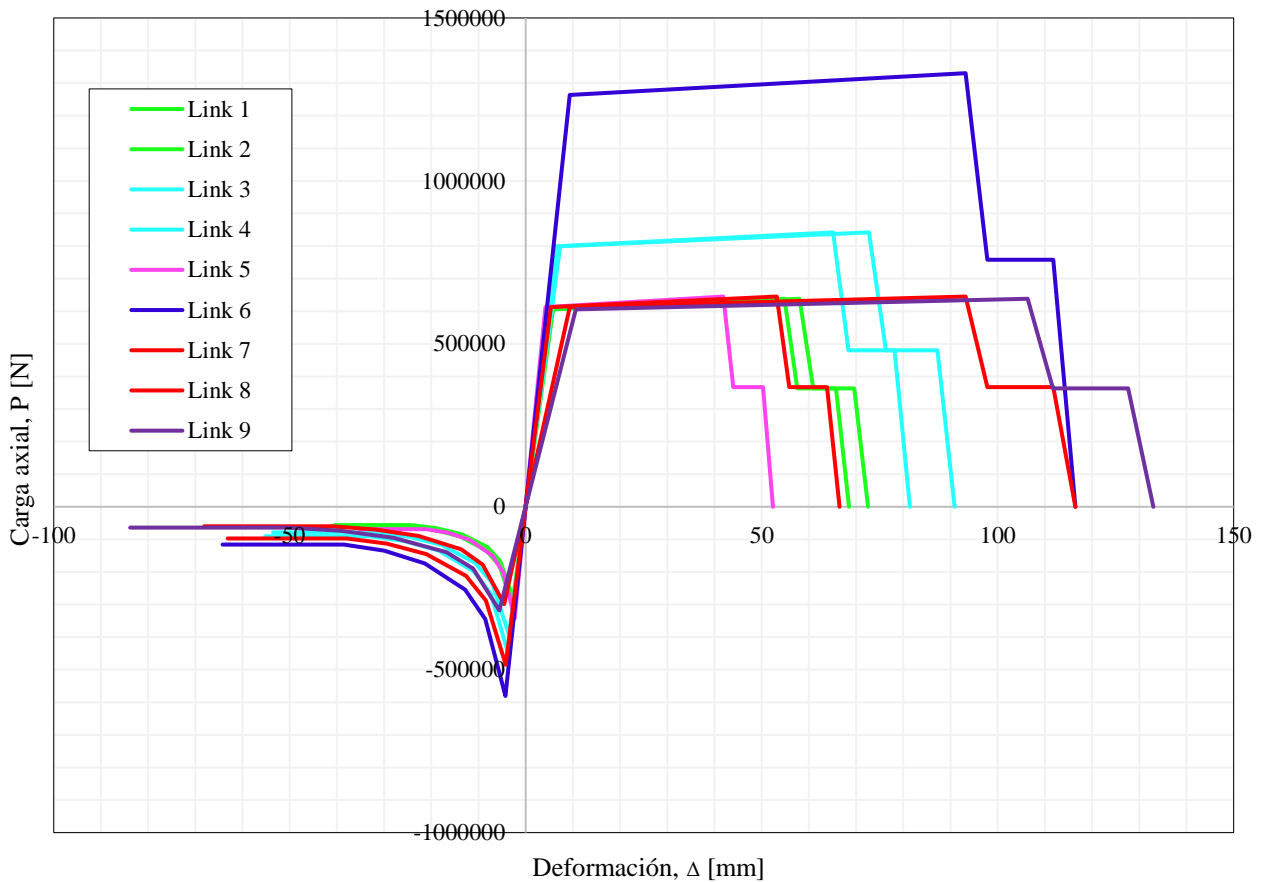


Figura D3. Curva monotónica de los 9 links presentes en la modelación.

D.2. Pernos de anclaje

Para los pernos de anclaje se tiene una deformación unitaria de fluencia igual 0.19 [%] y una deformación unitaria de rotura es 20 [%]. En la **Tabla D2** se presentan las características del grupo de pernos de la configuración original 4 pernos de anclaje de 1 1/4” y en la **Figura D4** se presenta su curva monotónica.

Tabla D2. Características de grupo de pernos Anclaje 1 con 4 ϕ 7/8” y Anclaje 2 con 4 ϕ 5/8”.

Propiedad	Símbolo	Anclaje 1	Anclaje 2	Unidad
Área grupo pernos	Ab	1552	792	mm ²
Largo embebido efectivo ($L_{be}=8*db$)	Lbe	178	127	mm
Largo libre entre tope pedestal y tope placa silla anclaje	L_lib	330	330	mm
Largo efectivo ($L_b=L_{be}+L_{lib}$)	L	508	457	mm
Rigidez axial pernos de anclaje	Ks	611182	346490	N/mm
Deformación unitaria de fluencia	Δ_y	0.94	0.85	mm
Deformación unitaria de rotura	Δ_u	102	91	mm

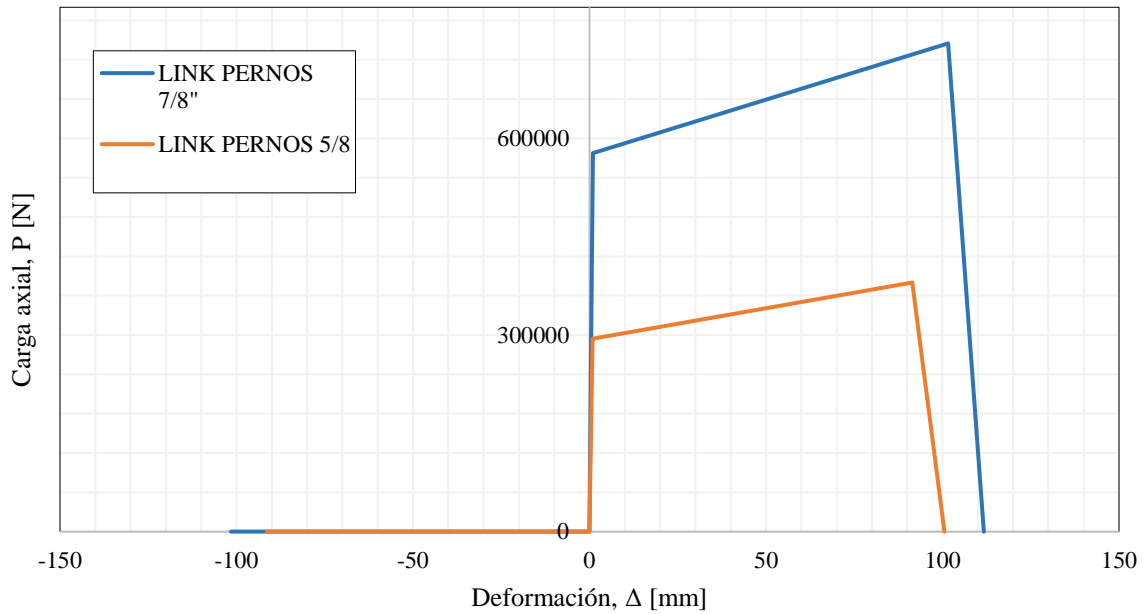


Figura D4. Curva monotónica de pernos de anclaje.

ANEXO E. REGISTROS SISMICOS

En la **Tabla E1** se presentan las características de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SDI, asociados al periodo $T=0.25[s]$. Todos los registros de este nivel tienen un mecanismo focal interplaca.

Tabla E 1. Características de registros sísmicos para nivel SDI asociados a $T=0.2$ [s].

Número	Nombre	Fecha	Mw	Vs30 [m/s]	FEF
1	C18O	26/09/2015	6.3	600	1.27
2	STGO01S	03/03/1985	7.9	481	0.98
3	C18O	16/09/2015	8.4	600	1.54
4	T03A	01/04/2014	8.2	613	1.13
5	CURICO	27/02/2010	8.8	623	1.31
6	C11O	16/09/2015	8.4	626	0.78
7	TALCA	27/02/2010	8.8	537	1.28
8	PICA	10/09/2008	6.0	492	1.03
9	VALP11S	03/03/1985	7.9	382	0.73
10	HUALANE	27/02/2010	8.8	547	1.63
11	VA01	23/08/2014	6.4	882	1.75

Para los registros SMP se utilizaron los mismos registros SDI amplificados en un factor de 1.35.

ANEXO F. DESBALANCE

Como se había mencionado anteriormente, la presencia de columnas zipper o de cierre permite a la carga proveniente del desbalance plástico, para los arriostramientos chevron, ser redistribuida a través de estos. Es por esto, que los casos donde los arriostramientos chevron tienen un factor de utilización mayor a 1 para las combinaciones con carga sísmica reducida amplificada por $0.7R1 \geq 1.0$, no van a ser verificados por desbalance.

En la **Figura F.1.** se indican los puntales que se verificaron por desbalance plástico.

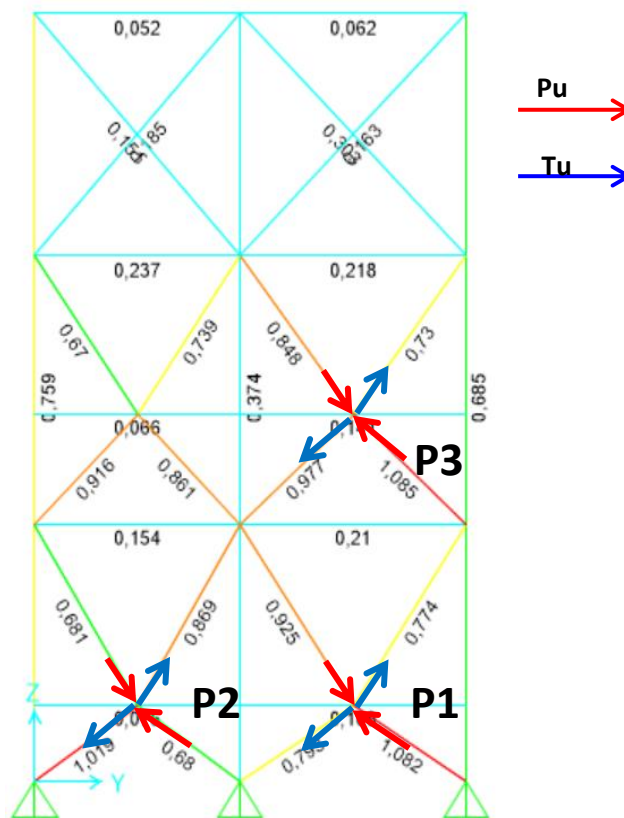


Figura F.1. Puntales a verificar por desbalance plástico. Factores de utilización para combinaciones con cargas sísmicas reducidas amplificadas $0.7R1 \geq 1.0$.

Como se mencionó anteriormente, la verificación se realiza considerando la capacidad residual de la diagonal en compresión y la capacidad esperada de la diagonal traccionada. Luego, por geometría se realiza el equilibrio de las fuerzas y se verifica la resistencia del perfil. Notar que, como la viga

pertenece a una planta de nivel de piso, se deben considerar las cargas gravitacionales (1.2D+L) actuando sobre ella como carga distribuida.

A continuación, se muestran las resultantes actuando sobre la viga, junto con su factor de utilización obtenido de la verificación del perfil.

Tabla F.1. Cargas y resistencias para desbalance plástico puntales.

Puntal	Perfil	P_u (kN)	M_u (kN-m)	FU
P1	IE 30x45.6	66.70	20.77	0.19
P2	IE 30x45.6	20.08	23.90	0.19
P3	IE 30x45.6	18.08	26.09	0.20

Como se puede apreciar el factor de utilización es bajo, lo que se debe a que se está trabajando con arriostramiento “doble V” o “X de dos pisos”, por lo que las cargas provenientes de las diagonales se equilibran y solo se reciben las componentes por las diferencias de ángulo y sección. Así, en este caso en particular, la viga puntal analizada no queda dimensionada debido al desbalance plástico.