



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO INDUSTRIAL AUXILIAR
FILTRANTE DISEÑADO SEGÚN LA NORMA NCH2369 2023.**

POR

Sebastián Benjamín González Olivares

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
Víctor Aguilar Vidal

Marzo 2024
Concepción (Chile)

© 2023 Sebastián Benjamín González Olivares

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

DEDICATORIA

Dedicado a mi Vannia, mi compañera de vida con quien hemos recorrido este camino juntos desde el comienzo, sin su amor y apoyo incondicional nada de esto sería posible.

A mis padres y abuelos/as, quienes me han dado todo para lograr mis metas de vida.

A mis hermanas, quienes siempre han creído en mí y mis capacidades.

A mis compañeros y amigos que formé en el camino, Pancho, Brian, Parra, con quienes compartí los momentos de estrés universitario y también de distracción, generando grandes lazos de amistad.

AGRADECIMIENTOS

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

Agradecer al profesor guía Rodrigo Silva, por los conocimientos entregados durante los años de carrera y por su gran apoyo en la realización de esta Memoria de Título.

Por último, agradecer a los profesores Cristián Urzúa y Miguel Medalla, por su disposición a ayudar entregando los conocimientos y herramientas necesarias para llevar a cabo este trabajo.

RESUMEN

Chile a lo largo del tiempo ha experimentado gran actividad sísmica, lo que ha hecho necesaria la creación de códigos de diseño sísmico avanzados en el país de tal forma de minimizar los riesgos asociados a estos eventos naturales. Uno de estos códigos corresponde a la norma NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” que surge en el año 2003, la cual tiene como objetivo primordial la protección de la vida y la continuidad de operación en la industria dotando a las estructuras de una considerable sobrerresistencia y una ductilidad moderada. Dentro de este contexto, los arriostramientos y los pernos de anclaje desempeñan un papel esencial como elementos que disipan energía, actuando como fusibles sísmicos.

Luego del terremoto de Maule en el año 2010, se identificaron falencias en la norma, lo que, sumado al avance del conocimientos y mejores herramientas de análisis, impulsó una actualización de la normativa. Esta actualización, concretada en el año 2023, incorpora nuevas formas espectrales provenientes de un análisis formal de la amenaza sísmica, límites más exigentes de compacidad local y la aplicación de cargas sísmicas amplificadas por $0.71R1 \geq 1.0$ como un criterio unificado para diseñar los miembros que no tienen como objetivo disipar energía.

El objetivo principal de este trabajo consiste en evaluar el desempeño sísmico de un edificio industrial “Auxiliar Filtrante” perteneciente al rubro de la minería, el cual está estructurado en base a marcos arriostrados concéntricamente (MAC). Para esto, el edificio fue diseñado según las disposiciones de la norma NCh2369 2023 para luego realizar un análisis no lineal tiempo-historia en dos niveles de demanda sísmica, uno asociado al espectro objetivo a nivel de diseño y el otro asociado al espectro objetivo a nivel máximo, considerando la no linealidad de pernos de anclaje y arriostramientos.

Del diseño resultaron perfiles más robustos para las columnas sísmicas debido al criterio de diseño de cargas sísmicas amplificadas. Los arriostramientos tienen límites de compacidad local más estrictos, por lo que se utilizaron perfiles tubulares que tienen mayor holgura con respecto a esta restricción. Las vigas que soportan de equipos quedan controladas principalmente por serviciabilidad dado los estrictos límites de deflexiones impuestos por los proveedores de estos equipos. Los pernos de anclaje se diseñan considerando el anclaje más solicitado, práctica común en el diseño industrial. Del análisis no lineal se evidencia que la estructura trabaja en su rango de sobrerresistencia utilizando muy poco de ductilidad a través de los elementos definidos como fusibles sísmicos.

ABSTRACT

Throughout time, Chile has experienced significant seismic activity, necessitating the development of advanced seismic design codes in the country to minimize the risks associated with these natural events. One of these codes is the NCh2369 standard, "Seismic Design of Industrial Structures and Installations," established in 2003. Its primary objective is the protection of life and the continuity of operations in the industry by endowing structures with considerable overstrength and moderate ductility. Within this context, bracings and anchor bolts play an essential role as energy dissipation elements, acting as seismic fuses.

Following the Maule earthquake in 2010, deficiencies in the standard were identified. Coupled with advancements in knowledge and improved analysis tools, this spurred an update of the regulations. This update, finalized in 2023, incorporates new spectral shapes derived from a formal analysis of seismic threat, stricter local compactness limits, and the application of seismic loads amplified by $0.71R_1 \geq 1.0$ as a unified criterion for designing members not intended for energy dissipation.

The main objective of this study is to evaluate the seismic performance of an industrial building, "Auxiliar Filtrante," belonging to the mining industry, structured based on concentrically braced frames (CBFs). For this purpose, the building was designed according to the provisions of the NCh2369 2023 standard, followed by a nonlinear time-history analysis at two levels of seismic demand: one associated with the target spectrum at the design level and the other associated with the target spectrum at the maximum level, considering the nonlinearity of anchor bolts and bracings.

The design resulted in sturdier profiles for seismic columns due to the amplified seismic load design criterion. Bracings have stricter local compactness limits, leading to the use of tubular profiles that provide greater flexibility concerning this restriction. Beams supporting equipment are primarily controlled by serviceability due to the strict deflection limits imposed by equipment suppliers. Anchor bolts are designed considering the most demanding anchorage, a common practice in industrial design. Nonlinear analysis shows that the structure operates within its overstrength range, utilizing minimal ductility through elements defined as seismic fuses, namely, vertical bracings and anchor bolts.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo general	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Edificio Auxiliar Filtrante	2
1.4. Organización del trabajo	4
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA.....	5
2.1. Introducción	5
2.2. Diseño sísmico de estructuras industriales en Chile	5
2.3. Cambios normativos.....	6
2.3.1. Nuevas disposiciones	6
2.3.2. Capítulo 5: Análisis sísmico.....	6
2.3.3. Capítulo 6: Deformaciones sísmicas	7
2.3.4. Capítulo 8: Estructuras de Acero.....	7
2.3.5. Capítulo 9: Estructuras de Hormigón.....	9
2.4. Diseño lineal.....	9
2.4.1. Verificación de resistencia estructural.....	10
2.4.2. Verificación de serviciabilidad	10
2.5. Análisis no lineal	11
2.5.1. Modelo no lineal de arriostramientos verticales.....	15
2.5.2. Modelo no lineal anclaje estructura-fundación	18
2.6. Conclusiones	20
CAPÍTULO 3: DISEÑO ESTRUCTURAL	21

3.1. Introducción	21
3.2. Materiales	21
3.3. Estados de carga	21
3.3.1. Carga muerta	22
3.3.2. Carga viva.....	22
3.3.3. Carga de viento.....	22
3.3.4. Carga sísmica	24
3.3.5. Resumen cargas	27
3.4. Combinaciones de carga.....	28
3.5. Verificación esbeltez global y local.....	29
3.6. Verificación de serviciabilidad	31
3.7. Verificación deriva de piso	32
3.8. Verificación de resistencia estructural.....	34
3.9. Detalle del anclaje estructura-fundación	35
3.10. Diseño de conexiones.....	38
3.11. Conclusiones.....	39
CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURA.....	40
4.1. Introducción	40
4.2. Resultados	40
4.2.1. Deformación axial de arriostramientos	40
4.2.2. Elongación pernos de anclaje.....	46
4.2.3. Energía disipada	48
4.2.4. <i>Drift</i> sísmico.....	50
4.2.5. Factor de utilización columnas.....	53
4.2.6. Factores de desempeño sísmico	54

4.3. Conclusiones	58
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES	59
REFERENCIAS	61
ANEXO A. CARGAS Y SECCIONES ESTRUCTURA.....	63
A.1 Cargas de diseño.....	63
A.2 Secciones resultantes del diseño.....	71
ANEXO B. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA	78
B.1 Cargas reducidas por R.....	78
B.2 Cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1$	85
ANEXO C. AMENAZA SÍSMICA	92
ANEXO D. MODELAMIENTO NO LINEAL.....	102
D.1 Arriostramientos verticales.....	102
D.2 Pernos de anclaje	106
ANEXO E. REGISTROS SÍSMICOS	109
ANEXO F. CONEXIONES Y DESBALANCE PLÁSTICO	112
F.1 Conexiones	112
F.2 Desbalance plástico	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas acero ASTM A36 y hormigón calidad G25	21
Tabla 3.2. Parámetros de diseño de cargas de viento.	23
Tabla 3.3. Parámetros sísmicos análisis modal espectral.	25
Tabla 3.4. Coeficiente sísmico vertical aplicado para el caso de carga de sismo vertical.....	25
Tabla 3.5. Características sísmicas de la estructura.....	27
Tabla 3.6. Resumen cargas de diseño aplicadas a la estructura.....	27
Tabla 3.7. Verificación compacidad local y esbeltez global de perfiles utilizados.	30
Tabla 3.8 Verificación serviciabilidad en vigas.....	31
Tabla 3.9 <i>Drift</i> sísmico por nivel en dirección X e Y.	32
Tabla 3.10. Cargas de diseño para anclajes de columnas.....	37
Tabla 3.11. Capacidades esperadas, cargas de combinaciones sísmicas amplificadas y longitud de rótula plástica para diseño de las conexiones.....	38
Tabla D.1. Propiedades de los <i>Links</i> tipo MLP definidos para arriostramientos verticales.	105
Tabla D.2. Características anclaje N°1 con 4 pernos ϕ 1 ½”.....	107
Tabla D.3. Características anclaje N°2 con 4 pernos ϕ 3/4”.	108
Tabla E.1. Características de registros sísmicos en nivel SDI y T=0.20 seg.....	109
Tabla E.2. Características de registros sísmicos en nivel SDI y T=0.50 seg.....	109
Tabla E.3. Características de registros sísmicos en nivel SDI y T=0.65 seg.....	110
Tabla E.4. Características de registros sísmicos en nivel SMP y T=0.20 seg.	110
Tabla E.5. Características de registros sísmicos en nivel SMP y T=0.50 seg.	111
Tabla E.6. Características de registros sísmicos en nivel SMP y T=0.65 seg.	111

Tabla F.1. Solicitaciones de diseño y factores de utilización en puntales marco transversal más desfavorable.	116
Tabla F.2. Solicitaciones de diseño y factores de utilización en puntales marco longitudinal más desfavorable.	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Vista tridimensional Edificio Auxiliar Filtrante.....	3
Figura 1.2. Imagen estructura real en proceso de montaje.....	4
Figura 2.1 Función “Ramp” definida en software SAP2000.	12
Figura 2.2 Caso FNA con peso sísmico incorporado, software SAP2000.....	12
Figura 2.3 Caso FNA no lineal con registros sísmicos incorporados, software SAP2000.	13
Figura 2.4 Caso FNA lineal con registros sísmicos incorporados, software SAP2000.....	13
Figura 2.5. Parámetros de modelación de y criterios de aceptación para arriostramientos según ASCE 41-17. (Fuente: ASCE, 2017).....	15
Figura 2.6. Largo entre líneas de plastificación para arriostramiento en configuración X (izq.) y V o V invertida (der.).	16
Figura 2.7. Curva monótonica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales (Fuente: Urzúa, 2015)	16
Figura 2.8. Curva histerética para el modelo de pivote. (Fuente: Urzúa, 2015).	18
Figura 2.9. Esquema del anclaje (Izq.) y modelo del anclaje en software SAP2000 (Der.). (Fuente: Urzúa, 2015).....	19
Figura 2.10. Curva envolvente fuerza – deformación axial para pernos de anclaje. (Adaptado de Urzúa, 2015).....	19
Figura 3.1. Casos de cargas de viento de diseño (Fuente: NCh432.Of2010 (INN,2010)).....	23
Figura 3.2. Espectro de referencia norma NCh2369 2023 y periodos de la estructura.....	26
Figura 3.3. Espectro de diseño norma NCh2369 2023 y periodos de la estructura.	26
Figura 3.4 <i>Drift</i> de entrepiso marco longitudinal más desfavorable en dirección X.....	33
Figura 3.5. <i>Drift</i> de entrepiso marco transversal más desfavorable en dirección Y	33
Figura 3.6. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LFRD.....	34
Figura 3.7. Factores de utilización en columnas para combinaciones sísmicas amplificadas por $0.7R1 \geq 1$	35

Figura 3.8. Disposición y enumeración de anclajes de columnas.	36
Figura 3.9. Detalle de anclaje N°1 en columnas principales.....	37
Figura 3.10. Detalle de anclaje N°2 en columnas secundarias.....	38
Figura 4.1. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X, nivel SDI.	41
Figura 4.2. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X, nivel SDI.	42
Figura 4.3. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X, nivel SMP.	42
Figura 4.4. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X, nivel SMP.	43
Figura 4.5. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y, nivel SDI.	45
Figura 4.6. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y, nivel SDI.	45
Figura 4.7. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y, nivel SMP.	46
Figura 4.8. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y, nivel SMP.	46
Figura 4.9. Elongación porcentual de pernos por anclaje, nivel SDI.....	47
Figura 4.10. Elongación porcentual de pernos por anclaje, nivel SMP.....	48
Figura 4.11. Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en MJ, nivel SDI.....	49
Figura 4.12. Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en MJ, nivel SMP.....	50
Figura 4.13. <i>Drift</i> de entrepiso en dirección X, nivel SDI.	51
Figura 4.14. <i>Drift</i> de entrepiso en dirección Y, nivel SDI.....	51
Figura 4.15. <i>Drift</i> de entrepiso en dirección X, nivel SMP.	52
Figura 4.16. <i>Drift</i> de entrepiso en dirección Y, nivel SMP.....	52

Figura 4.17. Factor de utilización de columnas, nivel SDI.	53
Figura 4.18. Factor de utilización de columnas, nivel SMP.	54
Figura 4.19. Factor de modificación de la respuesta por ductilidad por registro, nivel SDI.	55
Figura 4.20. Sobrerresistencia por registro, nivel SDI.	55
Figura 4.21. Factor de reducción de la respuesta por registro, nivel SDI.	56
Figura 4.22. Factor de modificación de la respuesta por ductilidad por registro, nivel SMP.	56
Figura 4.23. Sobrerresistencia por registro, nivel SMP.	57
Figura 4.24. Factor de reducción de la respuesta por registro, nivel SMP.	57
Figura A.1. Carga permanente (PPEq). Cargas de equipos mecánicos: Silo de almacenamiento, elevador de capachos, dosificadores y tornillos (kN).	63
Figura A.2. Carga permanente (qcub). Cargas de cubierta la cual se distribuye por completo en la techumbre de la estructura incluyendo las cargas de las cubiertas laterales. (kN/m ²).	64
Figura A.3. Carga permanente (qcos). Cargas de costaneras la cual se distribuye por completo en la techumbre de la estructura incluyendo las cargas de las costaneras laterales. (kN/m ²).	64
Figura A.4. Carga permanente (qins). Cargas de instalaciones (kN/m ²).	65
Figura A.5. Carga permanente (qpar). Cargas de parrilla (kN/m ²).	65
Figura A.6. Carga permanente (qbar). Cargas de barandas (kN/m).	66
Figura A.7. Carga permanente (PPesc). Cargas de escaleras (kN).	66
Figura A.8. Carga permanente (qpol). Cargas de polvo aplicada en plataformas (kN/m ² y kN/m)...	67
Figura A.9. Sobrecarga de mantención (L) (kN/m ²).	67
Figura A.10. Sobrecarga de techo (Lr) (kN/m ²).	68
Figura A.11. Sobrecarga de uso de escaleras (Lesc) (kN).	68
Figura A.12. Carga de viento en dirección ±X y coeficiente de presión externa C _{p1} (Wx1±) (kN/m ²).	69

Figura A.13. Carga de viento en dirección $\pm X$ y coeficiente de presión externa C_{p2} ($W_{x2\pm}$) (kN/m^2).	69
Figura A.14. Carga de viento en dirección $\pm Y$ con coeficiente de presión externa C_{p1} ($W_{y1\pm}$) (kN/m^2).	70
Figura A.15. Carga de viento en dirección $\pm Y$ con coeficiente de presión externa C_{p2} ($W_{y2\pm}$) (kN/m^2).	70
Figura A.16. Nivel de plataforma a 5.55 (m) sobre el nivel de terreno. Presencia de tornillos de transporte y descarga de material.	71
Figura A.17. Nivel de plataforma a 8.6 (m) sobre el nivel de terreno. Presencia de dosificadores. ...	71
Figura A.18. Nivel de plataforma a 9.8 (m) sobre el nivel de terreno. Presencia de dosificadores y tornillos de transporte y descarga de material.	72
Figura A.19. Nivel de plataforma a 21.4 (m) sobre el nivel de terreno. Presencia de Silo de almacenamiento.	72
Figura A.20. Nivel de plataforma a 24.3 (m) sobre el nivel de terreno.	73
Figura A.21. Estructura de techo 27 (m) sobre el nivel de terreno.	73
Figura A.22. Elevación eje 1.	74
Figura A.23. Elevación eje 2.	74
Figura A.24. Elevación eje 3.	75
Figura A.25. Elevación eje 4.	75
Figura A.26. Elevación eje A.	76
Figura A.27. Elevación eje B.	76
Figura A.28. Elevación eje C.	77
Figura A.29. Elevación eje D.	77
Figura B.1. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 5.55 (m).	78

Figura B.2. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 8.6 (m).....	78
Figura B.3. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 9.8 (m).....	79
Figura B.4. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 21.4 (m).....	79
Figura B.5. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 24.3 (m).....	80
Figura B.6. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Estructura de techo elevación 27 (m).....	80
Figura B.7. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje 1.	81
Figura B.8. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje 2.	81
Figura B.9. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje 3.	82
Figura B.10. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje 4.	82
Figura B.11. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje A.....	83
Figura B.12. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje B.....	83
Figura B.13. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje C.....	84
Figura B.14. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje D.	84
Figura B.15. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 5.55 (m).	85

Figura B.16. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 8.6 (m).	85
Figura B.17. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 9.8 (m).	86
Figura B.18. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 21.4 (m).	86
Figura B.19. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 24.3 (m).	87
Figura B.20. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Estructura de techo elevación 27 (m).....	87
Figura B.21. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje 1.....	88
Figura B.22. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje 2.....	88
Figura B.23. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje 3.....	89
Figura B.24. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje 4.....	89
Figura B.25. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje A.	90
Figura B.26. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje B.	90
Figura B.27. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje C.	91
Figura B.28. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje D.....	91
Figura C.1. Ubicación sitio de estudio (Izq) y posicionamiento en plataforma de amenaza (Der). ..	92

Figura C.2. Espectro de amenaza uniforme.	93
Figura C.3. Registros con menor SSE para SDI 0.50 seg.	96
Figura C.4. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SDI 0.5 seg.	96
Figura C.5. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SDI y $T = 0.50$ seg.	96
Figura C.6. Registros con menor SSE para SDI 0.65 seg.	97
Figura C.7. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SDI 0.65 seg.	97
Figura C.8. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SDI y $T = 0.65$ seg.	97
Figura C.9. Registros con menor SSE para SDI 0.20 seg.	98
Figura C.10. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SDI 0.20 seg.	98
Figura C.11. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SDI y $T = 0.20$ seg.	98
Figura C.12. Registros con menor SSE para SMP 0.50 seg.	99
Figura C.13. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SMP 0.50 seg.	99
Figura C.14. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T = 0.50$ seg.	99
Figura C.15. Registros con menor SSE para SMP 0.65 seg.	100
Figura C.16. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SMP 0.65 seg.	100
Figura C.17. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T = 0.65$ seg.	100
Figura C.18. Registros con menor SSE para SMP 0.20 seg.	101
Figura C.19. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SMP 0.20 seg.	101
Figura C.20. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T = 0.20$ seg.	101
Figura D.1. Etiquetado de arriostramientos verticales de marcos longitudinales. (Dirección X)	102
Figura D.2. Etiquetado de arriostramientos verticales de marcos transversales. (Dirección Y)	103
Figura D.3. Asignación de <i>Links</i> en arriostramientos verticales de marcos longitudinales. (Dirección X)	104

Figura D.4. Asignación de <i>Links</i> en arriostramientos verticales de marcos transversales (Dirección Y).	104
Figura D.5. Curva monótonica de cada <i>Link</i> MLP definidos para la modelación de arriostramientos no lineales.....	106
Figura D.6. Etiquetado y disposición de <i>Links</i> MLP en pernos de anclaje de la estructura.....	107
Figura D.7. Curva monótonica de <i>Links</i> MLP definidos para la modelación de pernos de anclaje.	108
Figura F.1. Detalle conexión perfil O168.3x5 en placa base.	112
Figura F.2. Detalle conexión perfil O168.3x5 en disposición Chevron.	112
Figura F.3. Detalle conexión perfil O133x4 en disposición X.	113
Figura F.4. Detalle conexión perfil O102x4 en disposición X.	113
Figura F.5. Equilibrio plástico (LRFD) sobre una viga puntal en configuración X. (Fuente: Peña C, Urzúa C, 2019)	114
Figura F.6. Equilibrio plástico (LRFD) sobre una viga puntal en configuración V o V invertida. (Fuente: Peña C, Urzúa C, 2019)	114
Figura F.7. Nomenclatura de vigas puntales en marco transversal (izq) y marco longitudinal (der).	115

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Chile geográficamente se encuentra ubicado en la zona de subducción denominada “Cinturón del Fuego”, donde la colisión entre placas tectónicas ha producido a lo largo de los años gran actividad sísmica. Una muestra de aquello son grandes terremotos ocurridos tales como el terremoto de Valdivia en 1960 o el ocurrido en la región de Valparaíso en 1985, los cuales dado su alto nivel de destrucción provocaron grandes pérdidas de vida humana y pérdidas económicas. Esto ha hecho necesaria la creación de códigos de diseño sísmico avanzados en el país de tal forma de minimizar los riesgos asociados a estos eventos sísmicos.

De esta manera, para el diseño sísmico de estructuras industriales de acero se adopta la norma NCh2369Of.2003 (INN,2003) la cual tiene como objetivo primordial la protección de la vida y la continuidad de operación en la industria dotando a las estructuras de una considerable sobrerresistencia y una ductilidad moderada, haciendo uso limitado (o nulo) de esta ductilidad.

El terremoto del Maule del año 2010 puso a prueba las estructuras diseñadas bajo esta norma, donde, si bien tuvieron en general un comportamiento adecuado con un escaso daño estructural severo, no se cumplió a cabalidad el principio de continuidad de operación, debido a reparaciones post sismo.

Esto dio lugar a una actualización de la norma NCh2369 en el año 2023, con la que se pretende garantizar que se produzca el comportamiento que siempre se ha deseado en las estructuras industriales, sin cambiar la filosofía de diseño tradicional de la normativa, incorporando la experiencia dada por estos últimos eventos naturales además del avance del conocimiento de las últimas décadas.

Así, ahora se distingue a aquellos elementos estructurales que puedan incursionar en un rango no-lineal estable y que contribuyen a disipar la energía sísmica, como lo son los arriostramientos verticales y los pernos de anclaje, frente a aquellos que se requiere que se mantengan en un rango elástico de manera tal de preservar el sistema resistente a cargas gravitacionales, como lo son las columnas.

En el presente trabajo se evalúa el desempeño sísmico de una estructura industrial diseñada con la nueva norma NCh2369 2023 considerando la incursión inelástica de arriostramientos verticales y pernos de anclaje.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El objetivo de la presente memoria es evaluar el desempeño sísmico de un edificio industrial “Auxiliar Filtrante” perteneciente al rubro de la minería, el cual está estructurado en base a marcos arriostrados concéntricamente (MAC) y diseñado según las disposiciones de la norma NCh2369 2023, considerando la no linealidad de los pernos de anclaje y arriostramientos.

1.2.2. Objetivos específicos

- Diseñar un edificio industrial Auxiliar Filtrante utilizando las disposiciones de la norma NCh 2369 2023.
- Realizar un análisis no lineal de tiempo-historia considerando la no linealidad de los pernos de anclaje y arriostramientos, para dos niveles de demanda sísmica: nivel de sismo de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo probable (SMP).
- Obtener la deformación media de los arriostramientos por piso para ambos escenarios sísmicos y compararlas con los criterios de aceptación indicados en la norma NCh2369 2023.
- 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 niveles de demanda sísmica.
- Estimar el factor de utilización de las columnas para ambos niveles de demanda sísmica.
- Estimar y analizar el factor de reducción de la respuesta por ductilidad R_{μ} , el factor de sobrerresistencia Ω y factor de reducción de la respuesta R de la estructura.

1.3. Edificio Auxiliar Filtrante

El edificio Auxiliar Filtrante corresponde a una estructura de acero emplazada en el Salar del Carmen, Región de Antofagasta y forma parte de una ampliación de la Planta Carbonato de Litio de SQM.

La estructura consiste en una torre de 27 metros de altura que cuenta con cinco niveles de plataforma y una estructura de techo de una pendiente. los primeros tres de plataforma dan soporte dosificadores de distinto tonelaje junto con tornillos de transporte y descarga de material hacia estanques de almacenamiento, el cuarto nivel de plataforma da soporte al principal equipo de la estructura que

corresponde a un silo de almacenamiento y el último nivel es una plataforma de monitoreo y de operación de un elevador de cachos con soporte en el suelo y conectado a los distintos niveles de plataforma.

El sistema sismorresistente de la estructura en ambas direcciones de análisis corresponde a marcos arriostrados y los arriostramientos están dispuestos en X y en V o V invertida. Los niveles de plataforma son sistemas arriostrados que tienen como fin transferir cargas sísmicas y proveer redundancia estructural al edificio. La estructura de techo consta de una pendiente y se dota de arriostramiento continuo.

Por último, cabe destacar que la estructura se encuentra completamente cerrada con paneles de revestimiento.

A continuación, la Figura 1.1 presenta una vista tridimensional de la estructura, además, en la Figura 1.2 se presenta una imagen real de la estructura original en proceso de montaje.

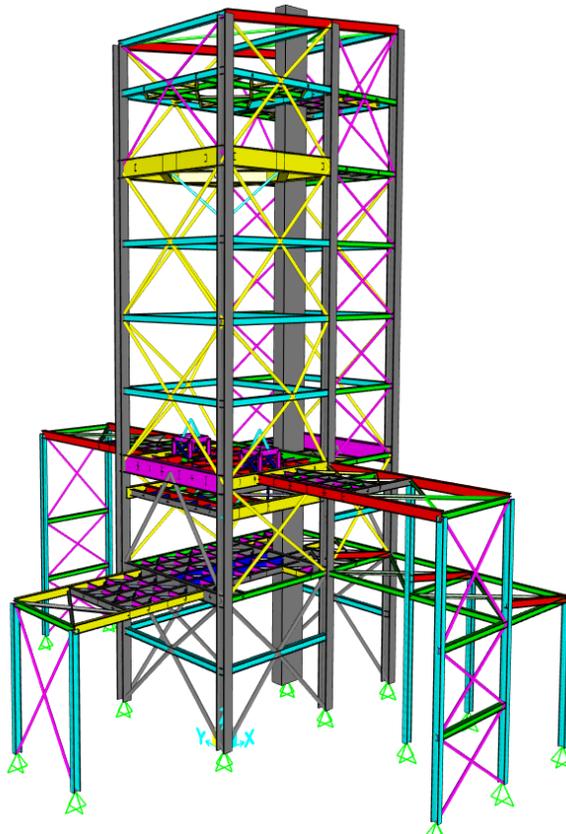


Figura 1.1. Vista tridimensional Edificio Auxiliar Filtrante.



Figura 1.2. Imagen estructura real en proceso de montaje.

1.4. Organización del trabajo

El trabajo se organiza en cinco capítulos que se describen a continuación de manera breve.

En el Capítulo 1: Introducción, se presenta la motivación de este trabajo, los objetivos generales y específicos una breve descripción del edificio en estudio y la organización de la memoria.

En 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 de la estructura y todos los aspectos del análisis no lineal, entre ellos, la metodología de análisis, factores y valores a analizar y el modelamiento no lineal de pernos de anclaje y arriostramientos.

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

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

En el Capítulo 5: Conclusiones, se presenta las principales observaciones y conclusiones del trabajo.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA

2.1. Introducción

En este capítulo se presenta una breve reseña del diseño sísmico de estructuras industriales en Chile. Luego se describen brevemente los cambios normativos producto de la actualización de la norma NCh2369 (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 y verificaciones relevantes del diseño. Por último, se describe el procedimiento del análisis dinámico no lineal aplicado.

2.2. Diseño sísmico de estructuras industriales en Chile

El comienzo del diseño sísmico industrial en Chile surge alrededor del año 1950, con los primeros proyectos industriales en la zona de Concepción, siendo más preciso, en San Vicente con la Planta Integrada de Huachipato, donde el diseño se basó principalmente en el buen juicio, la simplicidad estructural y criterios de diseño dada la inexistencia de normativa especificada. Así, con casi medio siglo de práctica ingenieril en el surgimiento de diversos proyectos industriales, más la ocurrencia de eventos sísmicos importantes, se fue creando una base para el diseño sismorresistente.

Los terremotos históricos que afectaron al país, como el ocurrido en la zona sur en mayo de 1960 y en la zona central en marzo de 1985, sumado los nuevos descubrimientos y avances en países sísmicos más desarrollados, como Estados Unidos, pusieron en evidencia la necesidad de revisar algunos de los criterios utilizados en el diseño de estas estructuras hasta ese entonces. Todo esto llevó a la creación de la norma NCh2369.Of2003 "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales" (INN, 2003), la cual establece los criterios técnicos necesarios para el diseño y construcción de estas estructuras.

El terremoto del Maule (2010) fue una prueba de especial interés para la normativa, pues fue el primer evento de gran magnitud que acontecía luego de la promulgación de la NCh2369. De aquí, se evidenciaron fallas en las estructuras industriales producto de inestabilidades locales, pandeo de diagonales, falla de conexiones de diagonales y de pernos de anclaje.

Tomando en cuenta esta experiencia y el posterior terremoto de Coquimbo el año 2015, se hizo inevitable la necesidad de revisión de la normativa, resultando así en una actualización de la norma

en el año 2023, con la que se busca conservar y reforzar la filosofía de diseño estructural industrial en Chile, proveyendo a las estructuras 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, lo cual podría comprometer la continuidad de operación en la industria. Sin embargo, tampoco se puede depender exclusivamente de la sobrerresistencia, ya que se desconocen los futuros eventos sísmicos, por lo que se debe dotar de ductilidad a la estructura evitando estructuras inherentemente frágiles.

2.3. Cambios normativos

2.3.1. 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 explican los cambios más significativos de la norma, en lo que respecta al presente trabajo.

2.3.2. 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.

2.3.3. 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.

2.3.4. 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 como 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 $0.7R_1 \geq 1.0$, donde R_1 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 $0.7R_1 \geq 1.0$, ya que son elementos controlados por fuerza. 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 amplificada 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 amplificada 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 han incorporado 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.

2.3.5. Capítulo 9: Estructuras de Hormigón

De este capítulo se destaca la incorporación de requisitos específicos para pedestales de bases de columnas, los cuales tienen como objetivo evitar que los pedestales sean tratados como elemento fusible y así permitir que los pernos se anclaje puedan plastificar y disipar energía.

2.4. Diseño lineal

Para realizar el diseño lineal se deben verificar la resistencia estructural de los miembros y la serviciabilidad de la estructura.

2.4.1. Verificación de resistencia estructural

Las verificaciones de resistencia estructural se realizan según la NCh427/1 Of.2016, Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios (INN, 2016), utilizando el método de Factores de carga y resistencia (LRFD), e incluye el diseño de los miembros estructurales y la conexión columna-pedestal. Además, se deben satisfacer las relaciones ancho/espesor de los perfiles y los criterios de esbeltez global, para así poder asegurar un pandeo global estable. Para lograr el comportamiento deseado, cada miembro se diseña con cargas específicas según su objetivo particular dentro de la estructura.

A continuación, se indican las cargas con las que se tienen que diseñar los miembros de la estructura:

- Las columnas sísmicas se deben diseñar con cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R1 \geq 1.0$, debido a que se espera que estas no disipen energía y además que permitan a las diagonales que disipen energía de manera estable.
- Las diagonales y los pernos de anclajes, debido a que son fusibles sísmicos se deben diseñar con las cargas sísmicas reducidas por R .
- Las vigas puntales que deben acoplar al sistema en el caso de que las diagonales incursionen en el rango no lineal, se deben diseñar por desbalance plástico en caso de ocurrir el pandeo de las diagonales que llegan, ya sea en distribución del tipo Chevron o en X.
- Las conexiones de las diagonales sísmicas se deben diseñar para las cargas provenientes de combinaciones con cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R1 > 1.0$, y no necesita ser mayor que 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.
- La silla de anclaje y los atiesadores de la silla se diseñan con la capacidad esperada en tracción de los pernos de anclaje, para así asegurar un comportamiento elástico de estas y así permitir que los pernos de anclaje puedan disipar energía.
- El resto de los miembros se debe diseñar con las cargas sísmicas reducidas por R .

2.4.2. Verificación de serviciabilidad

Las verificaciones de serviciabilidad consideran la determinación de las deflexiones verticales de los miembros resistentes por cargas gravitacionales, y el *drift* de entrepiso 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 realizaron análisis no lineal y lineal dinámicos del tipo tiempo-historia (TH), para el cual se seleccionaron set de 11 registros para tres periodos naturales de vibración de la estructura, $T=0.50$ (s), $T=0.65$ (s) y $T=0.20$ (s), esto debido a la cercanía entre las segundas formas modales, por lo que se incorporó un tercer periodo de tal manera de generar una amenaza sísmica más representativa para la estructura. Esto resultó en dos sets de 33 registros sísmicos, uno vinculado al espectro objetivo a nivel de diseño (SDI) y otro al espectro objetivo a nivel máximo (SMP), asociados a un nivel de amenaza de un 10% y 5% de probabilidad de excedencia en 50 años, respectivamente, de acuerdo con el punto 5.4.3 de la norma.

Los registros se seleccionan y ajustan, para representar un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento estructural, definida como la ubicación de la Siderúrgica de Huachipato, en la Región del Biobío. La selección considera la metodología de escalamiento espectral de ASCE 7-16, considerando un espectro objetivo del tipo media condicionada, cuyo procedimiento se detalla en el ANEXO C y los registros obtenidos se presentan en el ANEXO E.

Cabe destacar que los registros sísmicos se acortan considerando la duración acotada o “*bracketed duration*” (Bolt,1999), definido como el intervalo de tiempo entre el primer y último instante en que se alcanza una aceleración de 0.05 (g). Esto se realiza de tal manera de acelerar los análisis no lineales, sin alterar significativamente los resultados a obtener, pues gran parte de la energía se genera en un intervalo temporal acotado del registro consistente con la definición del “*bracketed duration*”.

Se debe considerar que en el rango no lineal los elementos estructurales trabajan con las capacidades esperadas de los materiales y se debe utilizar un factor de minoración $\phi=1$ para la verificación del diseño de las columnas. Además, se considera una razón de amortiguamiento igual al 3%, debido a que en el modelo estructural no se consideró la fricción entre los miembros estructurales ni del material, tampoco se consideró las conexiones e interacción suelo-estructura.

El Método utilizado para realizar el análisis no lineal corresponde al Fast Nonlinear Analysis (FNA) incorporado en el software estructural SAP2000. Este método es un procedimiento eficiente para analizar estructuras cuya respuesta se mantiene predominantemente en el rango lineal, en las que solo en un número limitado de elementos ocurre comportamiento no lineal.

El análisis modal se realiza por medio de los vectores de Ritz considerando 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:

$$D + 0.25L \tag{2.1}$$

Previo al análisis dinámico, el peso sísmico se aplica gradualmente a la estructura, lo cual se ingresa mediante una función del tipo tiempo-historia “Ramp”, generando un punto de inicio para la aplicación de la demanda sísmica previamente seleccionada. La Figura 2.1 muestra la función “Ramp” definida.

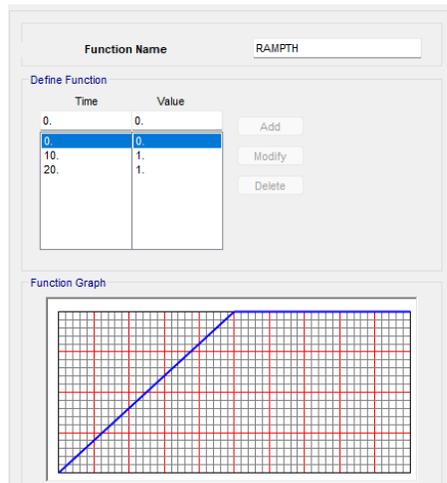


Figura 2.1 Función “Ramp” definida en software SAP2000.

Luego, se define un caso FNA con los estados de carga gravitacionales usando la función “Ramp” ajustando un paso de tiempo pequeño junto con un gran amortiguamiento modal, en este caso 0.999. La Figura 2.2 muestra el caso FNA definido.

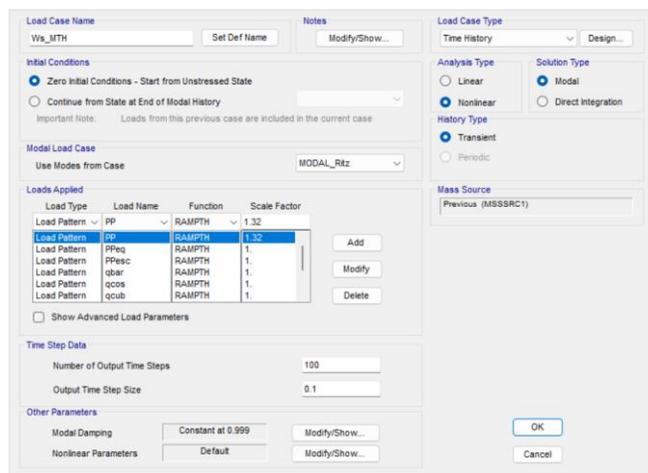


Figura 2.2 Caso FNA con peso sísmico incorporado, software SAP2000.

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 que se incorporan como función tiempo-historia, y se multiplican por su respectivo factor de escalamiento final. La Figura 2.3 presenta un ejemplo de un caso FNA no lineal definido para un registro sísmico.

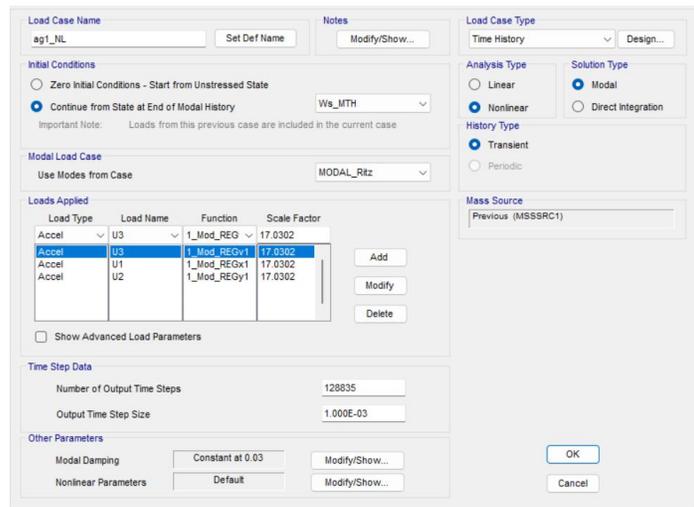


Figura 2.3 Caso FNA no lineal con registros sísmicos incorporados, software SAP2000.

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. Por tanto, solo es necesario incorporar los registros ortogonales de los eventos sísmicos, de la misma manera que se hizo con el segundo caso FNA. En este caso el paso de tiempo utilizado es de 0.001 (s). la Figura 2.4 presenta un ejemplo del caso FNA lineal definido para un registro sísmico.

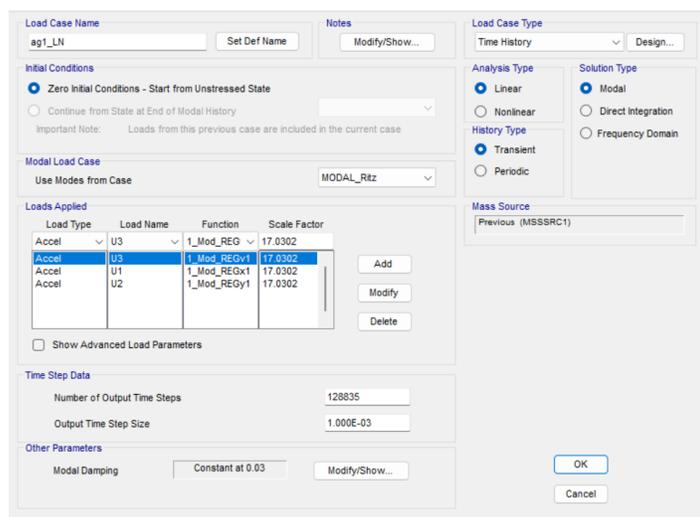


Figura 2.4 Caso FNA lineal con registros sísmicos incorporados, software SAP2000.

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

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 (V_{lineal}) y el corte basal obtenido para el análisis no lineal ($V_{\text{no lineal}}$):

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

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 ($V_{\text{diseño}}$):

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

El factor de modificación de la respuesta R considera la acción de ambos efectos, la sobrerresistencia del sistema y la reducción por ductilidad por ende se obtiene como sigue:

$$R = R_\mu \cdot \Omega \quad (2.4)$$

Para verificar la deformación axial de los arriostramientos verticales se utilizan los criterios de aceptación que se indican en la sección 5.10.4.4 de la NCh2369 2023. Para nivel SDI se considera un 50% del límite para seguridad de la vida (LS) establecido en la Tabla 9-8 del ASCE 41-17 (ASCE, 2017) y para el nivel SMP se acepta el límite para seguridad de vida (LS). Cabe destacar, que estos límites varían si el arriostramiento clasifica como robusto o esbelto, y también difieren entre compresión y tracción. La Figura 2.5 muestra la tabla 9-8 del ASCE 41-17 con los criterios de aceptación en arriostramientos En el ANEXO D se indican los límites para cada arriostramiento vertical modelado en la estructura.

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

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

Figura 2.5. Parámetros de modelación de y criterios de aceptación para arriostramientos según ASCE 41-17. (Fuente: ASCE, 2017).

2.5.1. Modelo no lineal de arriostramientos verticales

Los arriostramientos verticales se modelan en el software SAP2000 utilizando elementos no lineales tipo *Link Multilinear Plastic* (MLP) en los cuales la respuesta se define por medio de una curva envolvente fuerza – deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez.

El tramo en tracción de la envolvente, luego de la plastificación, presenta degradación de la resistencia y posteriormente, fractura. En el tramo en compresión, se considera que la rigidez de la envolvente es lineal y elástica hasta alcanzar la carga crítica de pandeo, definida según lo especificado en el Capítulo E del AISC 360-10 (AISC, 2010b), mientras que la transición desde la carga de pandeo hasta la carga residual se modela como un decaimiento exponencial, cuyo orden fue calibrado por Urzua (2015) a partir de los ensayos realizados por Black, Wenger y Popov (Black et al, 1980) a un conjunto de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones.

La longitud efectiva considerada para los arriostramiento corresponde al largo entre líneas de plastificación, considerada como la línea de pernos más alejada de cada una de las conexiones extremas que componen la diagonal. Para los arriostramientos con sección tubular circular dispuestos en X se considera el largo efectivo entre el inicio de la diagonal y el punto de cruce y para los dispuestos en V o V invertida se considera el largo total entre líneas de plastificación. La Figura 2.6 esquematiza lo descrito anteriormente.

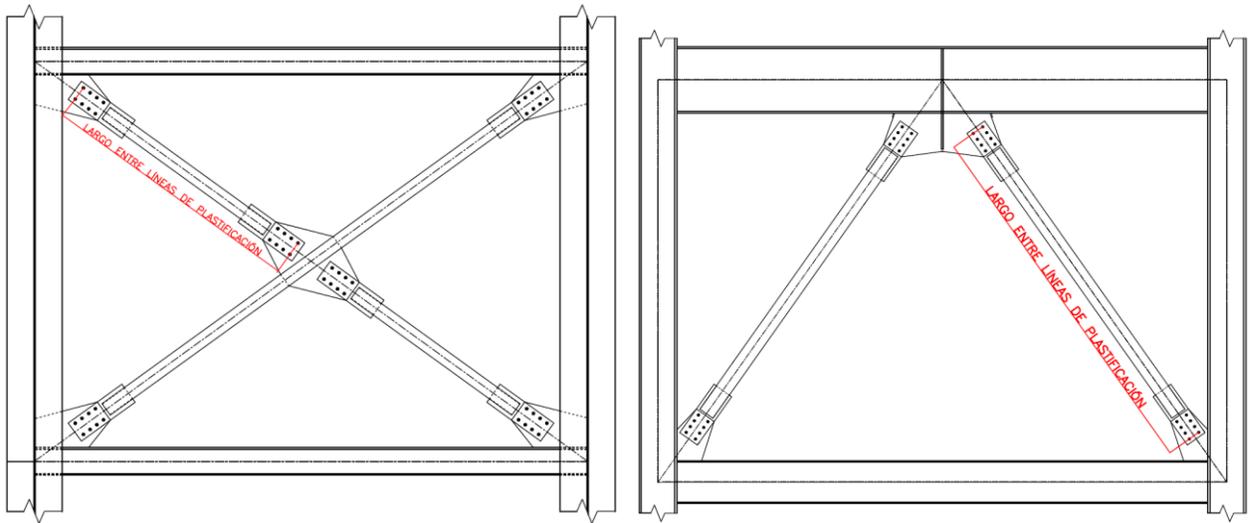


Figura 2.6. Largo entre líneas de plastificación para arriostramiento en configuración X (izq.) y V o V invertida (der.).

Cabe destacar que se hace necesario garantizar que las conexiones sean capaces no solo de resistir las elevadas cargas de tracción y compresión, sino que también de tolerar los giros que se generan en los extremos de las diagonales al momento del pandeo, por ende, se debe permitir la formación de una rótula plástica en el *gusset*, para lo cual se define una longitud de desarrollo de rótula plástica equivalente a dos veces el espesor de la placa *gusset*, tal como indica Astenah-Asl et al. (2016) para placas *gusset* recortadas compactas. En el ANEXO F se presenta el detallamiento de las conexiones junto con las longitudes de rótula plástica respectiva.

En la Figura 2.7 se presenta la curva monótonica paramétrica fuerza-deformación utilizada en este trabajo.

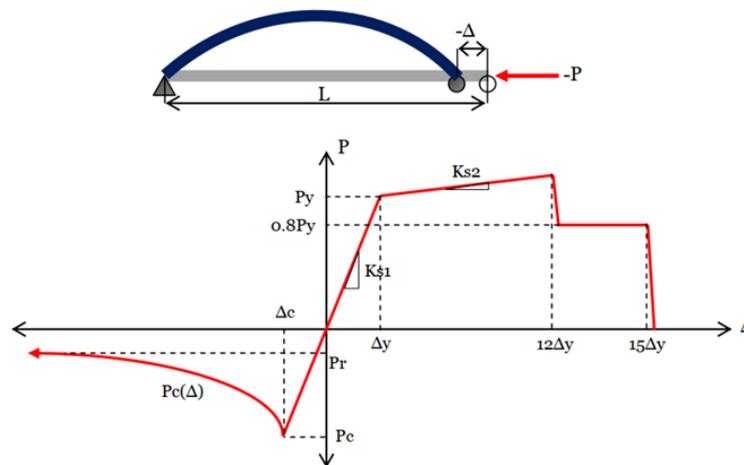


Figura 2.7. Curva monótonica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales (Fuente: Urzúa, 2015)

Donde los parámetros de la curva son los siguientes:

$P_c(\Delta)$: Fuerza post pandeo, donde n se obtiene de la calibración de los modelos no lineales, $n=0.6$ para sección tubular circular.

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

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 de la norma NCh /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 ANEXO D

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 medio.

La degradación histerética de resistencia y rigidez se define por medio de un modelo de pivote, el cual está incorporado en el software utilizado. Se utiliza este modelo dada la amplia gama de parámetros de control de la curva histerética que presenta. En la Figura 2.8 se muestra dicha curva histerética.

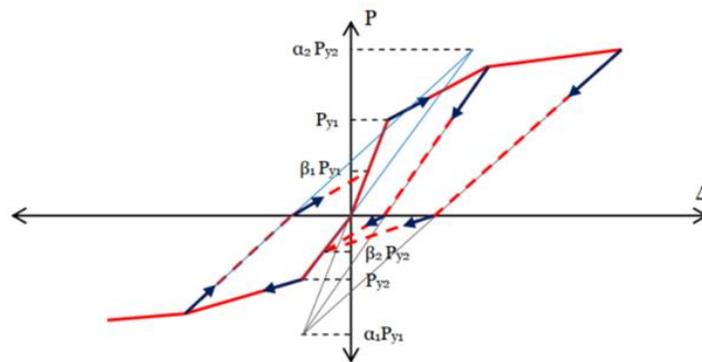


Figura 2.8. Curva histerética para el modelo de pivote. (Fuente: Urzúa, 2015).

- 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.

Los parámetros que se utilizan para definir la ley de histéresis se establecen con el fin de producir un comportamiento análogo al característico de arriostramientos bajo cargas cíclicas. Así, los parámetros utilizados de acuerdo con Urzúa (2015) son:

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

El ANEXO D presenta en detalle la modelación no lineal de los arriostramientos considerados en el análisis.

2.5.2. Modelo no lineal anclaje estructura-fundación

En la práctica nacional, la conexión de los pernos de anclaje a las sillas adosadas a la columna es por medio de golillas, por lo tanto la columna no transmite esfuerzos de compresión sobre los pernos de anclaje y es el pedestal el que toma toda la compresión. Por ende, 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. La Figura 2.9 esquematiza lo anterior.

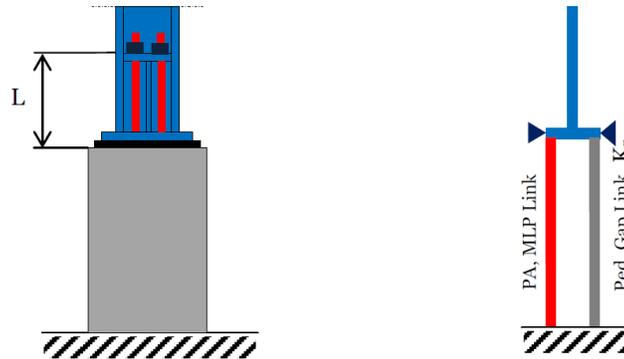


Figura 2.9. Esquema del anclaje (Izq.) y modelo del anclaje en software SAP2000 (Der.). (Fuente: Urzúa, 2015).

Teniendo en cuenta que los pernos trabajan monótonicamente en tracción, dado que nunca se comprimen, se utiliza como deformación de rotura la elongación especificada para acero ASTM A36. Lo anterior se traduce en una deformación de rotura igual al 20% de la distancia entre tope de pedestal y tope de silla más ocho veces el diámetro del perno embebido en el hormigón del pedestal.

Por otra parte, la curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión de manera que los pernos transmitan la carga rápidamente al pedestal, el cual se modela con comportamiento lineal y elástico. Cabe destacar que la rigidez del pedestal se considera un orden de magnitud superior a la rigidez de las columnas de la estructura, asignándole un valor de 9810000 (kN/m) a modo de evitar inestabilidades numéricas. Además, se considera una rigidez alta de los pernos de anclaje para los análisis lineales con el fin de representar apoyos fijos.

La Figura 2.10 presenta la curva monótonica para los pernos de anclaje.

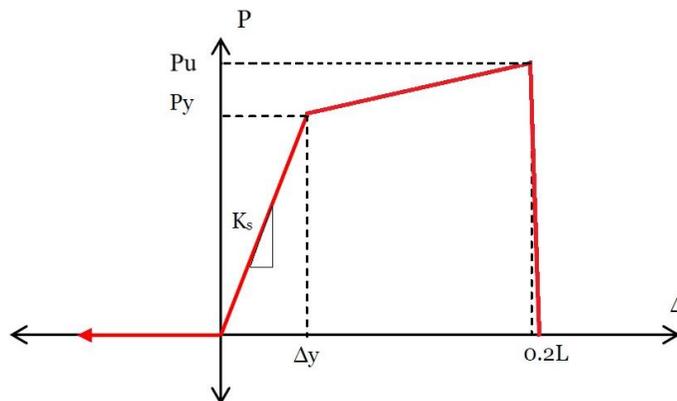


Figura 2.10. Curva envolvente fuerza – deformación axial para pernos de anclaje. (Adaptado de Urzúa, 2015).

Donde los parámetros de la curva fuerza – deformación son:

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

P_u Fuerza esperada de rotura en pernos de anclaje, $P_u = F_{ue} A_s$

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, $\Delta_y = P_y / K$

Considerando que los pernos de anclaje son sometidos solo a tracción durante cada ciclo de carga, se utiliza un modelo de histéresis cinemático sin degradación de rigidez ni resistencia para los pernos de anclaje, el cual viene implementado en el software SAP2000 para elementos tipo *Link*.

El ANEXO D presenta en detalle las curvas monotónicas y propiedades obtenidas para cada *Link* definido.

2.6. Conclusiones

En este capítulo se presentó una breve reseña del diseño sísmico de estructuras industriales en Chile y su filosofía. Luego, 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 que permiten distinguir entre los elementos que se desea tener una disipación de energía y los que no. Además, se presentaron las verificaciones de diseño según la nueva norma y 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.

CAPÍTULO 3: DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. Introducción

En este capítulo se presentan los resultados del diseño estructural del Edificio Auxiliar Filtrante en base a las disposiciones de la norma NCh2369 2023, considerando un comportamiento lineal elástico. Se indica la materialidad de los miembros estructurales y sus propiedades. A continuación, se detallan los estados de carga además de un resumen de la reacción total de cada estado. Posteriormente, se indican las combinaciones de carga junto con las verificaciones estructurales y de serviciabilidad. Por último, se presenta el detalle de los anclajes estructura-fundación y las conexiones de los arriostramientos verticales. En el ANEXO F se presenta el diseño de puntales por desbalance plástico.

3.2. Materiales

Para todos los perfiles de la estructura se utiliza acero de calidad ASTM A36 y para el pedestal del anclaje se utiliza hormigón G25. La Tabla 3.1 presenta las propiedades mecánicas de ambos materiales.

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas acero ASTM A36 y hormigón calidad G25

Material	Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Acero ASTM A36	Módulo de elasticidad	E_s	200000	Mpa
	Tensión de fluencia mínima especificada	F_y	248	MPa
	tensión de ruptura mínima especificada	F_u	400	MPa
	Razón entre tensión de fluencia mínima y esperada en perfiles fabricados con planchas	R_y	1.3	-
	Razón entre tensión de fluencia mínima y esperada en pernos de anclaje	R_y	1.5	-
Hormigón G25	Resistencia a la compresión	f'_c	25	MPa
	Módulo de elasticidad	E_c	23500	MPa

3.3. Estados de carga

En el ANEXO A se muestran figuras con valores de los estados de cargas aplicados al modelo estructural. A continuación, se detallará a qué corresponden cada uno de estos estados de carga actuando en la estructura.

3.3.1. Carga muerta

Corresponde a la carga de peso propio de los elementos (PP) incrementada en un 32% para considerar el peso de las conexiones de la estructura y a las cargas permanentes aplicadas, las cuales se detallan a continuación:

- Cargas de cubierta (q_{cub})
- Cargas de costaneras (q_{cos})
- Carga de instalaciones (q_{ins})
- Cargas de barandas (q_{bar})
- Carga de parrilla de piso (q_{par})
- Carga de polvo (q_{pol})
- Carga de escaleras (PP_{esc})
- Carga de equipos mecánicos: Silo de almacenamiento, elevador de capachos, dosificadores tipo 1 y 2, tornillos tipo 1 y 2 (PP_{eq})

3.3.2. Carga viva

Corresponde a las sobrecargas de uso aplicadas a la estructuras y se detallan a continuación:

- Sobrecarga de mantención en plataformas (L) con un valor de 400 kg/m^2
- Sobrecarga de techo (L_r)
- Sobrecarga de uso de escaleras (L_{esc})

La sobrecarga de mantención y sobrecarga de techo se estimaron a partir de la norma NCh1537.Of2009 Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso (INN,2009).

Cabe destacar que tanto la sobrecarga de techo como la sobrecarga de escaleras no se consideran en combinaciones sísmicas.

3.3.3. Carga de viento

Las cargas de viento se obtuvieron de acuerdo con las disposiciones de la norma NCh432Of.2010 Diseño estructural - Cargas de viento (INN,2010), a través del método 2: procedimiento analítico siguiendo el método de diseño especificado en la sección 7.3 de la norma junto con la sección 7.12 referida a edificios cerrados.

La fuerza de diseño del viento para edificios cerrados se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$F = q \cdot G \cdot C_p - q_i(GC_{pi}) \tag{3.1}$$

Donde q_i es la presión dinámica de diseño evaluada a una altura promedio de la techumbre de 27 metros, estimada con la expresión:

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2I \tag{3.2}$$

En la Tabla 3.2 se definen los parámetros de las expresiones anteriores.

Tabla 3.2. Parámetros de diseño de cargas de viento.

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Categoría de ocupación		II	
Categoría de exposición		D	
Velocidad básica	V	35.00	m/seg
Factor de direccionalidad	K_d	0.85	
Factor topográfico	K_{zt}	1.00	
Factor de importancia	I	1.15	
Altura media	h	27	m
Presión de diseño	q_i	1.01	kN/m ²
Factor de ráfaga	G	0.85	
Coefficiente de presión interna	GC_{pi}	± 0.18	

Se consideraron tres casos de carga de diseño, el caso uno y dos corresponde al viento actuando un 100% en una sola dirección de análisis y el caso tres corresponde al viento actuado simultáneamente en ambas direcciones de análisis con un 75% de contribución en cada dirección, la Figura 3.1 esquematiza lo anterior.

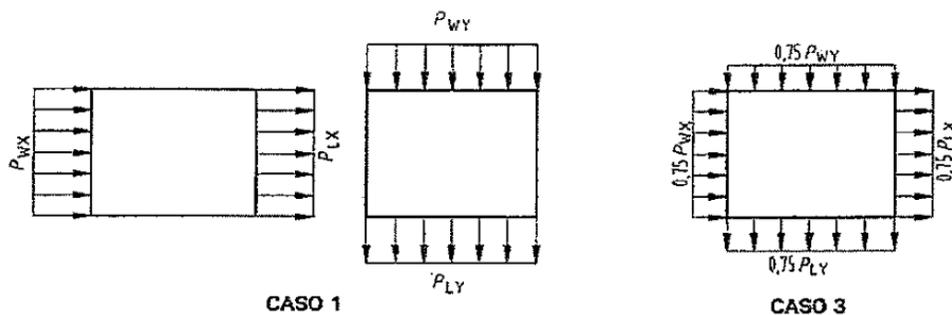


Figura 3.1. Casos de cargas de viento de diseño (Fuente: NCh432.Of2010 (INN,2010))

3.3.4. Carga sísmica

La demanda sísmica horizontal se determina a través del análisis modal espectral establecido en la NCh2369 2023.

La estructura en estudio se emplaza en la zona sísmica 3 y suelo Tipo B. Esta se clasifica como categoría III y el factor de modificación de la respuesta R se considera igual a 5, correspondiente al valor máximo que permite la norma, junto con una razón de amortiguamiento del 3% para uniones emperradas, por lo que la estructura se define como un sistema resistente de marcos arriostrados con anclajes dúctiles según lo establecido por la norma.

El espectro de diseño para la dirección horizontal que caracteriza la demanda está dado por:

$$S_a = 0.7 \frac{IS_{ah}}{R} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (3.3)$$

Donde S_{ah} es el espectro de referencia horizontal dado por:

$$S_{ah} = 1.4SA_0 \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \quad (3.4)$$

El coeficiente sísmico no debe ser menor que C_{min} definido por:

$$C_{min} = \begin{cases} \frac{2.75ISA_0}{g(R+1)} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4}, & 0.06[s] < T < 0.25 [s] \\ 0.25IS \frac{A_0}{g}, & T \geq 0.25 [s] \end{cases} \quad (3.5)$$

Por otro lado, para evaluar la demanda sísmica vertical se consideraron fuerzas estáticas equivalentes calculadas como:

$$F_v = \pm C_v P \quad (3.6)$$

Donde P son los pesos que efectivamente generan fuerzas inerciales verticales, en este caso el 100% de la carga muerta (D_t) y carga viva (L) y C_v es el coeficiente sísmico vertical el cual tiene como valor:

$$C_v = 1.18IS \frac{A_0}{g} \quad (3.7)$$

En la Tabla 3.3 se muestran los parámetros mencionados para el análisis modal espectral.

Tabla 3.3. Parámetros sísmicos análisis modal espectral.

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Coefficiente de importancia	I	1.20	
Aceleración efectiva máxima	A_0	0.40	g
Parámetros dependientes del tipo de suelo	S	1.00	
	T_0	0.30	s
	p	1.60	
	T_1	0.27	s
Razón de amortiguamiento	ξ_1	0.03	
Factor de modificación de la respuesta	R	5	

Para el coeficiente sísmico vertical C_v se obtiene un valor de 0.57 el cual se aplica a los estados de carga Dt y L tal como muestra la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Coeficiente sísmico vertical aplicado para el caso de carga de sismo vertical.

Estado de carga	Factor	Sismo vertical E_z
PP	1.32	0.75
PP_{eq}	1	0.57
q_{cub}	1	0.57
q_{cos}	1	0.57
q_{ins}	1	0.57
q_{par}	1	0.57
q_{bar}	1	0.57
PP_{esc}	1	0.57
q_{pol}	1	0.57
L	0.25	0.14

En la Figura 3.2 se presenta el espectro de referencia obtenido con la norma NCh2369 2023 y la Figura 3.3 presenta el espectro de diseño obtenido junto al límite del coeficiente sísmico mínimo impuesto. También se grafican los periodos de la estructura obtenidos en ambas direcciones de análisis.

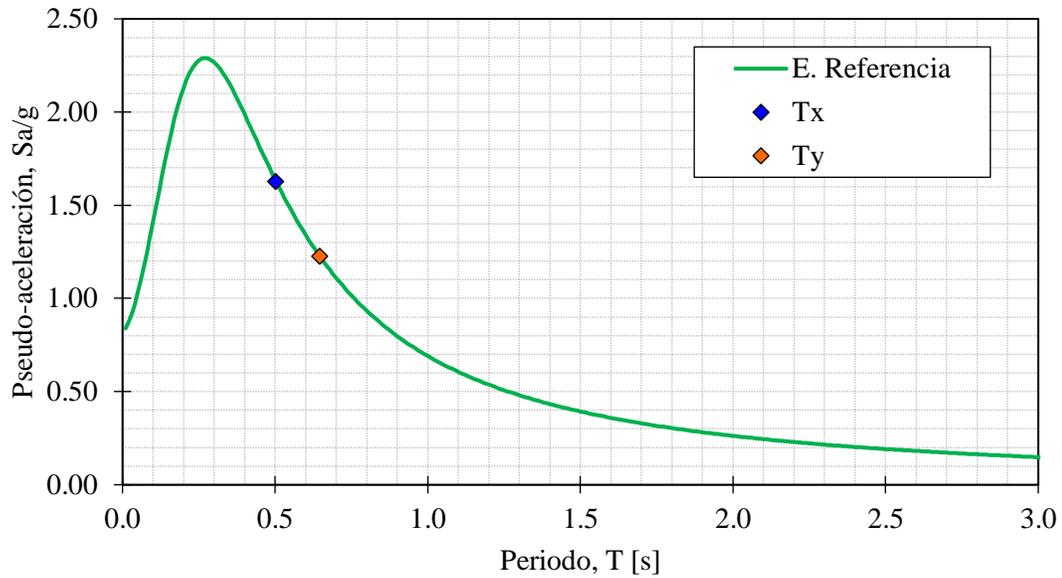


Figura 3.2. Espectro de referencia norma NCh2369 2023 y periodos de la estructura.

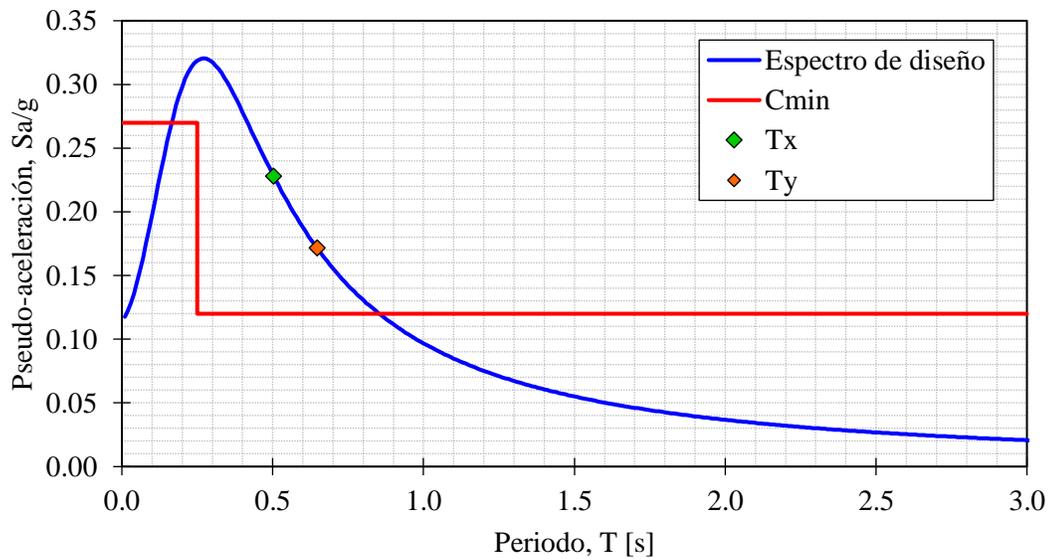


Figura 3.3. Espectro de diseño norma NCh2369 2023 y periodos de la estructura.

El peso sísmico utilizado para realizar el análisis modal espectral está dado por:

$$W_s = D_t + L = 1.32PP + PP_{eq} + q_{cub} + q_{cos} + q_{ins} + q_{bar} + q_{par} + q_{pol} + PP_{esc} + 0.25L \quad (3.8)$$

Donde el factor 1.32 corresponde al aumento del peso propio de los perfiles por concepto del peso propio de las conexiones.

De esta manera, se obtienen las características sísmicas de la estructura presentadas en la Tabla 3.5

Tabla 3.5. Características sísmicas de la estructura.

Parámetro	Símbolo	Dirección X	Dirección Y
Peso sísmico	W_s (kN)	3228	3228
Periodo	T (s)	0.50	0.65
Coefficiente sísmico	S_a/g	0.23	0.17
Coefficiente sísmico mínimo	C_{\min}	0.12	0.12
Corte basal	Q_b (kN)	577	430
Corte basal mínimo	Q_{\min} (kN)	387	387

3.3.5. Resumen cargas

A continuación, la Tabla 3.6 presenta la reacción total para cada estado de carga aplicado a la estructura junto con las propiedades dinámicas obtenidas del análisis modal utilizando vectores de Ritz para reducir el número de modos requeridos.

Tabla 3.6. Resumen cargas de diseño aplicadas a la estructura.

Carga	Símbolo	Componente	Reacción total (kN)
Peso propio de perfiles	PP	Fz	820
Peso propio de equipos mecánicos	PPeq	Fz	1195
Peso propio de cubierta	qcub	Fz	209
Peso propio de costaneras	qcos	Fz	208
Peso propio de instalaciones	qins	Fz	68
Peso propio de parrilla de piso	qpar	Fz	61
Peso propio de barandas	qbar	Fz	52
Peso propio escaleras	PPesc	Fz	167
Peso propio polvo	qpol	Fz	65
Sobrecarga de mantención	L	Fz	477
Sobrecarga de uso de escaleras	Lesc	Fz	100
Sobrecarga de uso de techo	Lr	Fz	51
Carga de viento con C_{p1} y presión interna positiva	W_{x1+}	Fx	-307
Carga de viento con C_{p1} y presión interna negativa	W_{x1-}	Fx	-305
Carga de viento con C_{p2} y presión interna positiva	W_{x2+}	Fx	-305
Carga de viento con C_{p2} y presión interna negativa	W_{x2-}	Fx	-303
Carga de viento con C_{p1} y presión interna positiva	W_{y1+}	Fy	-401
Carga de viento con C_{p1} y presión interna negativa	W_{y1-}	Fy	-492
Carga de viento con C_{p2} y presión interna positiva	W_{y2+}	Fy	-401
Carga de viento con C_{p2} y presión interna negativa	W_{y2-}	Fy	-492
Corte basal del análisis modal espectral en dirección X	Ex	Fx	577
Corte basal del análisis modal espectral en dirección Y	Ey	Fy	430
Reacción basal sismo vertical	Ez	Fz	1827
Peso sísmico de la estructura	W_s	Fz	3228

3.4. Combinaciones de carga

Para el diseño según la práctica nacional se utilizan las combinaciones de carga no sísmicas indicadas en el punto 9 de la NCh3171Of.2017 Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga (INN, 2010). Las combinaciones de carga sísmica se consideran según la NCh2369 2023.

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

1. $1.4D_t$
2. $1.2D_t+1.6L+0.5L_r$
3. $1.2D_t+1.6L_r+L$
4. $1.2D_t+1.6L_r+0.8W$
5. $1.2D_t+1.6W+L+0.5L_r$
6. $0.9D+1.6W$
7. $1.2D+0.25L+1.4E$
8. $0.9D+1.4E$

Las combinaciones de carga de servicio (método ASD) para la verificación de deformaciones, considerando el espectro de referencia son las siguientes:

1. D
2. $D+L$
3. $D+L_r$
4. $D+L+L_r$
5. $D+W$
6. $D+L+L_r+W$
7. $0.6D+W$
8. $D+0.25L+E$
9. $D+E$

Las cargas sísmicas se definen siguiendo la regla de simultaneidad entre las diferentes direcciones de la acción sísmica:

- $E=\pm E_x\pm 0.3E_y\pm 0.6E_z$
- $E=\pm 0.3E_x\pm E_y\pm 0.6E_z$

- $E=\pm 0.6E_x\pm 0.2E_y\pm E_z$
- $E=\pm 0.2E_x\pm 0.6E_y\pm E_z$

Las cargas de viento se definen como:

- $W=W_{x1\pm}, W_{x2\pm}$
- $W=W_{y1\pm}, W_{y2\pm}$
- $W=0.75 W_{x1}\pm 0.75W_{y1}$
- $W=0.75 W_{x2}\pm 0.75W_{y2}$

Por último, para la verificación de las columnas se consideran las cargas sísmicas horizontales reducidas amplificadas $0.7R_1\geq 1.0$. En este caso el factor de amplificación es igual $0.7R_1=3.5$. así, quedan las siguientes combinaciones:

1. $1.2D+L+1.4[0.7R_1(\pm E_x\pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z]$
2. $1.2D+L+1.4[0.7R_1(\pm 0.3E_x\pm E_y) \pm 0.6E_z]$
3. $1.2D+L+1.4[0.7R_1(\pm 0.6E_x\pm 0.2E_y) \pm E_z]$
4. $1.2D+L+1.4[0.7R_1(\pm 0.2E_x\pm 0.6E_y) \pm E_z]$
5. $0.9D+1.4[0.7R_1(\pm E_x\pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z]$
6. $0.9D+1.4[0.7R_1(\pm 0.3E_x\pm E_y) \pm 0.6E_z]$
7. $0.9D+1.4[0.7R_1(\pm 0.6E_x\pm 0.2E_y) \pm E_z]$
8. $0.9D+1.4[0.7R_1(\pm 0.2E_x\pm 0.6E_y) \pm E_z]$

3.5. Verificación esbeltez global y local

La verificación de compacidad local y esbeltez global de los elementos estructurales de acuerdo con los límites establecidos por la NCh2369 2023 se presenta en la Tabla 3.7 a modo de resumen. En el ANEXO A se muestran los perfiles resultantes para cada caso.

Tabla 3.7. Verificación compacidad local y esbeltez global de perfiles utilizados.

Miembro	Sección	Compacidad local				Esbeltez global	
		$\lambda_f=b_f/t_f$	$\lambda_{md, ala}$	$\lambda_w=h/t_w$	$\lambda_{md, alma}$	$(KL/r)_{max}$	$(KL/r)_{limite}$
Columna	HN 40x172	9.1	10.0	29.7	48.8	53.4	133.8
Columna	IN 25x46,6	8.3	10.0	45.2	58.2	106.9	133.8
Viga	IN 70x216	5.5	10.0	79.5	95.7	39.9	133.8
Viga	IN 70x159	6.0	10.0	81.3	89.9	48.8	133.8
Viga	IN 70x136	7.5	10.0	82.5	83.8	19.9	133.8
Viga	IN 60x90,9	8.9	10.0	71.5	78.0	24.0	133.8
Viga	IN 45x70,5	7.1	10.0	52.8	64.1	31.9	133.8
Viga	IN 35x65,2	6.3	10.0	53.0	97.5	39.2	133.8
Viga	IN 35x53	8.3	10.0	54.3	64.5	92.4	133.8
Viga	IN 30x41,3	6.3	10.0	46.0	81.7	64.2	133.8
Viga	IN 30x32,2	9.4	10.0	47.3	94.7	44.4	133.8
Viga	IN 25x46,6	8.3	10.0	45.2	62.5	115.6	133.8
Viga	IN 25x37,1	6.3	10.0	45.2	87.7	107.1	133.8
Viga	IN 25x32,6	7.5	10.0	46.0	95.2	74.5	133.8
Viga	IN 25x27,7	4.2	10.0	45.2	63.5	52.5	133.8
Viga	IN 20x35,2	6.3	10.0	35.2	63.8	103.1	133.8
Viga	IN 20x30,6	7.5	10.0	36.0	90.8	100.0	133.8
Viga	IN 20x19,8	6.3	10.0	36.8	88.0	65.2	133.8
Viga	C 20x11.1	8.0	10.0	36.0	53.9	73.0	133.8
Arriostramiento	O 168.3x5	33.7	38.5	-	-	90.0	133.8
Arriostramiento	O 133x4	33.3	38.5	-	-	99.7	133.8
Arriostramiento	O 102X4	25.5	38.5	-	-	120.3	133.8
Arriostramiento	O 114.3x4	28.6	38.5	-	-	104.6	133.8
Arriostramiento	L 10x17.9	12.5	9.3	-	-	69.2	133.8
Arriostramiento	L 10x11.7	12.5	9.3	-	-	70.1	133.8
Arriostramiento	L 8x7.07	13.3	9.3	-	-	79.1	133.8
Arriostramiento	XL 16x14.1	13.3	9.3	-	-	92.5	133.8

Se aprecia que todos los perfiles utilizados cumplen con los límites de relación ancho/espesor impuestos por la NCh2369 2023 a excepción de los perfiles utilizados para arriostramientos de los sistemas de piso horizontales, sin embargo, la norma en la sección 8.8.4 permite exceptuar de esta exigencia a los arriostramientos de piso cuya resistencia de diseño sea superior a la resistencia requerida determinada con las combinaciones de carga sísmica amplificadas por $0.7R_1 > 1.0$ y en este caso los arriostramientos de piso superan en resistencia a las cargas amplificadas.

3.6. Verificación de serviciabilidad

La serviciabilidad en vigas para cargas gravitacionales se verifica de acuerdo con los criterios de diseño definidos para el proyecto en particular, con los siguientes estados límites para la deformación vertical:

- L/300 para vigas de piso.
- L/500 para vigas plataformas de equipos generales.
- L/1000 para vigas que soportan equipos mecánicos.
- L/1600 para vigas que soportan dosificadores según lo impuesto por el proveedor de estos equipos.

Donde L corresponde a la longitud de la viga en cuestión.

A continuación, la Tabla 3.8 presenta un resumen con la verificación de serviciabilidad en vigas.

Tabla 3.8 Verificación serviciabilidad en vigas.

Miembro	Sección	Δ_{adm}	L (cm)	$\Delta_{max \times}$ (mm)	Δ_{adm} (mm)	FU	Comentario
Viga	IN 70x216	L/1000	600	3.2	6.0	0.53	
Viga	IN 70x159	L/1000	600	3.8	6.0	0.63	
Viga	IN 70x136	L/1000	600	0.2	6.0	0.03	
Viga	IN 60x90,9	L/1000	600	0.1	6.0	0.02	
Viga	IN 45x70,5	L/500	600	11.4	12.0	0.95	Controlado por deformaciones
Viga	IN 45x64,4	L/1000	550	4.1	5.5	0.74	Controlado por deformaciones
Viga	IN 35x65,2	L/300	600	3.2	20.0	0.16	
Viga	IN 35x53	L/1600	600	3.6	3.8	0.95	Controlado por deformaciones
Viga	IN 30x41,3	L/500	570	8.4	11.4	0.74	Controlado por deformaciones
Viga	IN 30x32,2	L/500	550	8.7	11.0	0.79	Controlado por deformaciones
Viga	IN 25x46,6	L/300	600	0.8	20.0	0.04	
Viga	IN 25x37,1	L/300	405	7.0	13.5	0.52	
Viga	IN 25x32,6	L/500	550	7.8	11.0	0.71	Controlado por deformaciones
Viga	IN 25x27,7	L/300	400	5.2	13.3	0.39	
Viga	IN 20x35,2	L/300	600	0.9	20.0	0.47	
Viga	IN 20x30,6	L/300	380	0.2	12.7	0.01	
Viga	IN 20x19,8	L/300	300	0.3	10.0	0.03	
Viga	C 20x11.1	L/1000	100	0.7	1.0	0.74	Controlado por deformaciones

Se observa que las deflexiones para cargas gravitacionales controlan el diseño de algunas vigas superando al factor de utilización de la verificación de resistencia estructural. Estas vigas principalmente forman parte del soporte de equipos mecánicos, pues tienen límites más restrictivos.

3.7. Verificación deriva de piso

Los desplazamientos sísmicos se estiman utilizando el espectro elástico de referencia corregido según la razón de amortiguamiento y ponderado por el factor de importancia I. La norma NCh2369 2023 establece en la sección 6.3 que los desplazamientos sísmicos para estructuras en general no deben exceder el valor de $0.015h$, donde h corresponde a la altura de entrepiso, de manera que se eviten daños que puedan comprometer la operación.

La Tabla 3.9 indica los valores de la deriva de piso máxima por nivel para ambas direcciones.

Tabla 3.9 *Drift* sísmico por nivel en dirección X e Y.

Nivel	δ_x (%)	δ_y (%)	δ_{lim} (%)
1	0.51	0.44	1.5
2	0.42	0.64	1.5
3	0.55	0.76	1.5
4	0.43	0.61	1.5
5	0.28	0.46	1.5

La Figura 3.4 y la Figura 3.5 muestran la distribución en altura del *drift* sísmico para el marco longitudinal más desfavorable en la dirección X y para el marco transversal más desfavorable en la dirección Y, respectivamente.

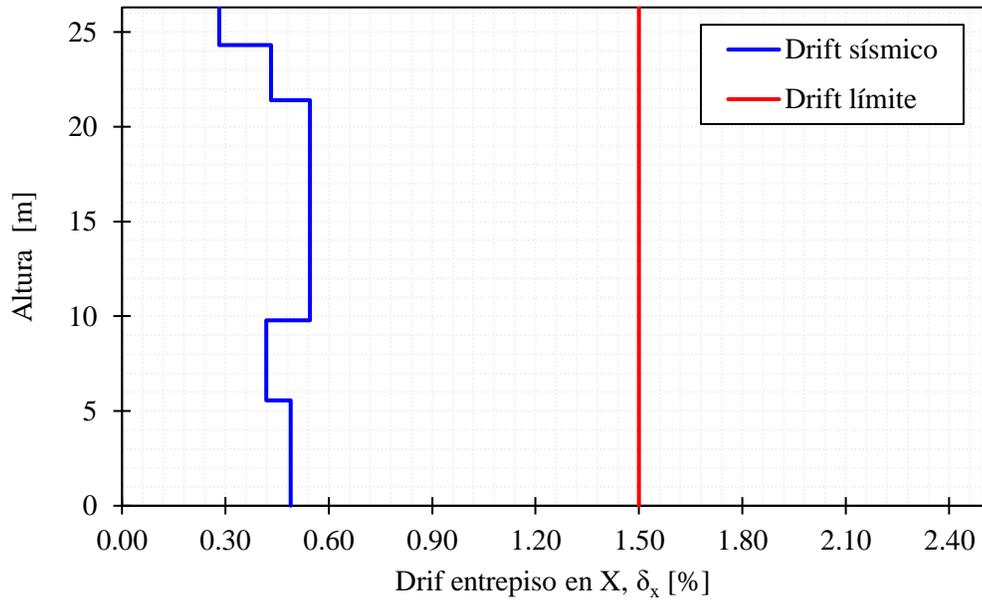


Figura 3.4 *Drift de entrespacio marco longitudinal más desfavorable en dirección X*

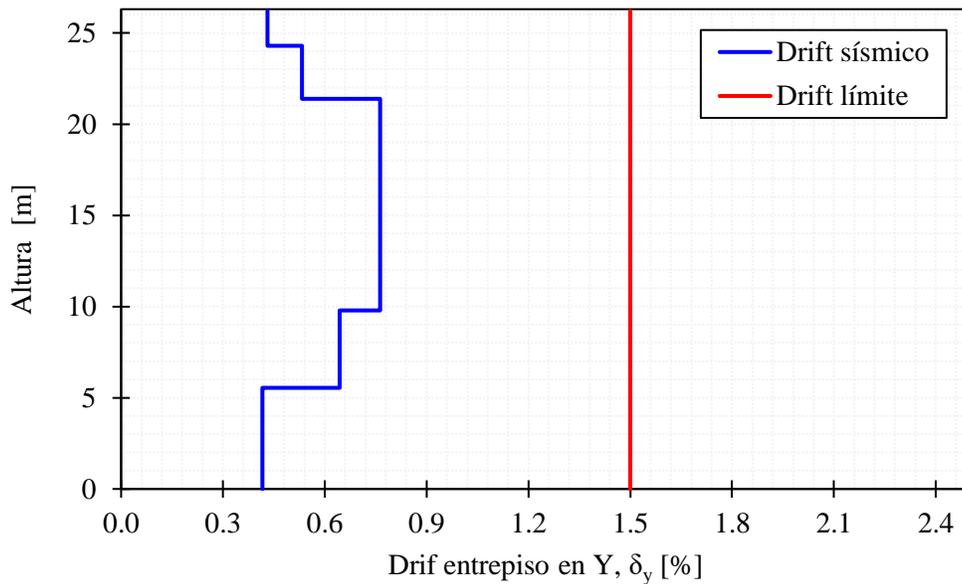


Figura 3.5. *Drift de entrespacio marco transversal más desfavorable en dirección Y*

Se evidencia que el *drift* de entrespacio cumple con holgura el límite establecido por la norma, siendo el nivel 3 el que tiene un mayor desplazamiento horizontal en ambas direcciones, lo que se debe principalmente a la altura de entrespacio mayor a los demás niveles, sumado a que en la plataforma del nivel 3 se encuentra el silo de almacenamiento, equipo principal que soporta el edificio. De todos

modos, al ser una estructura arriostrada en ambas direcciones, su rigidez lateral es elevada, por lo que no se tienen desplazamientos sísmicos horizontales excesivos.

3.8. Verificación de resistencia estructural

La Figura 3.6 muestra los factores de utilización (máxima relación demanda/capacidad entre flexo-compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LFRD.

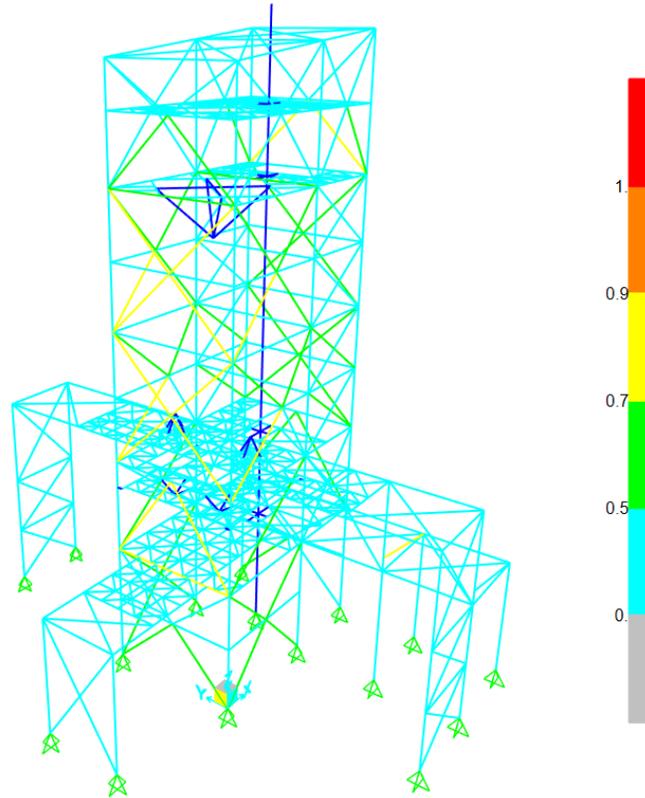


Figura 3.6. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LFRD.

La sección 8.3.4 de la norma NCh2369 2023 establece que la resistencia requerida de las columnas debe ser determinada utilizando las combinaciones de carga en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0.7R1 \geq 1.0$, requisito que busca proteger aquellas columnas sensibles a la acción sísmica, preservando así el sistema resistente gravitacional frente a posibles incursiones inelásticas de la estructura, previniendo un colapso temprano de esta.

La Figura 3.7 muestra los factores de utilización en columnas para las combinaciones sísmicas amplificadas.

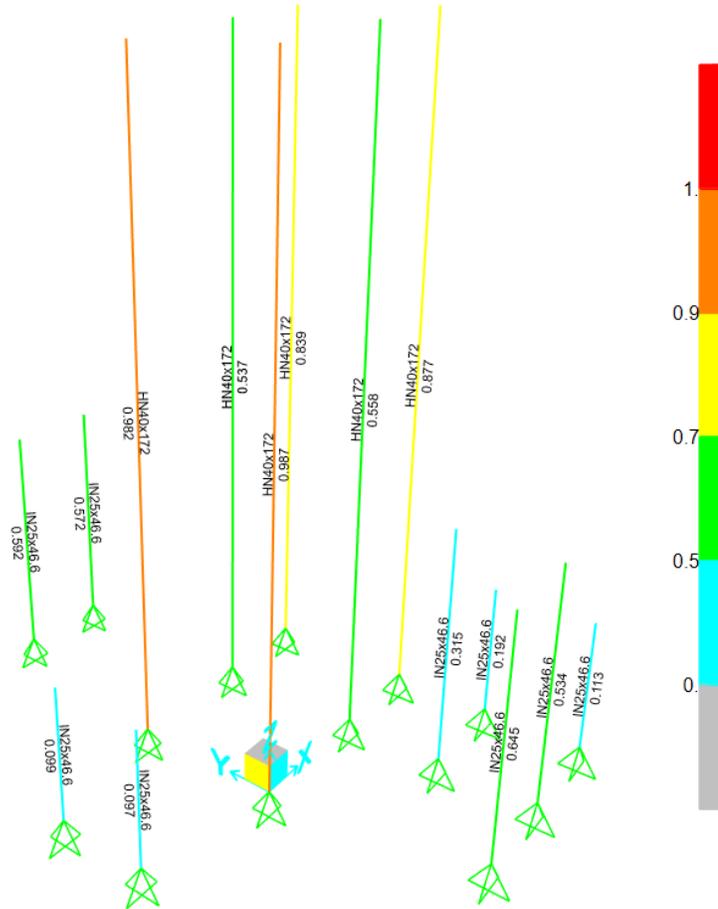


Figura 3.7. Factores de utilización en columnas para combinaciones sísmicas amplificadas por $0.7R \geq 1$

En el ANEXO B Se presentan con mayor detalle para todas las elevaciones y plataformas de la estructura los factores de utilización tanto para las combinaciones de carga sísmica reducida como para las combinaciones reducidas y amplificadas por $0.7R \geq 1$.

3.9. Detalle del anclaje estructura-fundación

La estructura cuenta con seis columnas principales que abarcan toda la altura de la torre a las cuales se le asignó el mismo perfil (HN 40x172) y los anclajes correspondientes a estas columnas se enumeran desde A1.1 a A1.6. Además, se tienen otras 9 columnas con igual sección (IN25x46.6) que abarcan hasta el primer o segundo nivel dando soporte a las plataformas de estos niveles y para sus respectivos anclajes se les enumera desde A2.1 a A2.9. La Figura 3.8 esquematiza lo anterior.

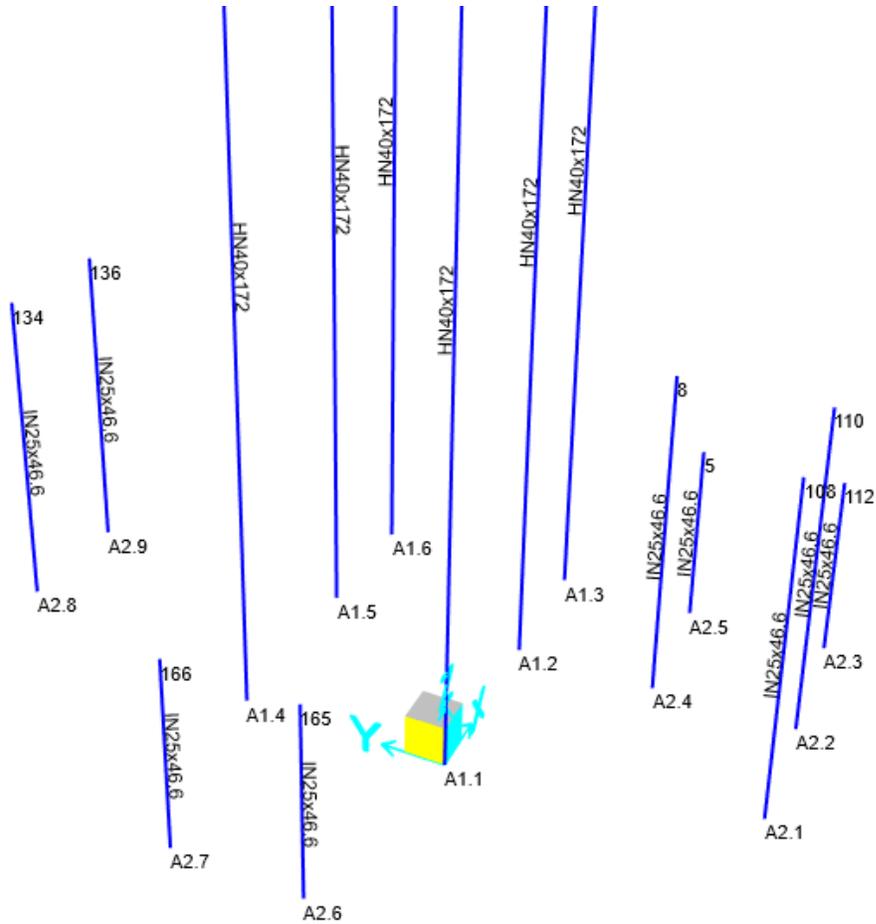


Figura 3.8. Disposición y enumeración de anclajes de columnas.

Las solicitaciones de corte V_u y compresión P_u se utilizan para diseñar la placa base, la llave de corte y el pedestal y se obtienen de las combinaciones de cargas sísmicas amplificadas por $0.7R \geq 1$ pues se definen como elementos que no deben disipar energía, manteniendo un comportamiento elástico. En cambio, la carga de tracción T_u se utiliza para diseñar los pernos de anclaje y se obtiene para combinaciones de carga sísmica reducidas, pues estos son fusibles sísmicos de la estructura, requiriendo que incurrieren en el rango no lineal. La Tabla 3.10 muestra las fuerzas LRFD obtenidas para cada anclaje junto con su factor de utilización en tracción de los pernos de anclaje para su configuración final.

Tabla 3.10. Cargas de diseño para anclajes de columnas.

Anclaje	P_u (kN)	V_{ux} (kN)	V_{uy} (kN)	T_u (kN)	ϕT_n	$T_u/\phi T_n$
A1.1	4887	640	270	-867	-1027	0.85
A1.2	1958	512	13	-122	-1027	0.12
A1.3	3450	26	247	-730	-1027	0.71
A1.4	4869	667	161	-869	-1027	0.85
A1.5	2007	537	7	-150	-1027	0.15
A1.6	3381	26	159	-724	-1027	0.71
A2.1	638	141	1	-161	-257	0.63
A2.2	588	148	11	-140	-257	0.54
A2.3	122	16	10	-11	-257	0.04
A2.4	118	3	21	-21	-257	0.08
A2.5	104	1	19	-14	-257	0.05
A2.6	112	1	29	-16	-257	0.06
A2.7	112	1	24	-16	-257	0.06
A2.8	561	104	2	-139	-257	0.54
A2.9	541	100	2	-143	-257	0.56

Se aprecia que para las columnas principales el anclaje A1.1 controla el diseño de los pernos con una utilización del 85%, resultando una configuración de 4 pernos de 1 ½” en acero ASTM A36. Del mismo modo, para las columnas secundarias el anclaje A2.1 controla el diseño de los pernos con una utilización del 63%, resultando 4 pernos de ¾” en acero ASTM A36.

La Figura 3.9 y Figura 3.10 presentan el detalle final de los anclajes N°1 y N°2 respectivamente.

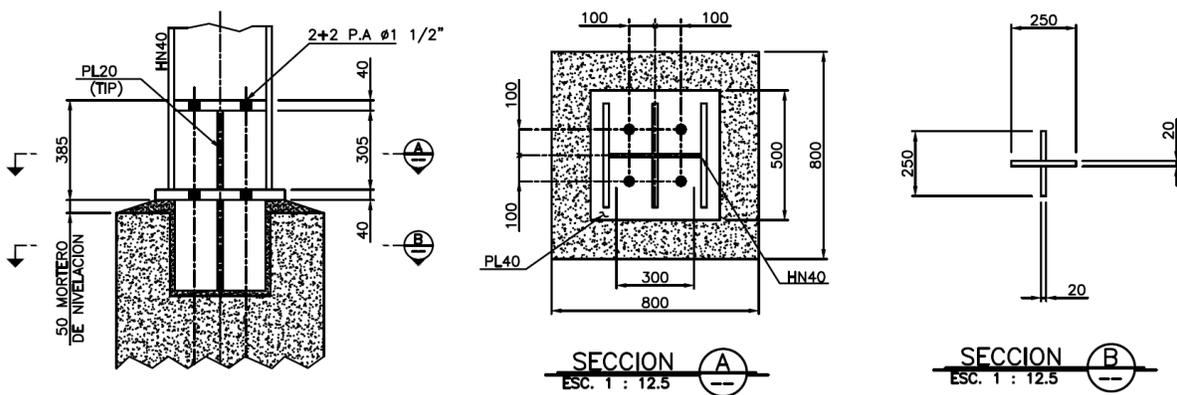


Figura 3.9. Detalle de anclaje N°1 en columnas principales.

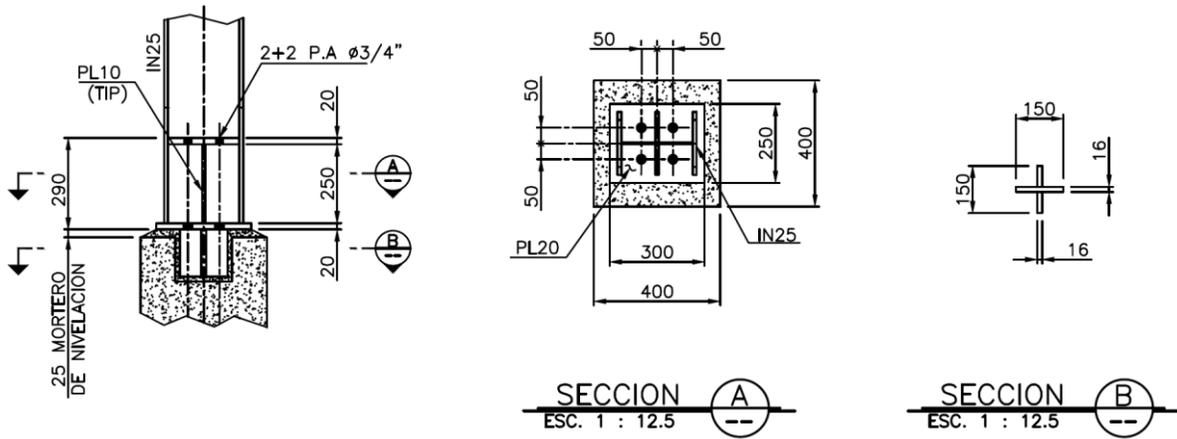


Figura 3.10. Detalle de anclaje N°2 en columnas secundarias.

3.10. Diseño de conexiones

La estructura consta de tres tipos de perfiles en los arriostramientos verticales, para los que se realizó el diseño de la conexión considerando el arriostramiento más solicitado en cada caso.

El diseño se realizó según la sección 8.4 de la norma NCh2369 2023, donde se indica que la resistencia requerida de la conexión se determina utilizando las combinaciones sísmicas amplificadas por $0.7R1 \geq 1.0$, pero no necesita ser mayor que la capacidad esperada del elemento, además, se impone que la resistencia requerida no debe ser menor que la mitad de la capacidad esperada. A continuación la Tabla 3.11 presenta los valores obtenidos para las capacidades esperadas en tracción (T_{ye}) y compresión (P_{ne}) así como la máxima carga de tracción ($T_{u,amp}$) y compresión ($P_{u,amp}$) provenientes de las cargas sísmicas amplificadas. Además, se muestra la longitud de la rótula plástica equivalente a 2 veces el espesor del *gusset*.

Tabla 3.11. Capacidades esperadas, cargas de combinaciones sísmicas amplificadas y longitud de rótula plástica para diseño de las conexiones.

Sección	$T_{u,amp}$ (kN)	T_{ye} (kN)	$P_{u,amp}$ (kN)	P_{ne} (kN)	2t (mm)
O 168.3x5	839	828	932	676	32
O 133x4	593	523	604	337	24
O 102X4	311	397	308	320	24

Así, la conexión de los perfiles O 168.3x5 y O 133x4 se diseña para las capacidades esperadas y la conexión del perfil O 102X4 se diseña para las cargas provenientes del estado de carga sísmico amplificado.

El ANEXO F presenta el detallamiento de las conexiones obtenidas para las solicitaciones anteriores.

3.11. Conclusiones

En este capítulo se presentaron los resultados del diseño en base a las disposiciones de la nueva norma NCh2369 2023.

En general, los elementos estructurales cumplen de manera holgada la relación demanda/capacidad para combinaciones de carga LRFD reducidas por R, siendo las secciones más solicitadas las correspondientes a los arriostramientos, donde se obtienen factores de utilización entre 0.7 y 0.85 como máximo. Esto debido principalmente a los límites más restrictivos de compacidad local impuestos por la norma, donde la mayor parte de los perfiles quedaron controlados por esta verificación. De todas maneras, estos límites permiten optimizar el diseño utilizando perfiles tubulares circulares, prefiriendo estos antes que otros más usuales como perfiles L o XL los que no cumplen con los límites impuestos.

En cuanto a las columnas diseñadas con combinaciones de carga sísmica amplificada, se aprecia que las columnas principales que abarcan toda la altura de la estructura se optimizaron de manera que la columna más solicitada quedó al 99% de utilización, controlando el diseño de las demás columnas. Por otro lado, las columnas secundarias quedaron controladas por el límite de razón ancho/espesor, resultando así un factor de utilización demanda/capacidad de 0.65 para la columna más crítica.

En los sistemas de piso, se destaca que las diagonales horizontales no cumplen el límite de razón ancho/espesor, sin embargo, como los sistemas de piso son altamente redundantes, las diagonales tienen resistencias superiores a las cargas amplificadas permitiendo así la excepción de estos límites. Las vigas de piso que soportan equipos mecánicos quedan en general controladas por deformaciones verticales, debido a los límites más restrictivos impuestos por los proveedores de estos equipos.

La deriva de piso cumple con holgura y de manera regular en altura el límite de 1.5% impuesto por la norma, lo cual es un comportamiento esperable en estructuras arriostradas, pues su rigidez lateral es elevada impidiendo desplazamientos sísmicos horizontales excesivos.

Los pernos de anclaje en las columnas principales quedaron controlados por el anclaje A1.1 con un factor de utilización de 0.85 y para las columnas secundarias el anclaje A2.1 controla el diseño con un 63% de utilización. Si bien el diseño no es el óptimo, estos se verificaron con combinaciones reducidas por R, por lo que se espera que actúen como fusibles sísmicos.

Por último, el diseño de las conexiones quedó controlado en general por las capacidades esperadas de los perfiles.

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURA

4.1. Introducción

En este capítulo se presentan los resultados del análisis dinámico no lineal, considerando los pernos de anclaje y arriostramientos como componentes no lineales. 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. La definición de los links y sus propiedades junto a la nomenclatura e identificación de estos se detalla en el ANEXO D.

4.2. Resultados

4.2.1. Deformación axial de arriostramientos

La Figura 4.1, Figura 4.2, Figura 4.3 y Figura 4.4 presentan gráficamente la deformación normalizada en compresión y tracción de los arriostramientos verticales de los marcos en dirección X para ambos niveles de demanda sísmica.

A nivel SDI, todos los arriostramientos en dirección X cumplen con el criterio de aceptación impuesto por la norma de un 50% del límite de seguridad de la vida LS, pues en promedio están por debajo de este límite.

En el primer nivel, los arriostramiento de sección O168.3x5 en promedio alcanzan la deformación de pandeo Δ_c , donde el arriostramiento XZ_1.1 es el más exigido pandeando en compresión para 26 registros con un promedio de 1.35 veces la deformación de pandeo ($1.35 \Delta_c$).

Si bien los arriostramientos O133x4 del segundo nivel en promedio se mantienen elásticos sin alcanzar Δ_c , los arriostramiento XZ_1.5 y XZ_1.20 pandean para 14 registros alcanzando un promedio de $1.15\Delta_c$.

Los arriostramientos que más deformación experimentan son los de sección O133x4 del tercer nivel de la estructura, alcanzando una deformación de pandeo promedio de $1.28\Delta_c$. En este nivel, los arriostramientos XZ_1.7, XZ_9, XZ_1.11 y 1.12 pandean para 27 registros alcanzando deformaciones promedio de $2.43\Delta_c$, $1.64\Delta_c$, $1.96\Delta_c$ y $1.23\Delta_c$ respectivamente, lo cual genera además una gran dispersión. Esto coincide con el diseño lineal donde estos arriostramientos soportan grandes cargas provenientes del silo de almacenamiento ubicado en la plataforma del nivel 3, equipo principal y con

mayor tonelaje de la estructura. Incluso, Para los registros 8, 11 y 18 donde los arriostramientos disipan mayor porcentaje de energía, estos alcanzan deformaciones del orden de $5\Delta_c$ a $6\Delta_c$, superando el límite de $50\%LS$.

En tracción los arriostramientos en general se mantienen con un comportamiento esencialmente elástico, sin embargo, los arriostramiento XZ_1.9 y XZ_1.13 fluyen alcanzando en promedio deformaciones de $1.10\Delta_t$, generando así un leve aumento en la dispersión de los datos.

Para los arriostramiento O102x4 de niveles superiores, si bien pandean y fluyen para un par de registros, estos se mantienen en promedio esencialmente elásticos.

A nivel SMP, para compresión y tracción, todos los arrostramientos en dirección X se encuentran en promedio por debajo del límite LS, por lo que cumplen el criterio de aceptación impuesto por la norma.

Se observa una aumento generalizado en la dispersión de los datos, donde los arrostramientos de sección O168.3x5 y los de sección O133x4 en los niveles dos y tres superan en promedio la deformación de pandeo en compresión, plastificando para la mayoría de los registros. Se destacan los arriostramientos XZ_1.1, XZ_1.7 y XZ_1.11 que alcanzan en promedio deformaciones mayores de $3\Delta_c$, $3.5\Delta_c$, $3.1\Delta_c$ respectivamente, siendo los más exigidos.

Asimismo, Las diagonales O168.3x5 en promedio fluyen, donde el arriostramiento XZ_2.1 alcanza una deformación de $1.15\Delta_t$. También los arriostramientos XZ_1.19 y XZ_1.13 de sección O133x4 fluyen para 26 registros alcanzando deformaciones promedio de $1.74\Delta_t$.

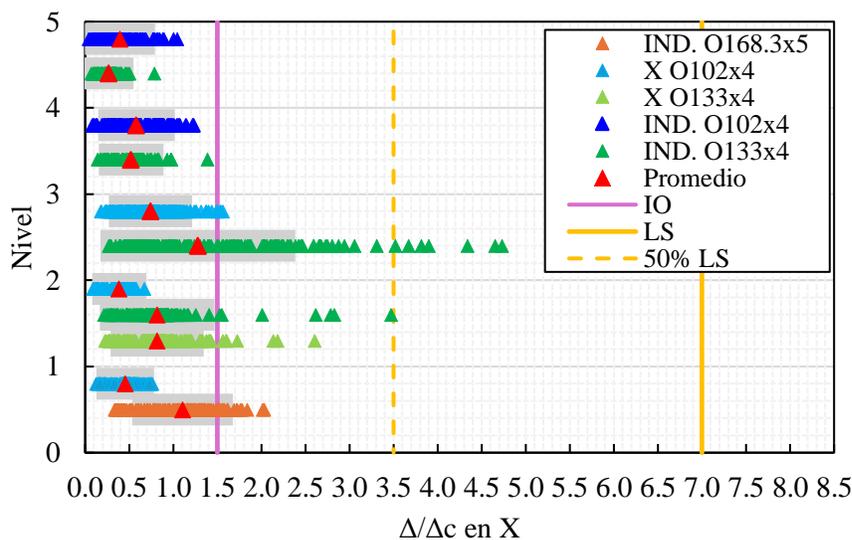


Figura 4.1. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X, nivel SDI.

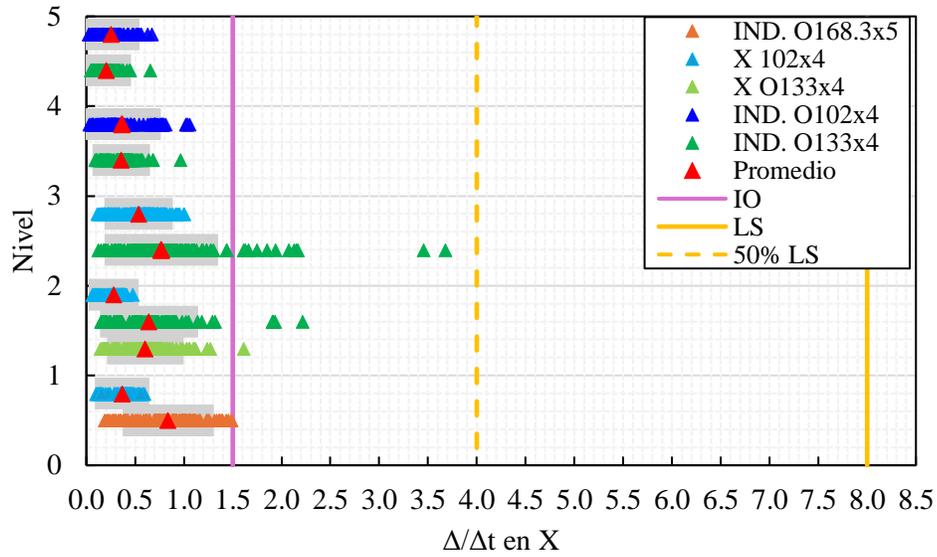


Figura 4.2. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X, nivel SDI.

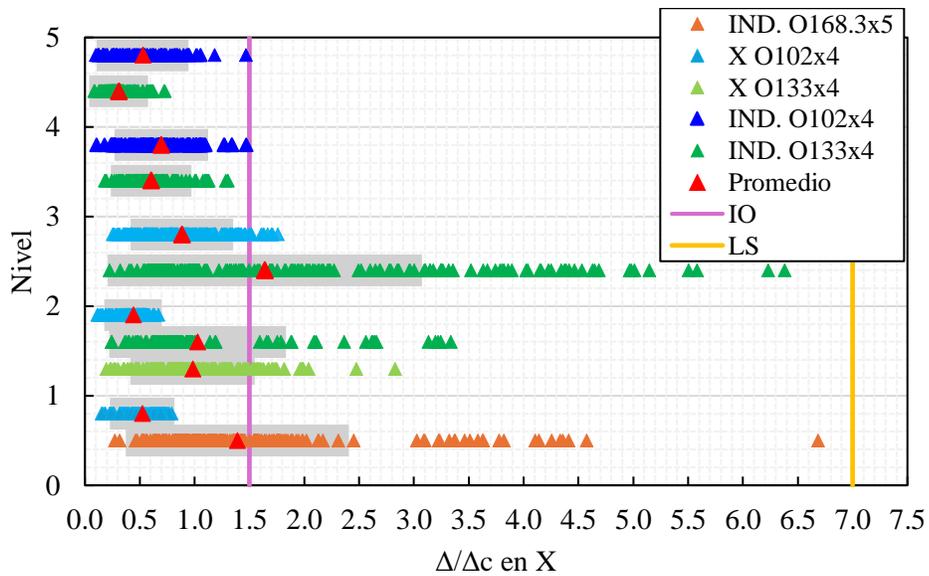


Figura 4.3. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X, nivel SMP.

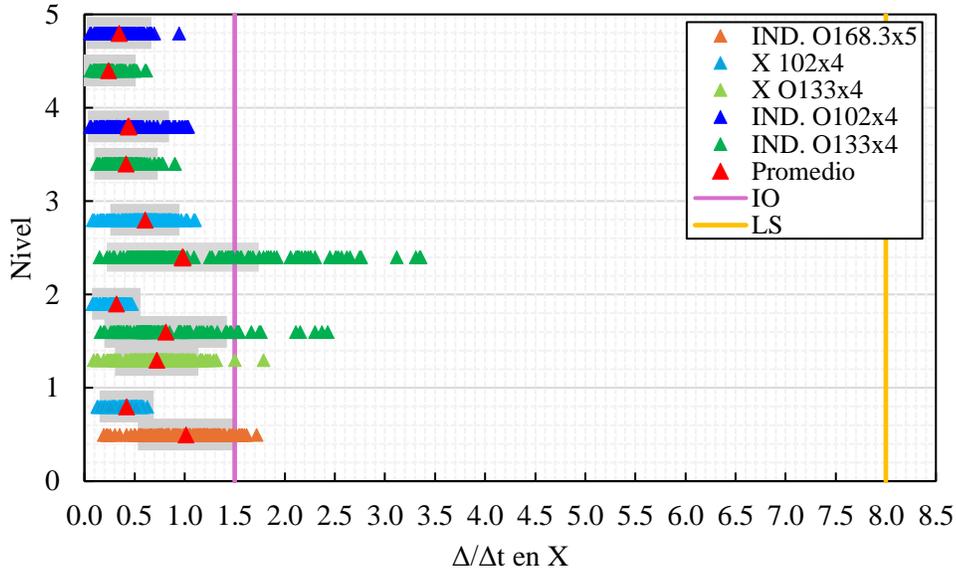


Figura 4.4. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X, nivel SMP.

La Figura 4.5, Figura 4.6, Figura 4.7 y Figura 4.8 presentan gráficamente la deformación normalizada en compresión y tracción de los arriostramientos verticales de los marcos en dirección Y para ambos niveles de demanda sísmica.

A nivel SDI, todos los arriostramientos en dirección Y cumplen con el criterio de aceptación impuesto por la norma de un 50% del límite de seguridad de la vida LS, pues en promedio están por debajo de este límite.

Los arriostramientos O168.3x5 del primer nivel en promedio no alcanzan la deformación de pandeo, sin embargo, el arriostramiento YZ_A.1 patea para 16 registros con una deformación promedio de $1.16\Delta_c$. en el segundo nivel se alcanza la mayor deformación promedio de $1.4\Delta_c$, pues los arriostramientos YZ_A.5 y YZ_A.6 pertenecientes al marco tipo Chevron alcanzan grandes deformaciones, patea para 27 registros, siendo el más exigido el YZ_A.5 con una deformación promedio de $2.88\Delta_c$, superando incluso en 11 registros el límite del 50%LS con deformaciones del orden de $5\Delta_c$. Esto debido al cambio de rigidez del nivel, donde recibe grandes cargas de compresión quedando según el diseño lineal con un Factor de utilización del 80% para cargas sísmicas LRFD reducidas por R.

En el tercer nivel, del mismo modo que en dirección X, se alcanzan deformaciones superiores a la deformación de pandeo en compresión, con un promedio general de $1.9\Delta_c$, los arriostramientos más

exigidos corresponden a YZ_A.7, YZ_A.8, YZ_A.11 y YZ_A.12, con deformaciones promedio de $2.8\Delta_c$ aproximadamente.

En los niveles superiores los arriostramientos O102x4 se mantienen en rango elástico. Si bien en el caso de la diagonal YZ_C.16 esta pandea para 11 registros, aun así en promedio no supera la deformación de pandeo.

En tracción, los arriostramientos en general se mantienen con un comportamiento elástico, a excepción de los arriostramiento del nivel tres de sección O133x4, los que fluyen con una media de $1.2\Delta_t$, siendo los más exigidos los etiquetados como YZ_A.9 YZ_A.10, YZ_A.13 y YZ_A.14 con deformaciones promedio en torno a $2.0\Delta_t$ y para los registros de mayor energía superando el límite de $50\%LS$ con valores entre 4.5 y 5 veces la deformación de fluencia. Lo anterior se atribuye principalmente a que estos arriostramientos soportan grandes cargas provenientes del peso propio del silo de almacenamiento ubicado en la plataforma del nivel 3, equipo principal y con mayor tonelaje de la estructura.

A nivel SMP, para compresión y tracción, todos los arriostramientos en dirección Y se encuentran en promedio por debajo del límite LS, por lo que cumplen el criterio de aceptación impuesto por la norma.

Se observa una aumento generalizado en la dispersión de los datos, donde los arriostramientos de sección O168.3x5 del primer y segundo nivel y los de sección O133x4 en el nivel tres superan en promedio la deformación de pandeo en compresión, plastificando para la mayoría de los registros. Para el caso del arriostramiento YZ_A.5 este pandea para 27 registros y se alcanza una deformación promedio de $4\Delta_c$. Los arriostramientos YZ_A.7, YZ_A.11 y YZ_A.12 pandean para 31 registros alcanzando deformaciones promedios en torno a $5\Delta_c$, donde para los registros de mayor energía se alcanzan valores superiores al límite LS, entre 7.5 y 8.5 veces la deformación de pandeo.

En tracción los arriostramientos del tercer nivel alcanzan una deformación promedio de $1.67\Delta_t$, donde los arriostramientos más exigidos YZ_A.9 y YZ_A.13 pandean para 27 registros con un promedio de $3.5\Delta_t$.

Los arriostramientos de sección O102x4, comienzan a pandear y fluir para mayor cantidad de registros, en específico en el nivel cuatro el arriostramiento YZ_A.15 obtiene en promedio la deformación de pandeo Δ_c ya que este pandea para 14 registros. Aun así en general estos arriostramientos se mantienen en un rango elástico, sin experimentar plastificación en varios ciclos.

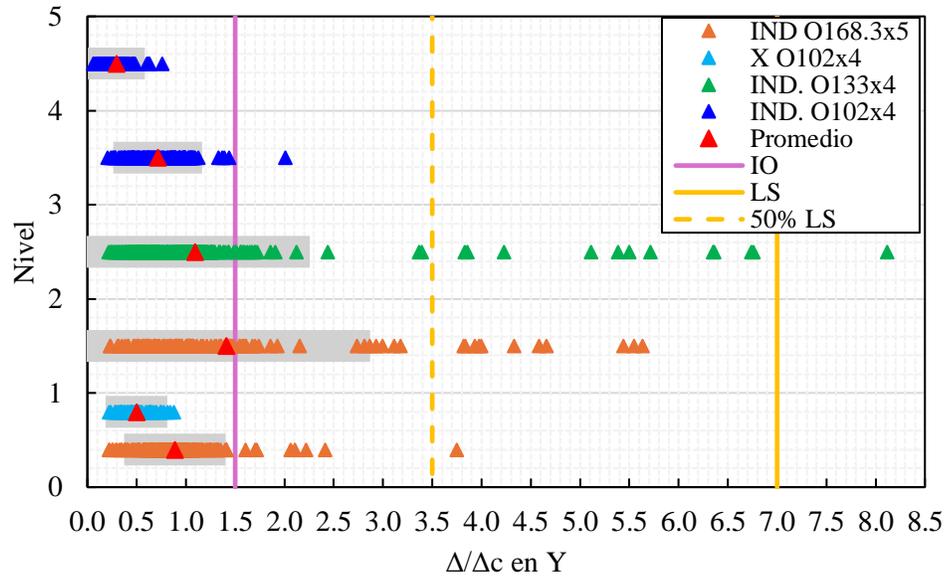


Figura 4.5. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y, nivel SDI.

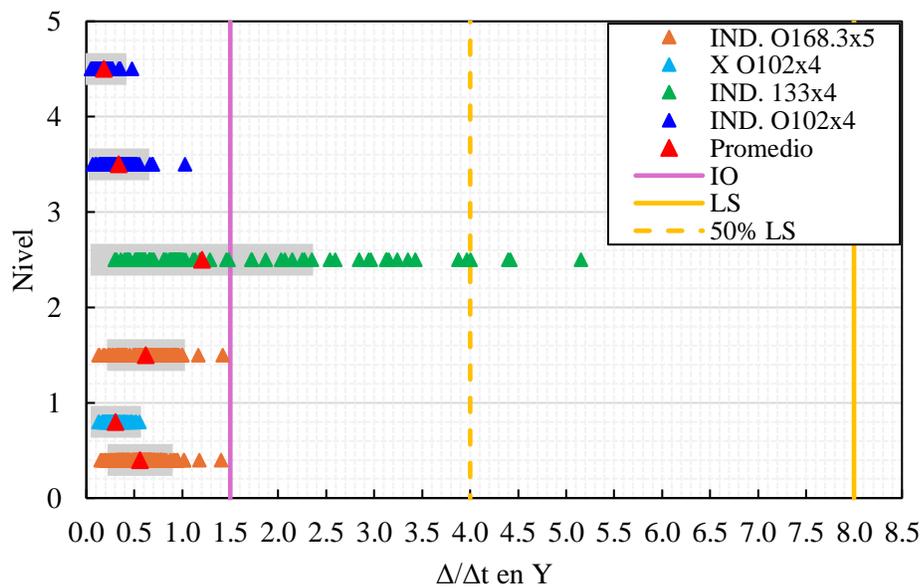


Figura 4.6. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y, nivel SDI.

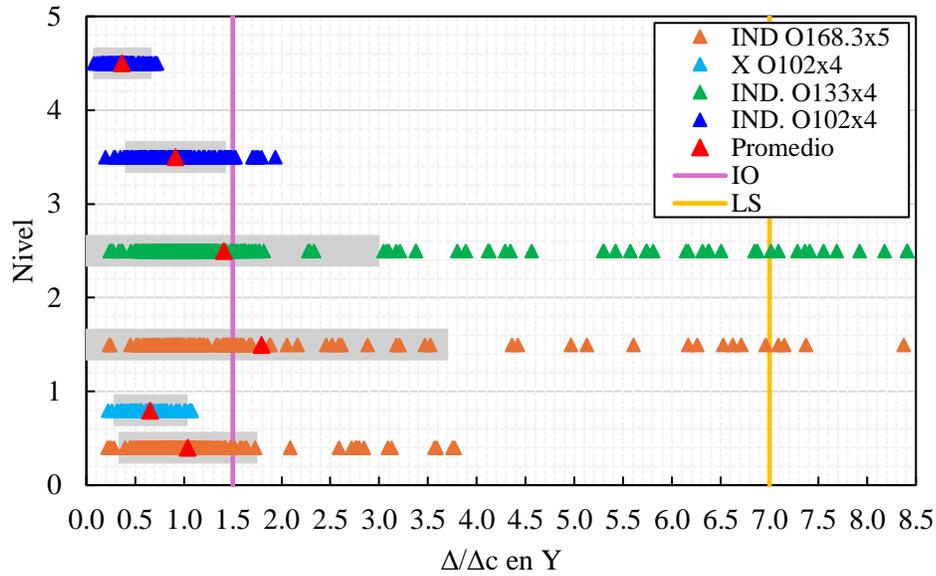


Figura 4.7. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y, nivel SMP.

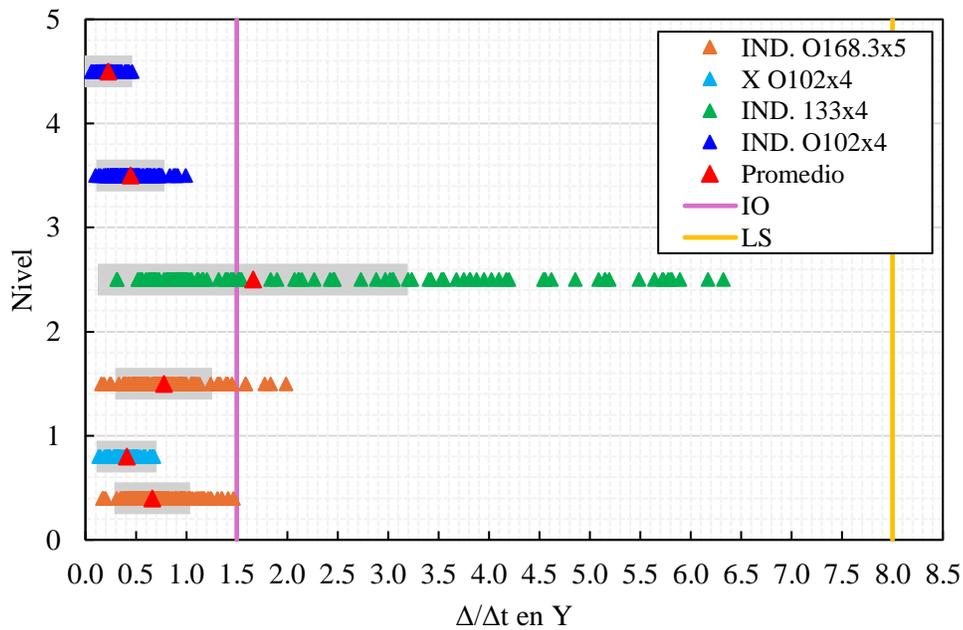


Figura 4.8. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y, nivel SMP.

4.2.2. Elongación pernos de anclaje

La Figura 4.9 y la Figura 4.10 presentan la elongación unitaria porcentual de los pernos de anclaje para nivel SDI y nivel SMP, respectivamente, en los 15 anclajes presentes en la estructura.

A nivel SDI, se observa que los anclajes principales desde el anclaje A1.1 al A1.6 experimentan una elongación de pernos promedio mayor a la deformación unitaria de fluencia ϵ_y , por lo tanto estos plastifican y actúan como fusible sísmico en la estructura. Los anclajes A1.1 y A1.5 son los que obtienen elongaciones mayores alcanzando un promedio de 1.4% y 1.5% respectivamente, llegando a valores máximos en torno al 4.7%.

En los anclajes secundarios, los pernos obtienen una elongación promedio superior a ϵ_y para el caso de los anclajes A2.1, A2.2, A2.8 y A2.9, plastificando para 24 registros, sin embargo, los pernos de los anclajes A.2.3 al A2.7 no superan en ningún registro la deformación de fluencia, por lo tanto no se activan, manteniendo un comportamiento elástico.

A nivel SMP en los anclajes A1.1, A1.4 y A1.6 se alcanzan elongaciones promedio en torno al 2%, plastificando para 30 registros cada uno. Además, el anclaje secundario A2.1 alcanza una elongación promedio de 1.7%. Por último, los anclajes del A2.3 al A2.7 si bien plastifican para un par de registros, en promedio no superan ϵ_y , manteniéndose elásticos en este nivel máximo.

En general, se obtienen elongaciones bajas, que están lejos del 20% equivalente a la deformación de rotura, aun así, son suficientes para considerar a los pernos de anclaje como fusibles sísmicos que filtra la energía que ingresa a la estructura.

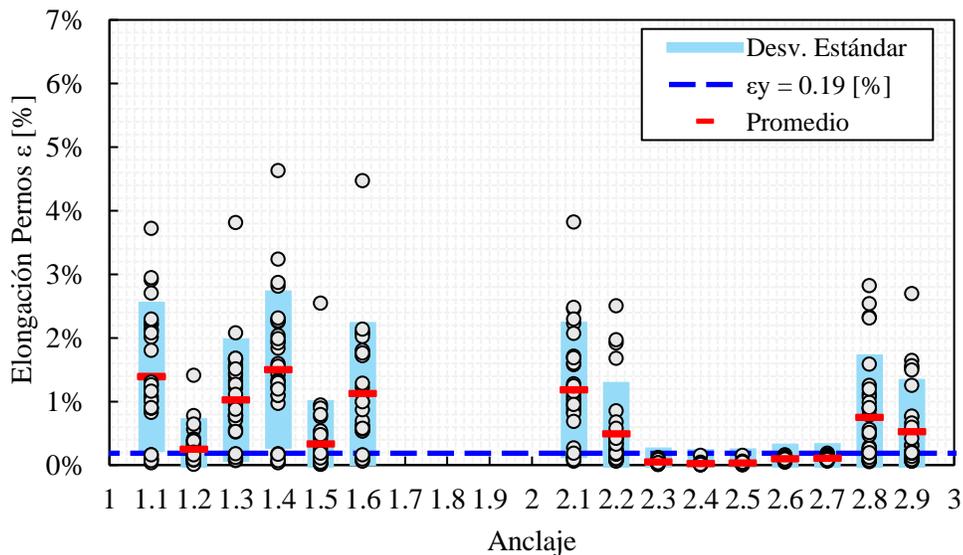


Figura 4.9. Elongación porcentual de pernos por anclaje, nivel SDI.

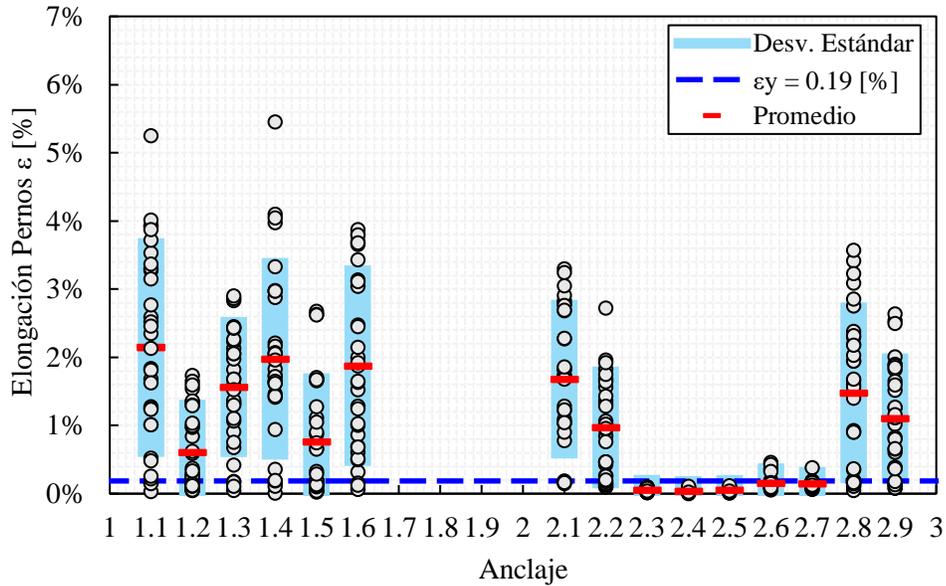


Figura 4.10. Elongación porcentual de pernos por anclaje, nivel SMP.

4.2.3. Energía disipada

La Figura 4.11 y la Figura 4.12 presentan la energía disipada porcentual entre pernos, arriostramientos y amortiguamiento viscoso junto con el valor del *input* de energía a la estructura, para nivel SDI y SMP, respectivamente.

En Nivel SDI, si bien no se aprecia una tendencia clara pues hay una alta variabilidad en los datos, se observa que en general los arriostramientos disipan porcentualmente mayor energía que los pernos, llegando en promedio a un 13% de contribución y con un máximo de 26% en el registro 17. Solo en el registro 22 se aprecia levemente una mayor disipación por parte de los pernos (9%) frente a los arriostramientos (8%). Aun así, los pernos de anclaje son elementos activos en la disipación de energía, alcanzando en promedio un 5% de contribución, con un valor máximo de 13% para los registros 8, 18 y 29. Los arriostramientos y pernos en conjunto, contribuyen como máximo un 32% de disipación energética en los registros 11 y 17.

En los registros 5, 6, 9 y 19 si bien ingresa levemente energía al sistema, en estos no ocurre disipación de energía porcentual por parte de los pernos y arriostramientos, por lo que el amortiguamiento viscoso realiza toda la disipación en estos casos, comportamiento característico de estructuras sobrerresistentes que no utilizan la ductilidad del sistema.

A nivel SMP se observa un aumento generalizado en el *input* de energía por registro, lo que trae consigo un aumento en la disipación porcentual de energía por parte de los arriostramientos, alcanzando en promedio un 19% llegando a valores máximos en torno al 34% para los registros 18 y 30.

En el caso de los pernos de anclaje, se aprecia una menor variabilidad en la disipación por registro, teniendo un comportamiento más regular independiente del registro y su energía entrante. Estos aumentan levemente de un 5% a un 6% de contribución con valores máximos de 10%. Esto puede indicar que los pernos funcionan como un mecanismo de disipación temprana de la estructura, pues a pesar de que aumenta la energía que ingresa al sistema, estos llegan a un límite de contribución teniendo un comportamiento similar entre registros.

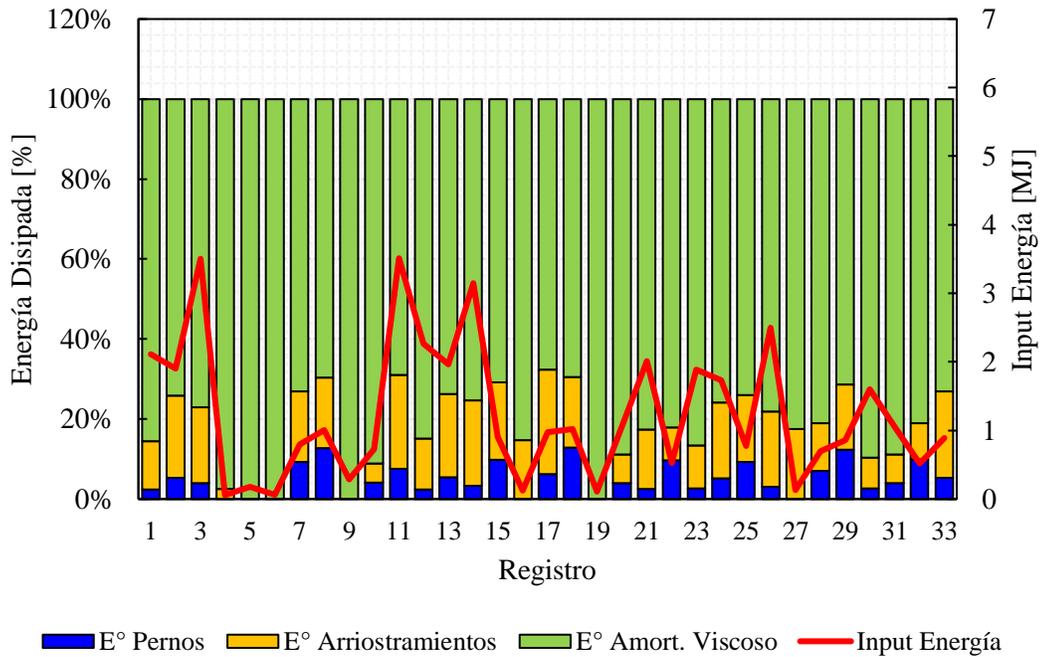


Figura 4.11. Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en MJ, nivel SDI.

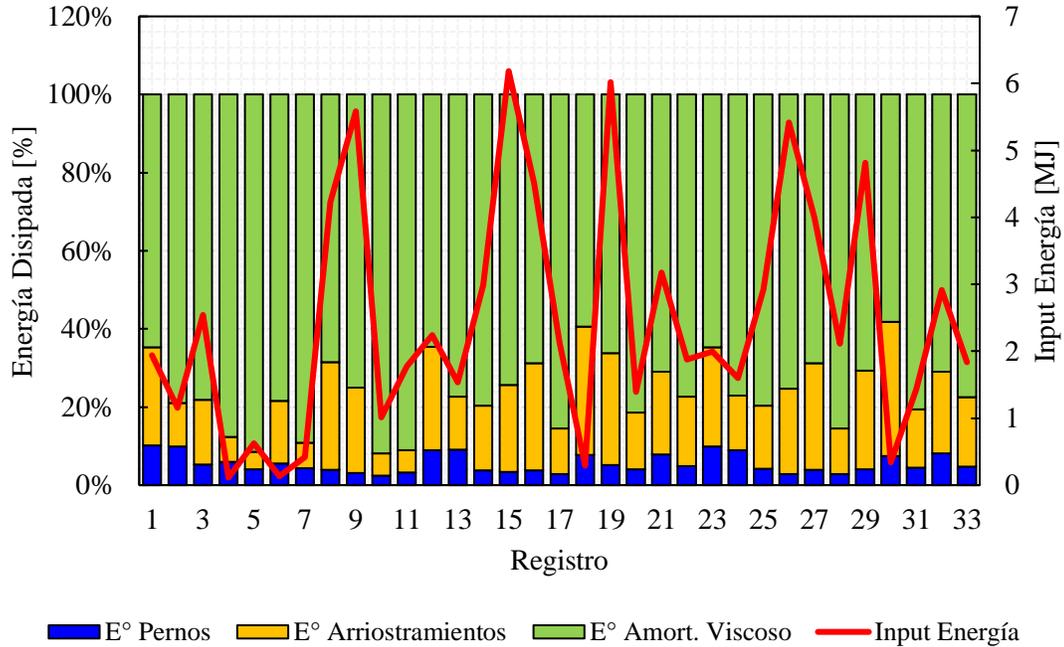


Figura 4.12. Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en MJ, nivel SMP.

4.2.4. Drift sísmico

La Figura 4.13 y Figura 4.14 presenta el *drift* de entrepiso para dirección en X e Y respectivamente, en nivel SDI. Se observa en dirección X poca dispersión con un promedio regular en altura, obteniendo los mayores *drift* para los registros 14 y 18 alejándose de la media.

En la dirección Y se aprecia mayor dispersión entre registros, destacándose el nivel tres donde hay una mayor variabilidad en los *drift* por registro y también valores mayores con respecto a los otros niveles, esto se puede relacionar con los arriostramientos del nivel tres que pandean y fluyen para una gran cantidad de registros generando mayores deformaciones. Para el registro 11 se registran los mayores *drift* de piso, que coincide con el registro donde se obtienen en promedio mayores deformaciones para los arriostramiento en la dirección Y

La Figura 4.15 y la Figura 4.16 presenta el *drift* de entrepiso para dirección en X e Y respectivamente, en nivel SMP. Se observa que en la dirección X aumenta levemente la dispersión junto con el promedio, sin embargo, se mantiene la regularidad en altura. En dirección Y aumenta notoriamente la dispersión del *drift* por registro, pues esta dirección es más flexible y los arriostramiento plastifican para más registros, sobre todo en el nivel tres donde se observó anteriormente una gran cantidad de ciclos de pandeo y fluencia en las diagonales.

Si bien en la norma no se especifica un límite como tal para los *drift* de piso obtenidos a través de un análisis no lineal, es prudente comparar lo obtenido con el límite de 1.5% impuesto para el diseño lineal, el cual se cumple de manera holgada para todos los casos antes mencionados.

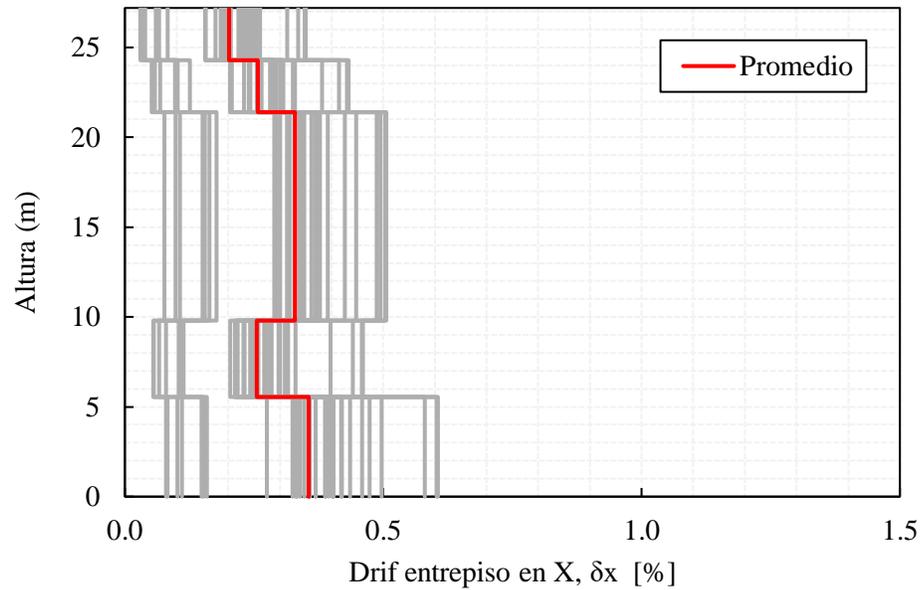


Figura 4.13. *Drift* de entrepiso en dirección X, nivel SDI.

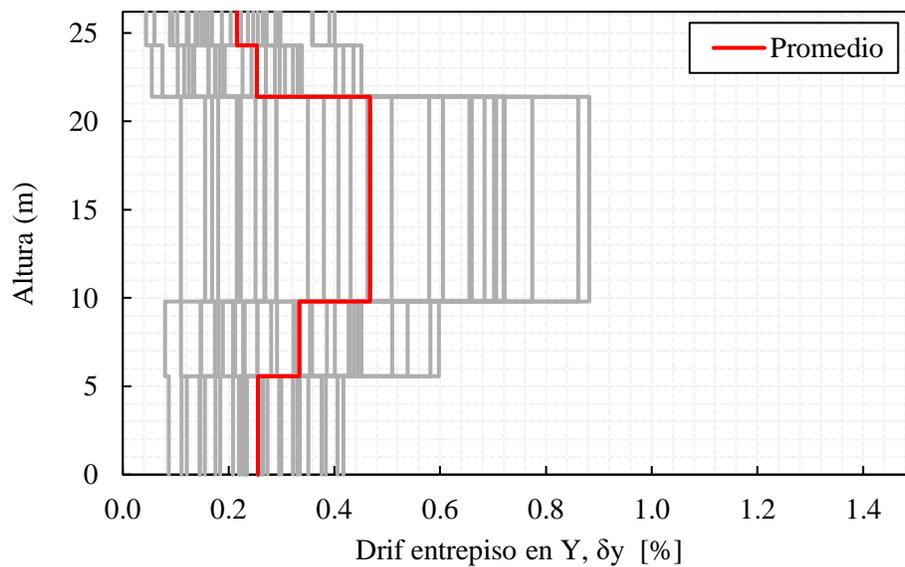


Figura 4.14. *Drift* de entrepiso en dirección Y, nivel SDI.

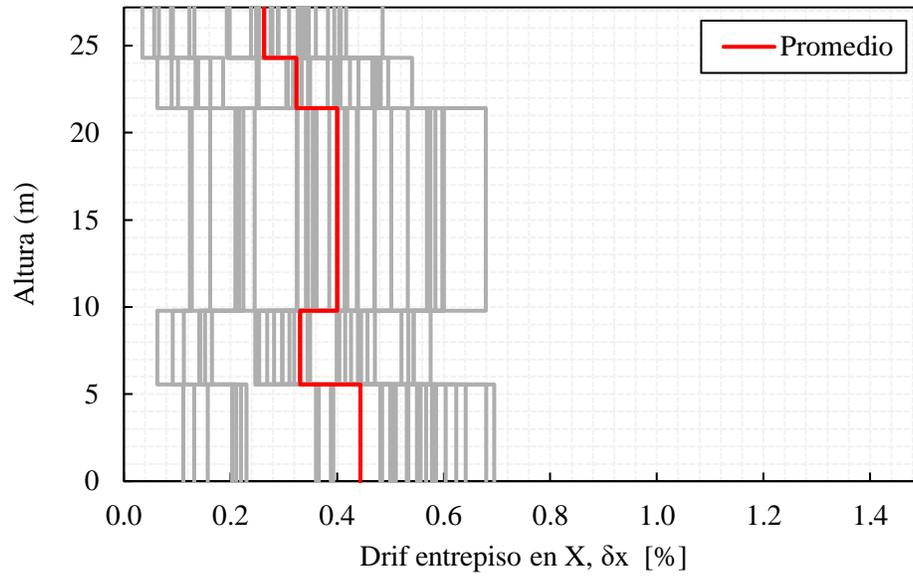


Figura 4.15. *Drift* de entrepiso en dirección X, nivel SMP.

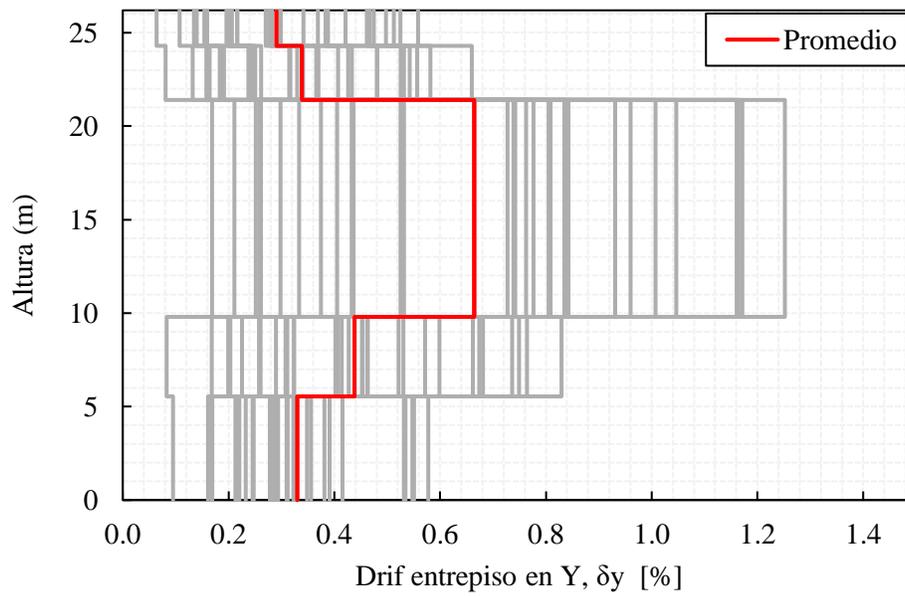


Figura 4.16. *Drift* de entrepiso en dirección Y, nivel SMP.

4.2.5. Factor de utilización columnas

La Figura 4.17 y la Figura 4.18 presentan el factor de utilización de las columnas para nivel SDI y SMP, respectivamente, junto con el factor de utilización obtenido en el diseño para cargas sísmicas amplificadas por $0.7R1 > 1$.

Para el nivel SDI se observa que todas las columnas en promedio tienen un factor de utilización menor a 1, lo que indica que no hay plastificación en las columnas y se validan los modelos utilizados al no incorporar rótulas plásticas en las columnas. Además el promedio del análisis no lineal es menor que los FU de diseño, lo que es muestra de la sobrerresistencia de la estructura y que el requisito de diseño de columnas para cargas amplificadas cumple su función de proteger al sistema gravitacional.

Para el nivel SMP aumentan los valores con una mayor dispersión, donde las columnas 1.1, 1.4 y 1.6 tienen factores de utilización mayores a 1 para 10, 6 y 2 registros respectivamente, por lo que no se considera válido el modelo en esos casos al no modelar la rótula plástica correspondiente. Sin embargo, en promedio todas las columnas se encuentran bajo el 100% de utilización, con una media máxima de 0.83 para la columna 1.1, por lo que en general las columnas no plastifican y se válida el criterio de diseñar las columnas amplificando las cargas sísmicas por $0.7R1 > 1$.

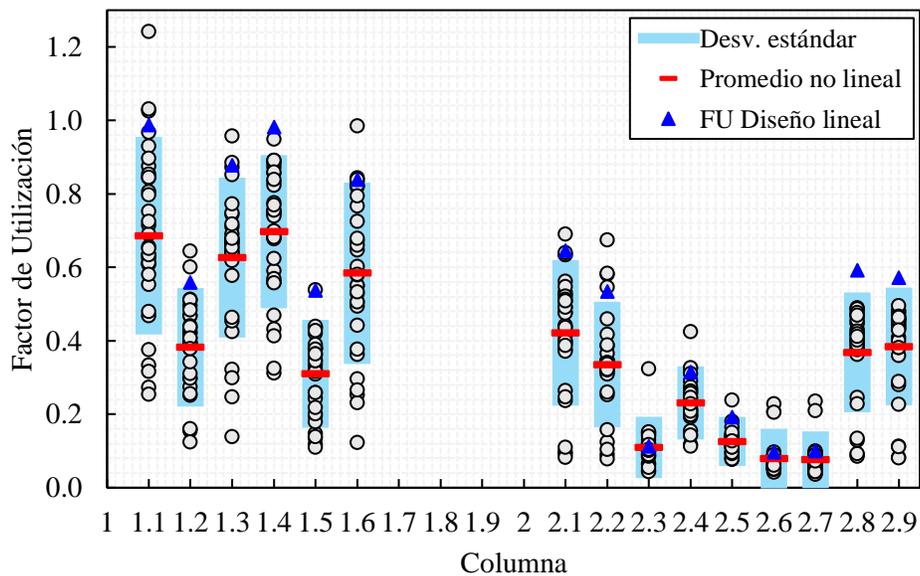


Figura 4.17. Factor de utilización de columnas, nivel SDI.

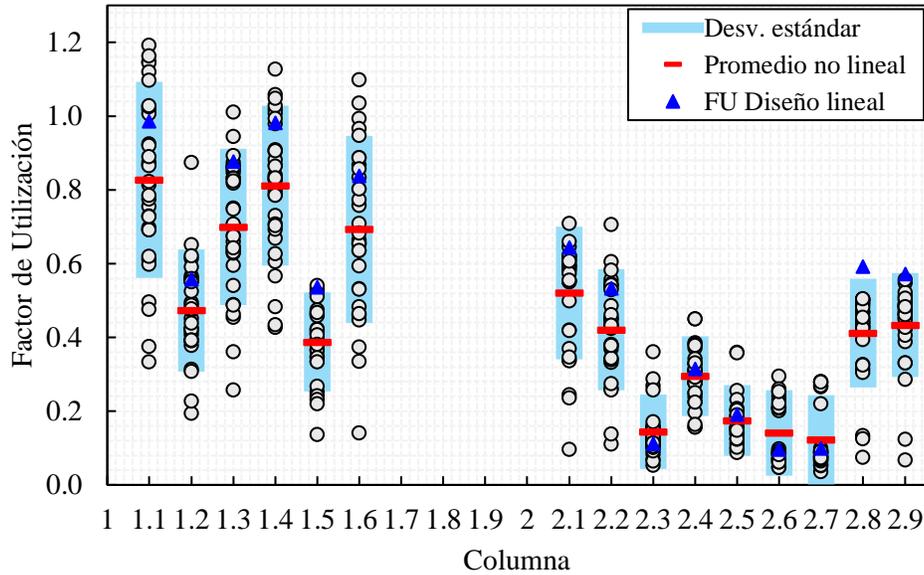


Figura 4.18. Factor de utilización de columnas, nivel SMP.

4.2.6. Factores de desempeño sísmico

La Figura 4.19, Figura 4.20 y Figura 4.21 presentan los factores de desempeño sísmico R_{μ} , Ω y R , respectivamente, para los 33 registros a nivel SDI y La Figura 4.22, Figura 4.23 y Figura 4.24 presentan los factores de desempeño sísmico R_{μ} , Ω y R , respectivamente, para los 33 registros a nivel SMP.

R_{μ} representa la reducción de corte basal que experimenta la estructura por su comportamiento inelástico, en nivel SDI se observa que en promedio para ambas direcciones la disipación de energía por parte de pernos y arriostramientos es baja, pues se tienen valores de 1.7 en X y 1.5 en Y, levemente mayor debido a que en X hay una mayor cantidad de arriostramientos que plastifican. La sobrerresistencia es mayor, con valores promedio de 2.7 en dirección X y 2.5 en Y, lo que indica que la estructura trabaja primordialmente en su rango de sobrerresistencia, comportamiento buscado con el diseño dado el sobredimensionamiento de los elementos estructurales. El factor de reducción R resulta con un valor de 5 para la dirección X, lo que coincide con el factor utilizado en el diseño lineal, no así en dirección Y donde se obtiene un valor levemente menor de 3.9, lo que significa que en esta dirección el diseño resultó más holgado.

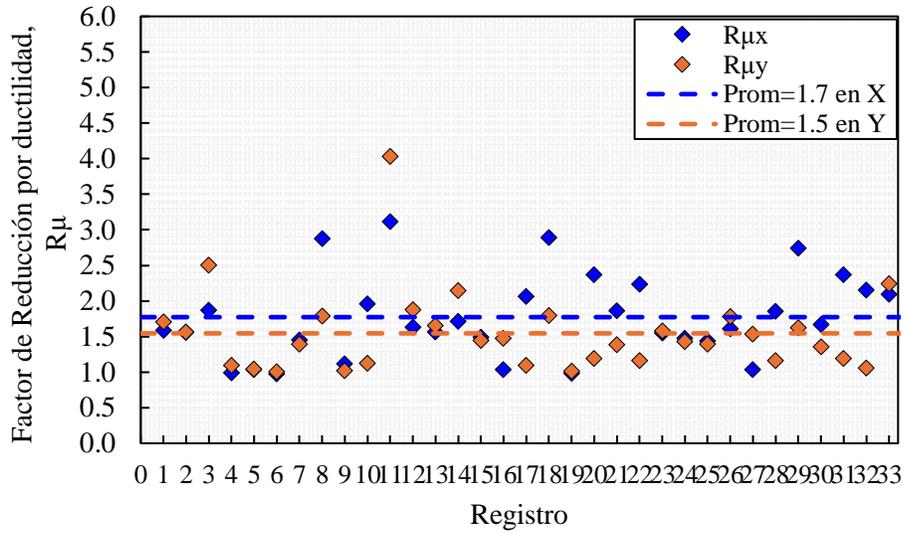


Figura 4.19. Factor de modificación de la respuesta por ductilidad por registro, nivel SDI.

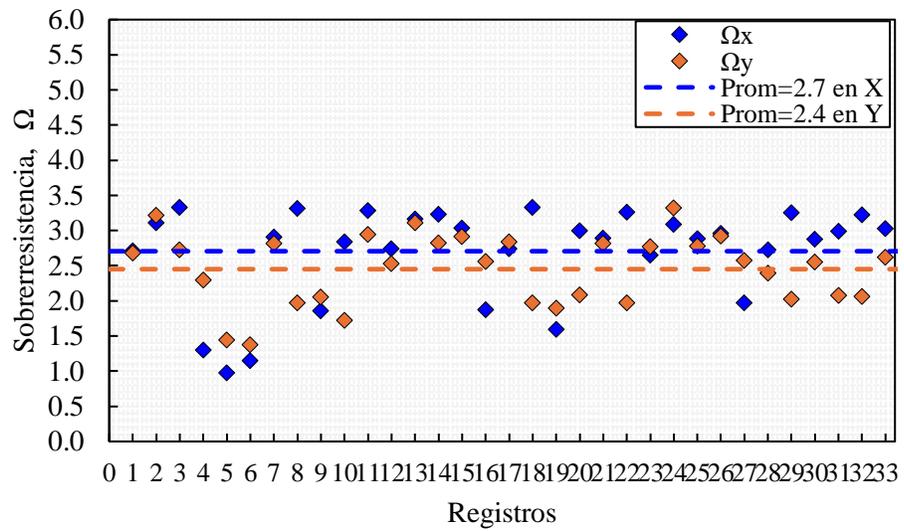


Figura 4.20. Sobrerresistencia por registro, nivel SDI.

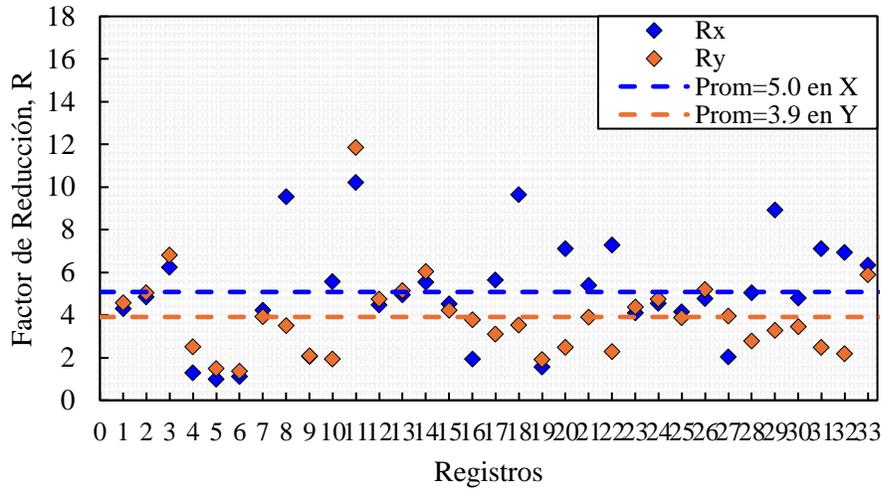


Figura 4.21. Factor de reducción de la respuesta por registro, nivel SDI.

En el nivel SMP, se observa una mayor dispersión en los tres casos, donde para R_{μ} en ambas direcciones se alcanza un valor de 2, aunque hay un mayor aumento de reducción por ductilidad en la dirección Y, llegando así a reducir el corte basal a la mitad dada la plastificación más generalizada de los elementos fusibles. La sobrerresistencia aumenta levemente en ambas direcciones siendo mayor en X con un valor de 3, por lo que la estructura no ha utilizado toda su reserva de sobrerresistencia. Los factores de reducción de respuesta R aumentan a 6.2 en X y 5.7 en Y, valores mayores a $R=5$ utilizado para el diseño lineal de la estructura, lo que indica que se reduce la respuesta con más sobrerresistencia y una leve ductilidad, comportamiento requerido que permite reducir la incertidumbre ante posibles eventos sísmicos futuros.

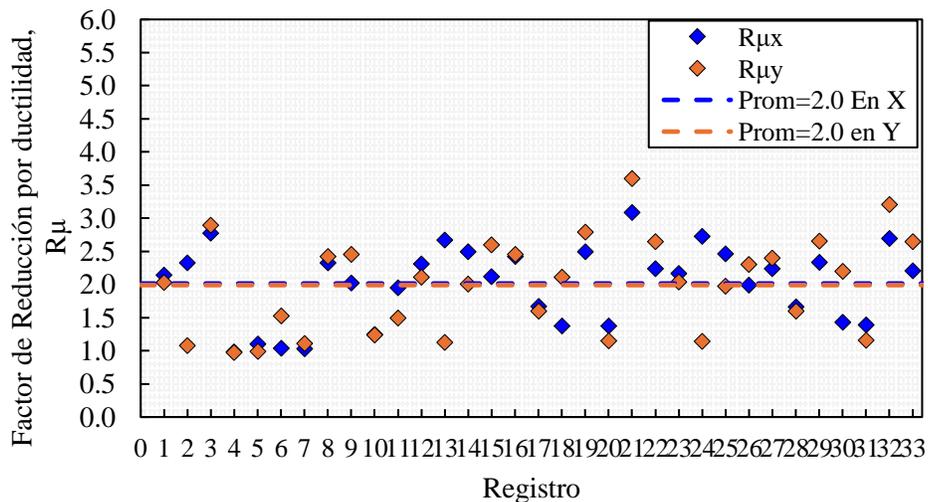


Figura 4.22. Factor de modificación de la respuesta por ductilidad por registro, nivel SMP.

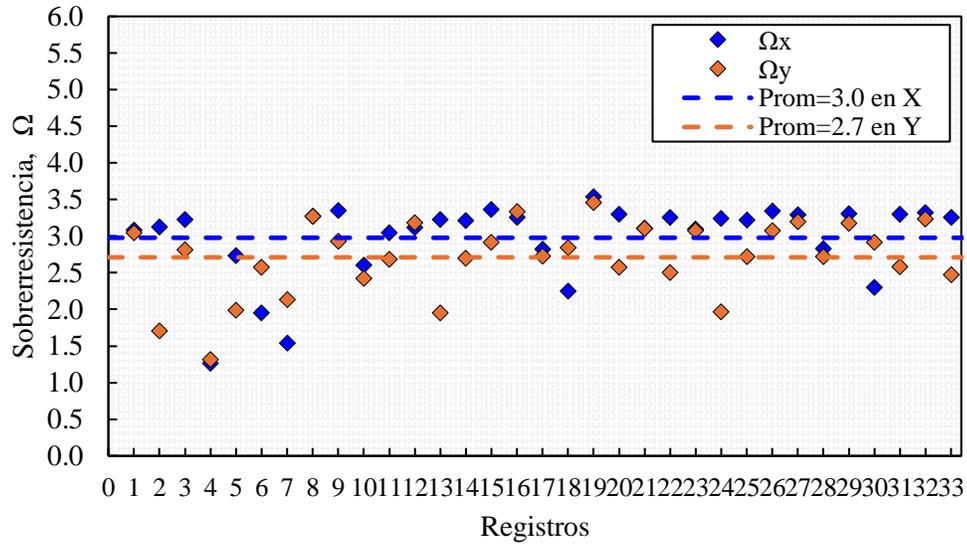


Figura 4.23. Sobrerresistencia por registro, nivel SMP.

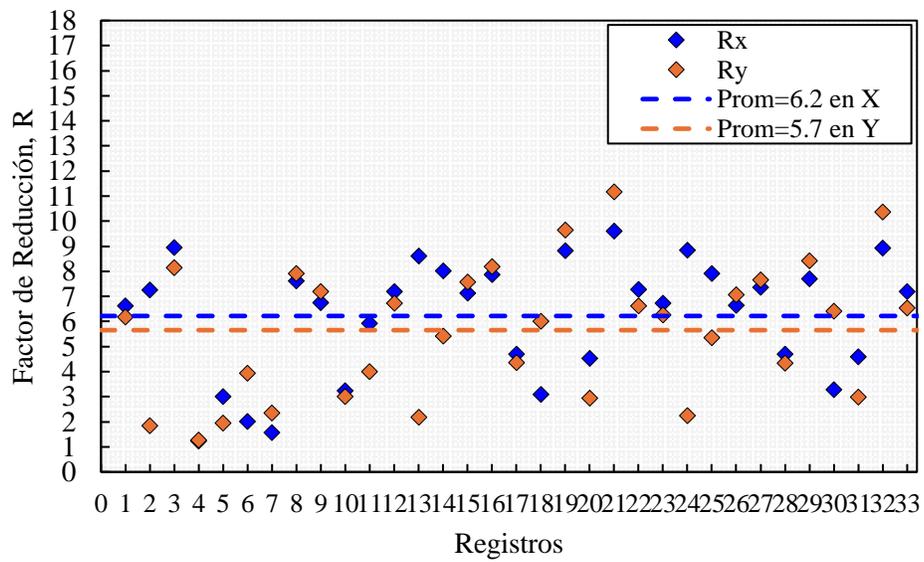


Figura 4.24. Factor de reducción de la respuesta por registro, nivel SMP.

4.3. Conclusiones

En el capítulo se presentó los resultados del análisis no lineal realizado considerando la incursión no lineal de pernos de anclaje y arriostramientos.

La deformación axial de los arriostramientos en dirección X e Y cumplen los criterios de aceptación de la norma para ambos niveles de demanda sísmica, generando una disipación de energía considerable. Es importante mencionar que para algunos registros de mayor energía en los arriostramientos del nivel tres se superan estos límites así que, para evitar esto, se debería diseñar con perfiles un tanto más robustos.

La elongación de pernos de anclaje si bien es relativamente baja en ambos niveles, en 10 de los 15 anclajes existentes hay una plastificación por parte de los pernos, generándose así el comportamiento de fusible sísmico buscado.

En la energía disipada porcentual, no se evidencia una tendencia clara de comportamiento, sin embargo se destaca que los pernos a nivel SDI presentan una mayor variabilidad entre registros y se estabilizan a nivel SMP, habiendo un leve aumento porcentual pero con valores similares para cada registro sísmico independiente de su energía entregada. Los arriostramiento aumentan en mayor medida su disipación de energía porcentual, siendo mayor en todos los casos a la disipación por parte de los pernos, aunque nunca superando la disipación debido al amortiguamiento viscoso.

Los *drift* de entrepiso tienen regularidad en altura, a excepción del nivel tres para dirección en Y, donde se aprecia un gran aumento y dispersión en registros de mayor energía, lo que coincide con la plastificación generalizada de los arriostramientos en este nivel.

Las columnas tienen un buen comportamiento, obteniendo en promedio para ambos niveles de demanda sísmica factores de utilización menos al 100%, lo que permite destacar como un buen criterio de diseño el utilizar cargas sísmicas amplificadas a fin de proteger sistema gravitacional de la estructura.

De los factores de respuesta global se puede concluir que la estructura trabaja principalmente en su rango de sobrerresistencia, donde si bien se incorpora ductilidad a través de los elementos fusibles, esta propiedad es limitada.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones más relevantes obtenidas a partir del diseño y análisis realizado a la estructura “Auxiliar Filtrante”.

Del diseño estructural es importante destacar que la estructura resultó, en general, con un sobredimensionamiento de sus elementos estructurales, los que cumplen de manera holgada la relación demanda/capacidad para combinaciones de carga LRFD reducidas por R, logrando así una estructura sobrerresistente aunque con los elementos suficientes para lograr una ductilidad moderada.

Para los arriostramientos verticales se seleccionaron perfiles tubulares circulares, siendo estos los más solicitados con factores de utilización cercanos a 0.85 como máximo. No se logró optimizar más cercano al 100% de utilización debido a los límites más restrictivos de compacidad local impuestos por la norma, donde la mayor parte de los perfiles quedaron controlados por esta verificación, la cual tiene como objetivo evitar que se genere fatiga de bajo ciclaje producto de los ciclos de pandeo en las diagonales, y así que no presenten pandeo local previo a una incursión inelástica moderada.

Los pernos de anclaje quedan controlados en el diseño por el anclaje más solicitado en cada caso, siguiendo así el criterio adoptado en la práctica nacional. Si bien esto no permite un diseño óptimo, estos se diseñaron con combinaciones reducidas por R, permitiendo que actúen como fusibles sísmicos al igual que las diagonales sísmicas.

Se destaca también que las columnas sísmicas se diseñaron para cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 > 1$, donde la columna principal que controla el diseño de las demás resultó con un 99% de utilización, aunque no fue el caso óptimo para las columnas secundarias, las que quedaron controladas por el límite de razón ancho/espesor, resultando así un factor de utilización demanda/capacidad de 0.65 para la columna más crítica. Las columnas con este requisito se protegen de buena manera durante posibles incursiones inelásticas de la estructura, previniendo el colapso temprano de estas.

Con el análisis no lineal dinámico realizado se evaluó el desempeño sísmico de la estructura diseñada. Para el caso de los arriostramientos, la deformación axial de ellos en dirección X e Y cumplen los criterios de aceptación de la norma para ambos niveles de demanda sísmica, generando una disipación de energía a través del pandeo en compresión y fluencia en tracción. Sin embargo, es importante mencionar que para algunos registros de mayor energía las diagonales presentes en el nivel dos y nivel

tres se superan estos límites así que, para evitar esto, se debe diseñar con perfiles un tanto más robustos reduciendo la incertidumbre de una posible fatiga debido a los altos ciclos de pandeo.

La elongación de pernos de anclaje es relativamente baja en ambos niveles y a pesar del aumento de energía entrante para registros sísmicos más intensos su elongación aumenta levemente. De todas maneras, en 10 de los 15 anclajes existentes hay una plastificación por parte de los pernos, generándose así el comportamiento de fusible sísmico buscado. Para aumentar la participación de los pernos en disipación de energía, se debería optimizar aún más el diseño de los pernos, pues en este caso, solo se diseñaron con un 85% y 63% de utilización para los anclajes principales y secundarios, respectivamente.

En general, la disipación de energía estuvo controlada por los arriostramientos y el amortiguamiento viscoso, donde este último tuvo un factor preponderante en todos de los casos, mientras que los pernos de anclaje tuvieron una baja participación, sin embargo, cumplen su función de mecanismo de disipación temprana.

Las columnas tienen un buen comportamiento, obteniendo en promedio para ambos niveles de demanda sísmica factores de utilización menor al 100%, lo que permite destacar como un buen criterio de diseño el utilizar cargas sísmicas amplificadas a fin de proteger sistema gravitacional de la estructura. De todas maneras, se destaca que en algunos registros de mayor energía hay columnas que plastifican con FU levemente mayor a 1, lo cual se atribuye principalmente al desequilibrio de fuerzas en las diagonales provocado al momento de pandear la diagonal en compresión, generando altas demandas flexurales en la columna.

Los factores de la respuesta global de la estructura confirman que la estructura trabaja principalmente en su rango de sobrerresistencia, donde si bien se incorpora ductilidad a través de los elementos fusibles, esta propiedad es limitada. Este comportamiento coincide con la filosofía de diseño de la norma NCh2369, ya que, a pesar de la gran sobrerresistencia que tiene el sistema se otorga la ductilidad necesaria para poder reducir la incertidumbre inherente del fenómeno sísmico.

Por último, se destaca que si bien la estructura estudiada corresponde a una tipología típica usada en el rubro de la minería, las conclusiones obtenidas en este trabajo no se pueden aplicar al comportamientos de otras estructuras de acero tridimensionales debido a las inherentes irregularidades de masa, geometría y rigidez de este tipo de estructuras.

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.
- 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. (2009). NCh1537:2009: *Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso*. Santiago, Chile: Autor.
- Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh432:2010: *Diseño estructural- Cargas de viento*. Santiago, Chile: Autor.
- Instituto Nacional de Normalización. (2016). NCh427/1:2016. *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.
- 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. (2017). *Seminario de Actualización Norma NCh 2369. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero. Alcance y significado de las modificaciones*. Santiago, Chile.
- Ortiz, D. (2023). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio para operación de molino vertical, diseñado según NCh2369 2023*. (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Concepción, Chile.
- Peña, C (2022). *Actualización de la NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”*. *Crónica de un proceso necesario*. Revista ACHISINA, 1(1), 26-32.
- 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.
- 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.
- 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

Las siguientes figuras, desde la Figura A.1 hasta la Figura A.15 se presentan las cargas de diseño aplicadas en el edificio Auxiliar Filtrante modelado en el software computacional SAP2000 (CSI, 2017).

Cabe destacar que para la modelación de las cargas de área se utilizó elementos tipo Shell. Es importante indicar que con la finalidad de no alterar las propiedades dinámicas del sistema así como tampoco asignarle responsabilidad de resistencia a los elementos de área, estos se han definidos como elementos de rigidez casi nula (Espesor de Plancha 2 mm y módulo de elasticidad 0.1 ton/cm²). Para obtener los valores antes indicados se iteró hasta encontrar una convergencia entre los modelos con y sin cubierta utilizando como parámetro de convergencia al periodo natural de la estructura.

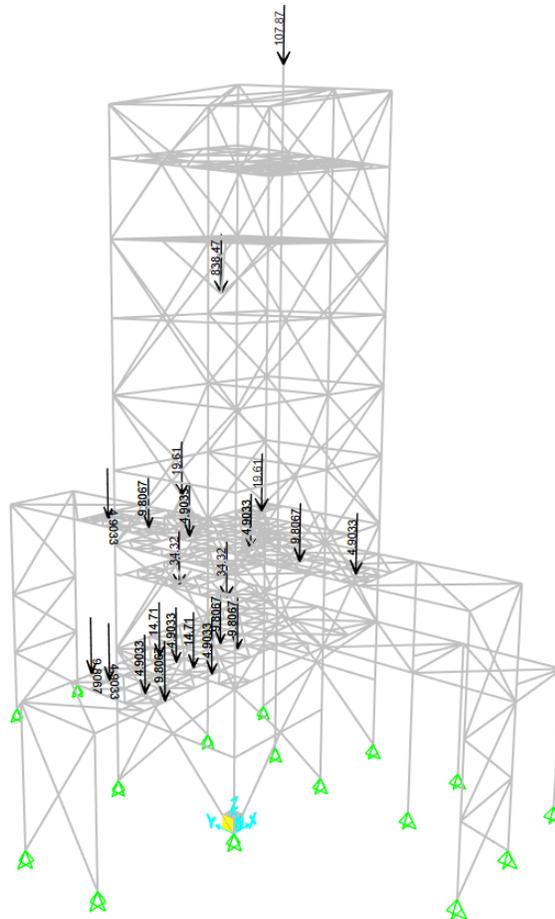


Figura A.1. Carga permanente (PPEq). Cargas de equipos mecánicos: Silo de almacenamiento, elevador de capachos, dosificadores y tornillos (kN).

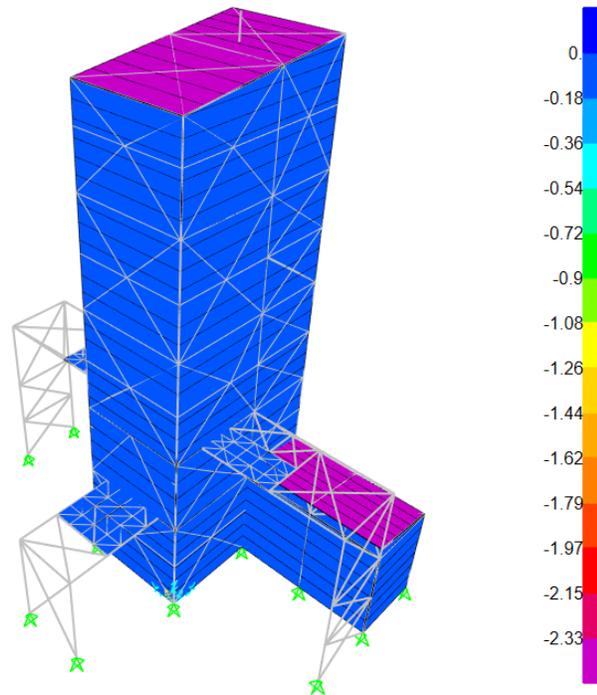


Figura A.2. Carga permanente (q_{cub}). Cargas de cubierta la cual se distribuye por completo en la techumbre de la estructura incluyendo las cargas de las cubiertas laterales. (kN/m^2).

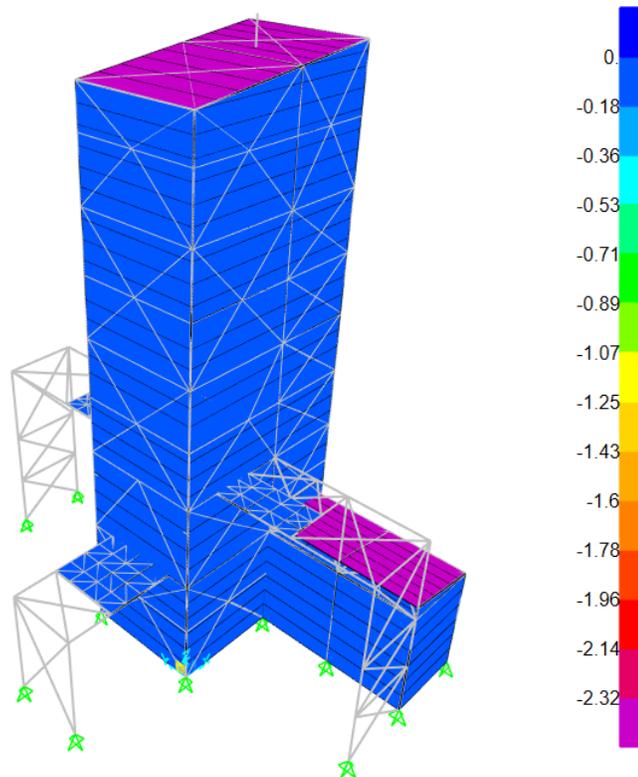


Figura A.3. Carga permanente (q_{cos}). Cargas de costaneras la cual se distribuye por completo en la techumbre de la estructura incluyendo las cargas de las costaneras laterales. (kN/m^2).

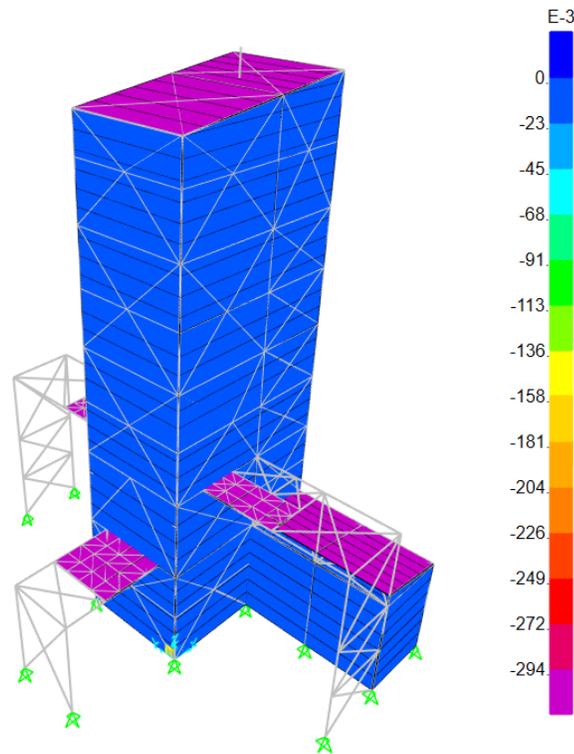


Figura A.4. Carga permanente (q_{ins}). Cargas de instalaciones (kN/m²).

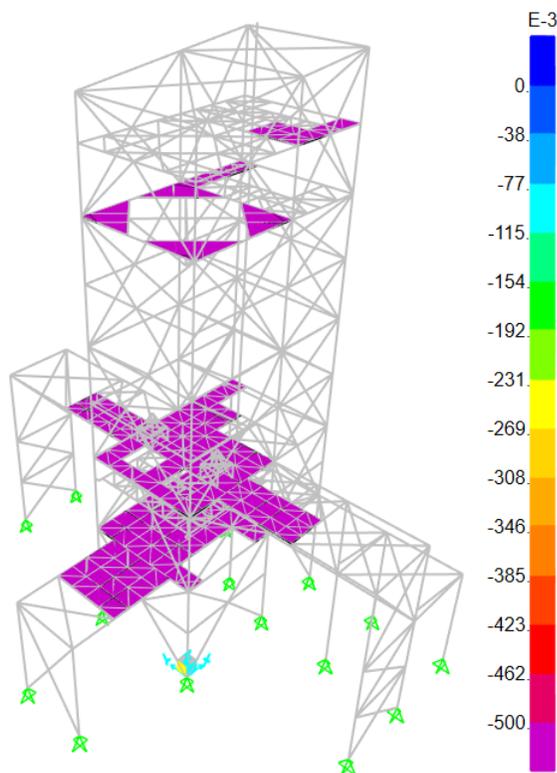


Figura A.5. Carga permanente (q_{par}). Cargas de parrilla (kN/m²).

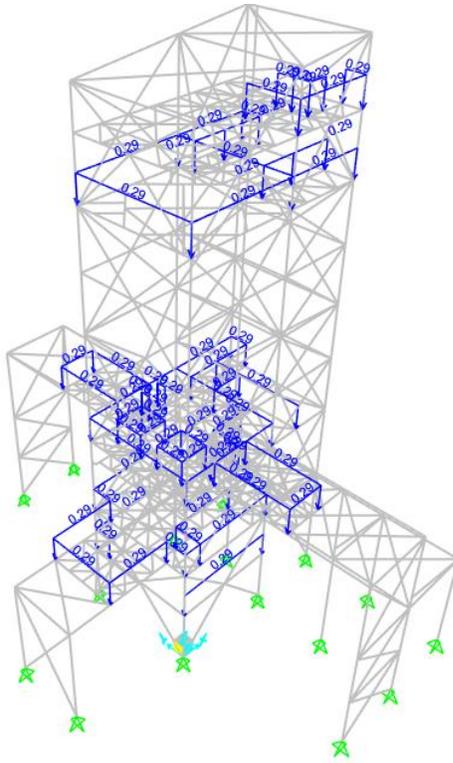


Figura A.6. Carga permanente (q_{bar}). Cargas de barandas (kN/m).

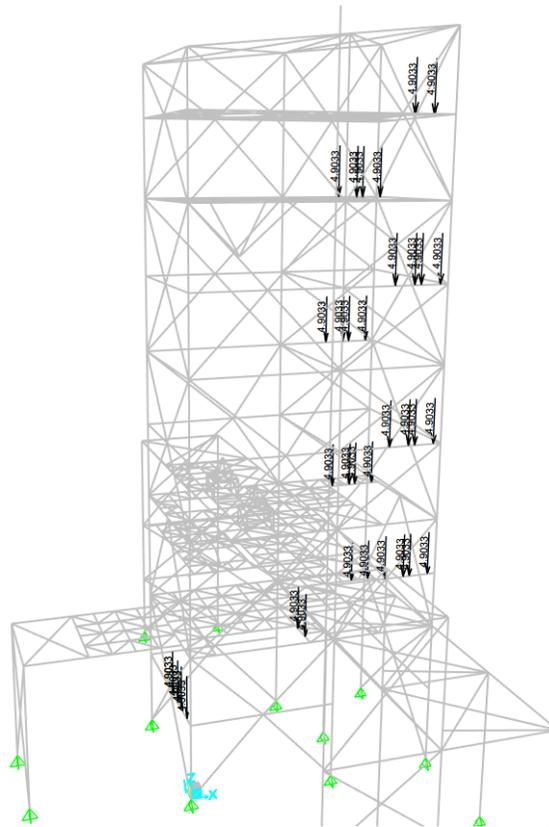


Figura A.7. Carga permanente (PPesc). Cargas de escaleras (kN).

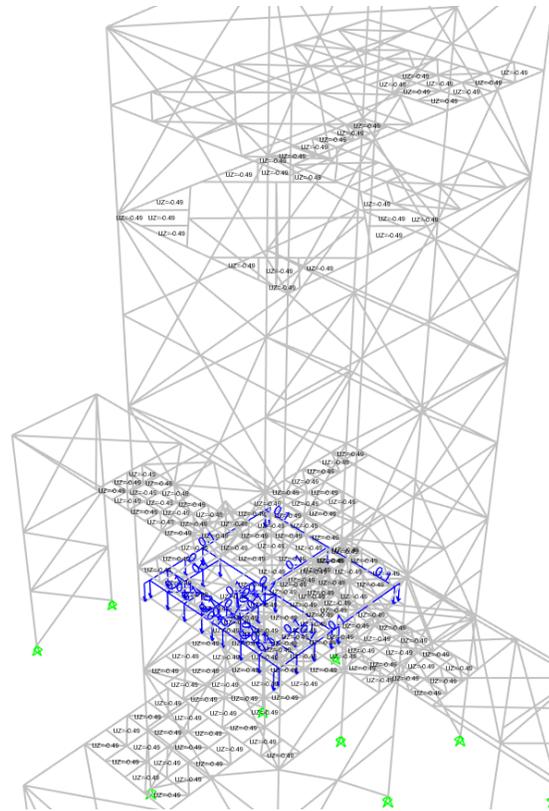


Figura A.8. Carga permanente (qp_{0l}). Cargas de polvo aplicada en plataformas (kN/m^2 y kN/m).

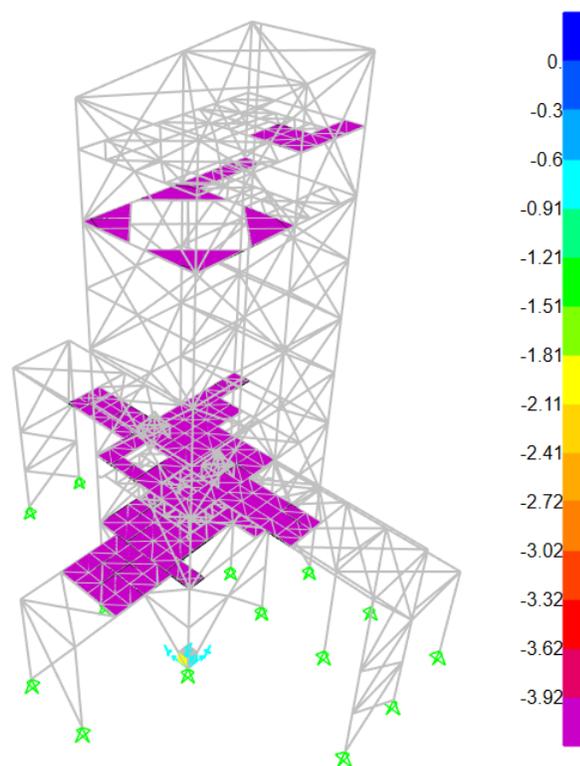


Figura A.9. Sobrecarga de mantenimiento (L) (kN/m^2).

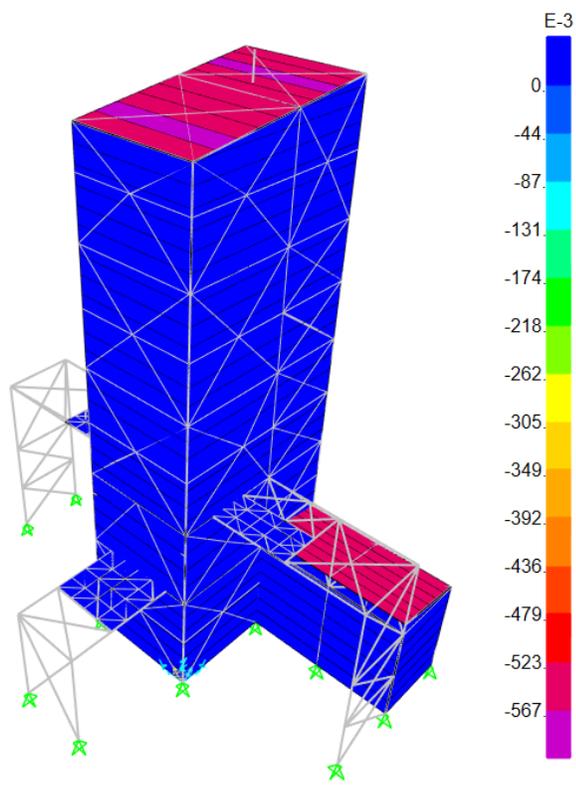


Figura A.10. Sobrecarga de techo (L_r) (kN/m^2).

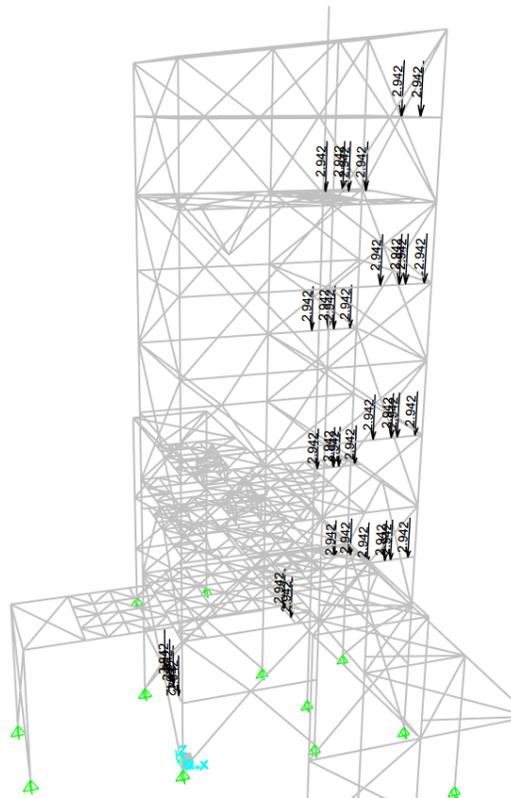


Figura A.11. Sobrecarga de uso de escaleras (L_{esc}) (kN).

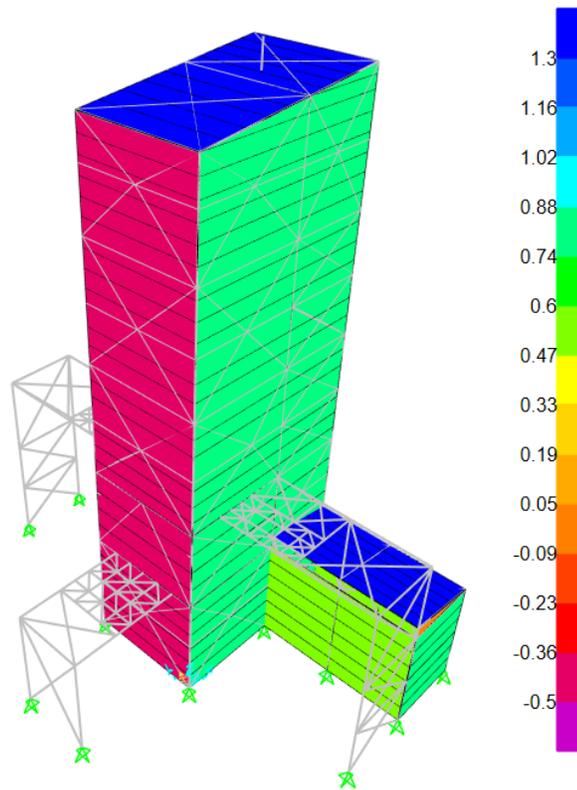


Figura A.12. Carga de viento en dirección $\pm X$ y coeficiente de presión externa C_{p1} ($W_{x1\pm}$) (kN/m^2).

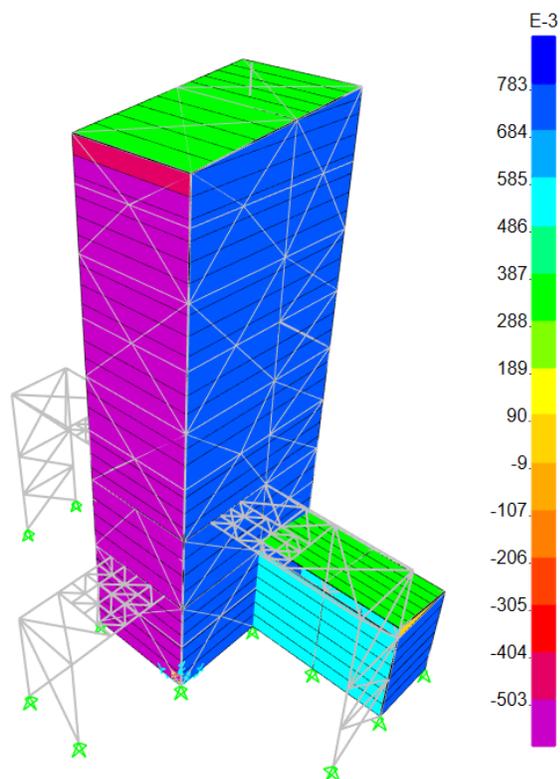


Figura A.13. Carga de viento en dirección $\pm X$ y coeficiente de presión externa C_{p2} ($W_{x2\pm}$) (kN/m^2).

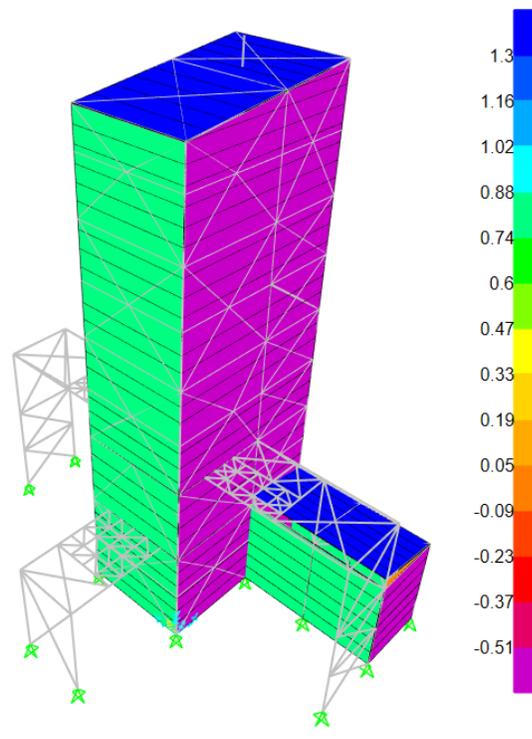


Figura A.14. Carga de viento en dirección $\pm Y$ con coeficiente de presión externa C_{p1} ($W_{y1\pm}$) (kN/m^2).

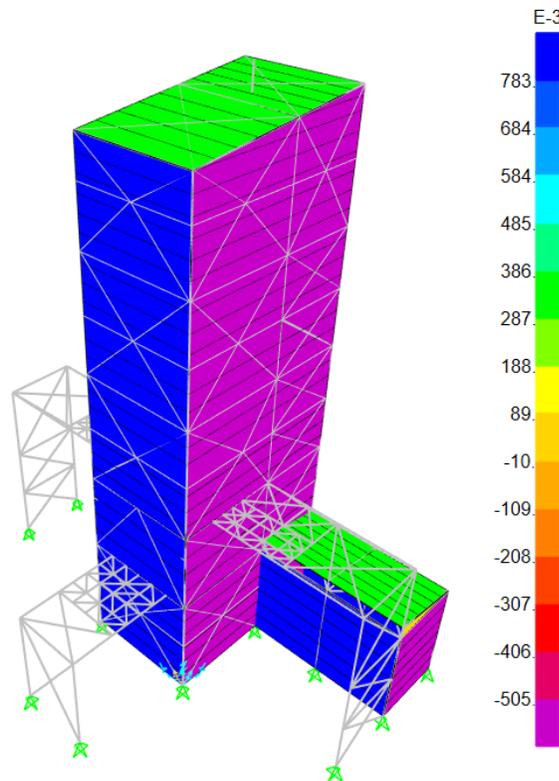
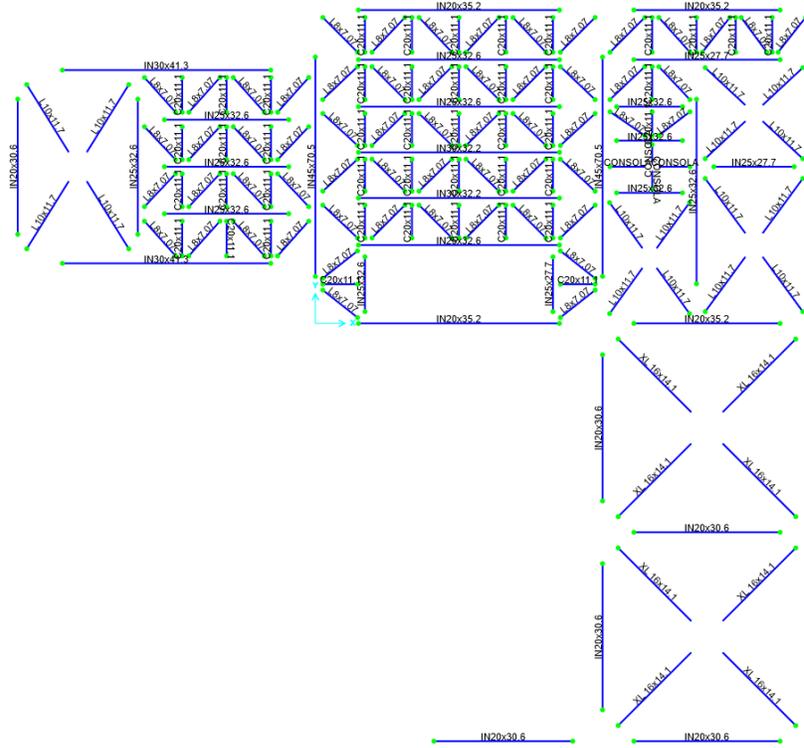


Figura A.15. Carga de viento en dirección $\pm Y$ con coeficiente de presión externa C_{p2} ($W_{y2\pm}$) (kN/m^2).

A.2 Secciones resultantes del diseño

Desde la Figura A.16 hasta la Figura A.29 se presentan las secciones resultantes para todos los elementos de la estructura.



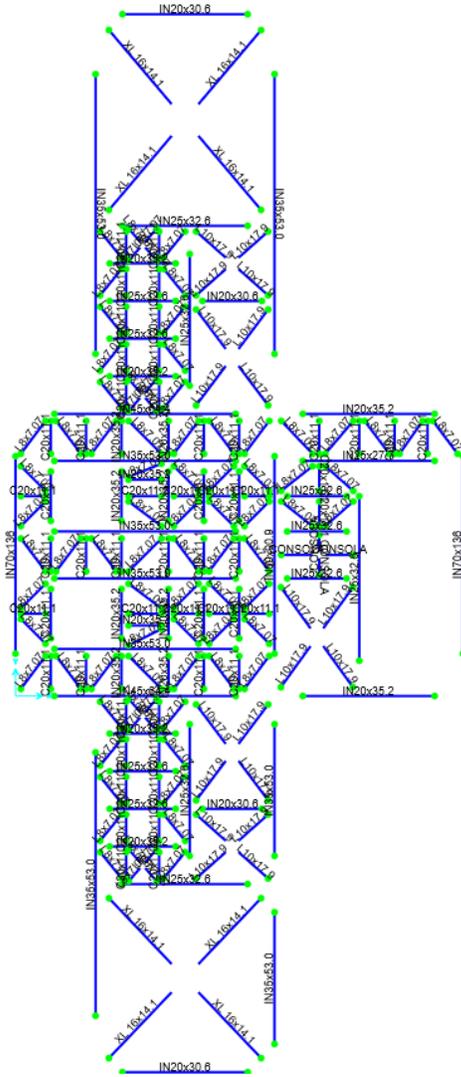


Figura A.18. Nivel de plataforma a 9.8 (m) sobre el nivel de terreno. Presencia de dosificadores y tornillos de transporte y descarga de material.

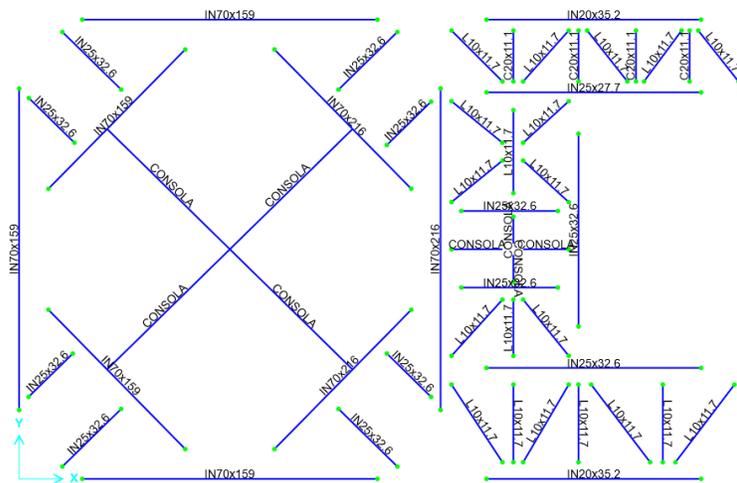


Figura A.19. Nivel de plataforma a 21.4 (m) sobre el nivel de terreno. Presencia de Silo de almacenamiento.

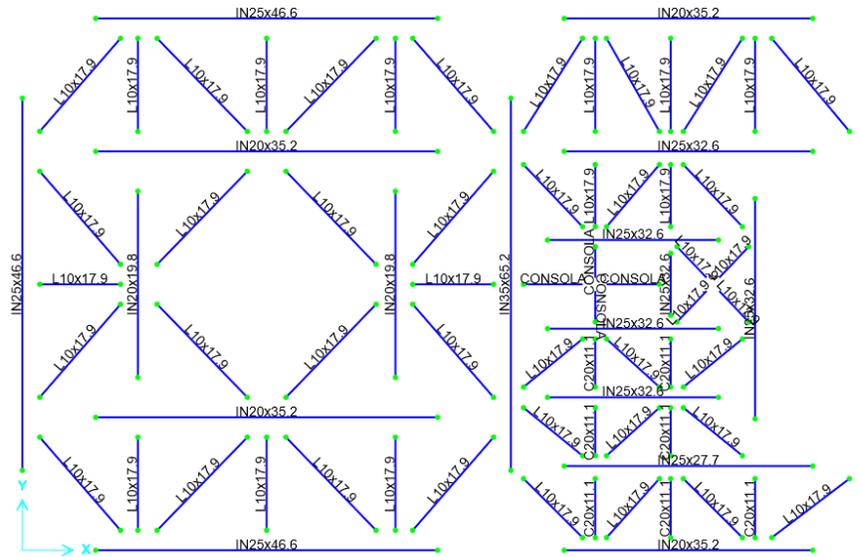


Figura A.20. Nivel de plataforma a 24.3 (m) sobre el nivel de terreno.

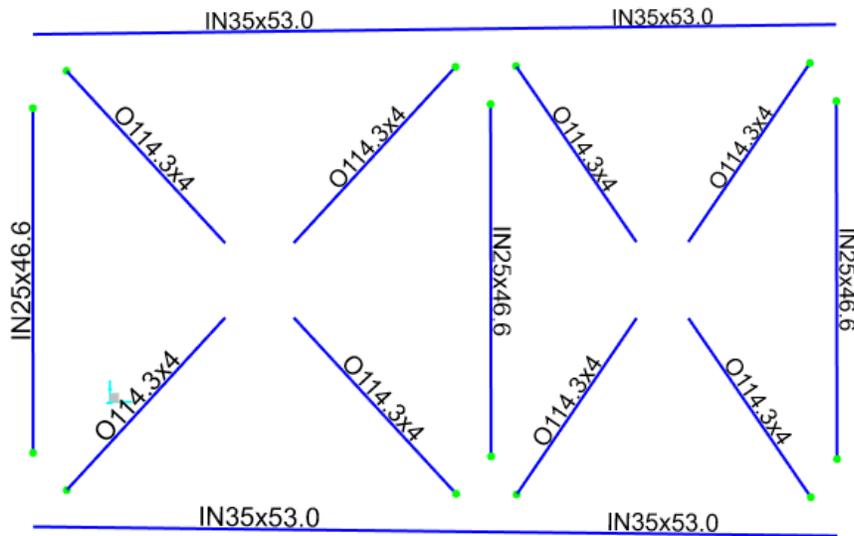


Figura A.21. Estructura de techo 27 (m) sobre el nivel de terreno.

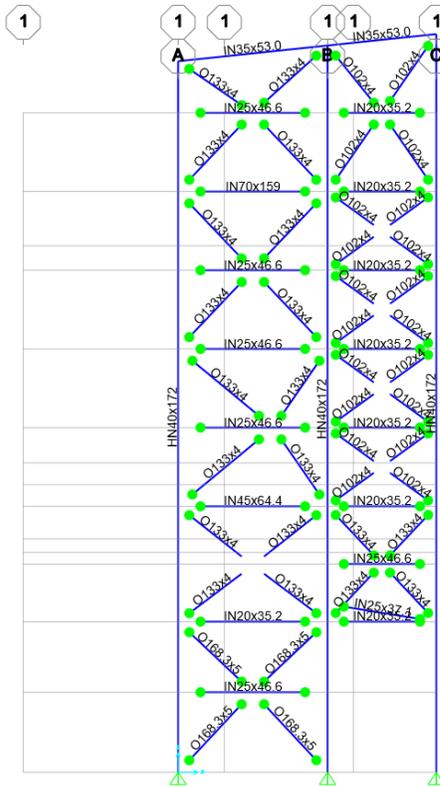


Figura A.22. Elevación eje 1.

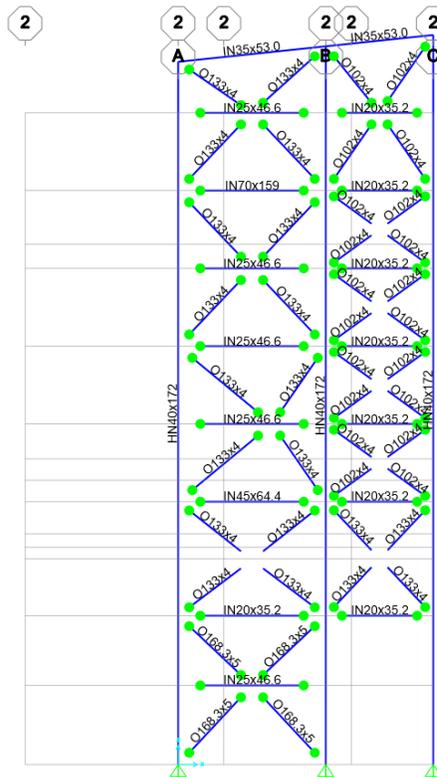


Figura A.23. Elevación eje 2.

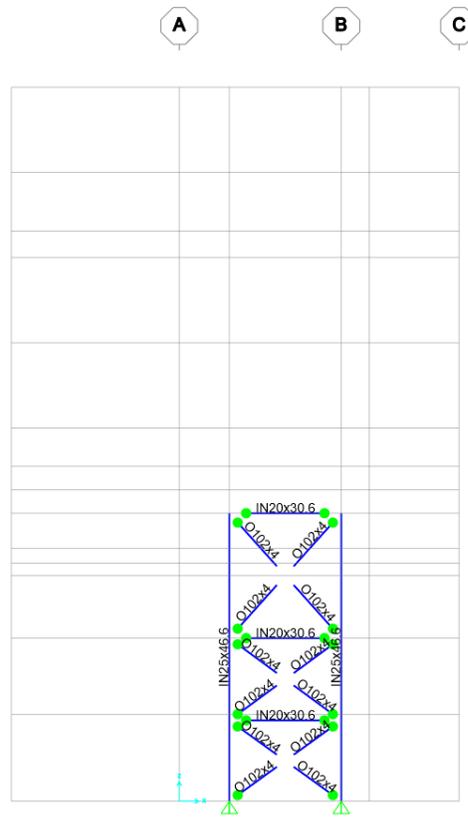


Figura A.24. Elevación eje 3.

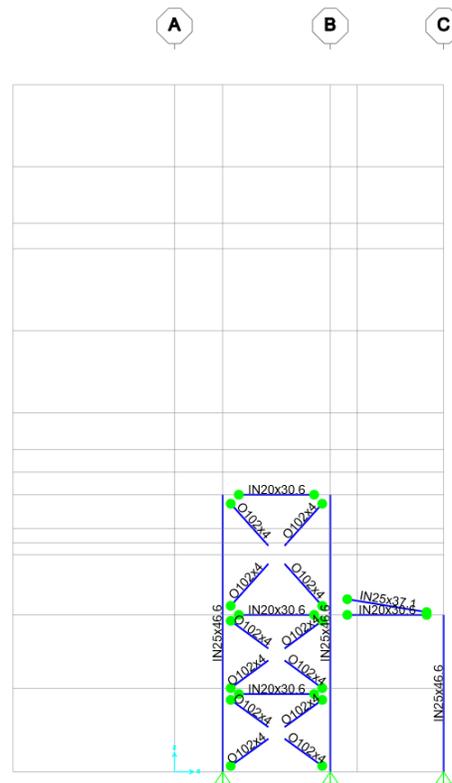


Figura A.25. Elevación eje 4.

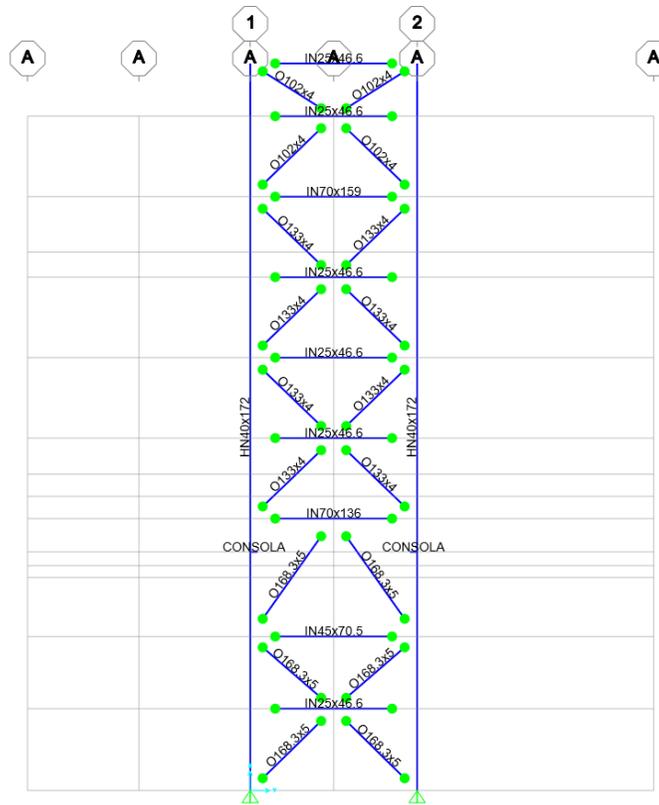


Figura A.26. Elevación eje A.

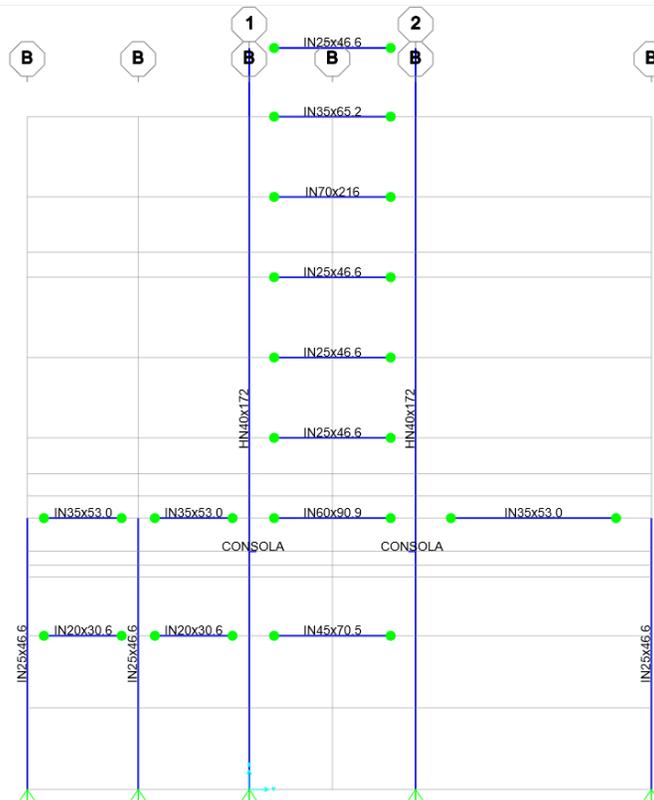


Figura A.27. Elevación eje B.

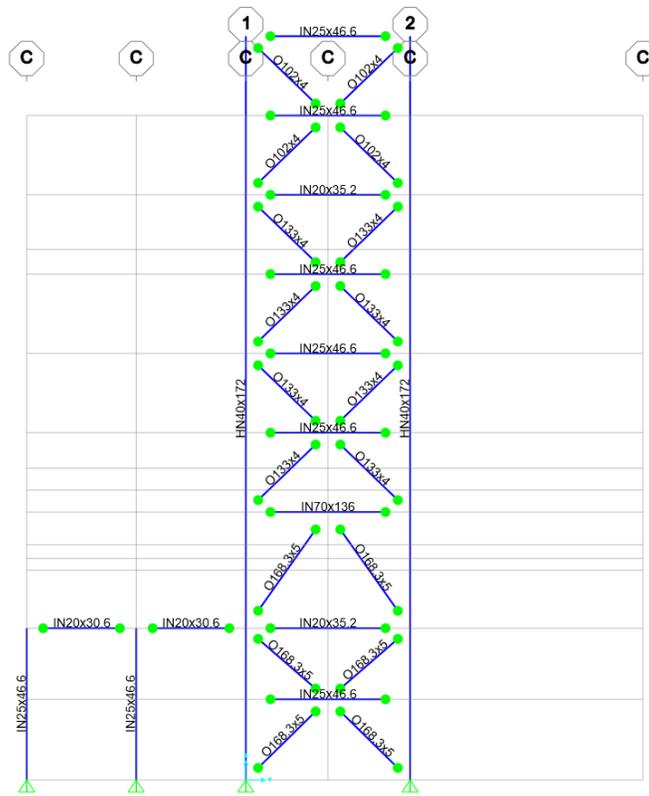


Figura A.28. Elevación eje C.

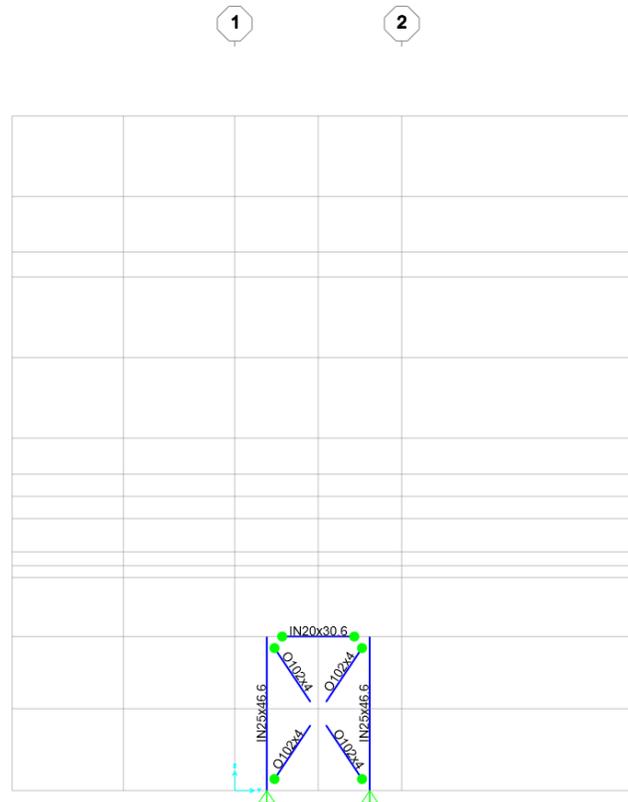


Figura A.29. Elevación eje D.

ANEXO B. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA

B.1 Cargas reducidas por R

Desde la Figura B.1 a la Figura B.14 se muestran los factores de utilización resultantes de las combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R.

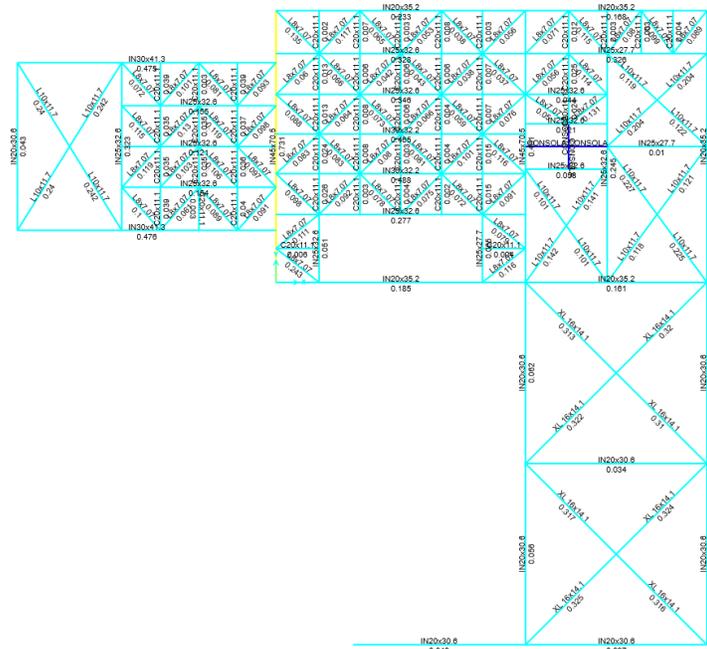


Figura B.1. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 5.55 (m).

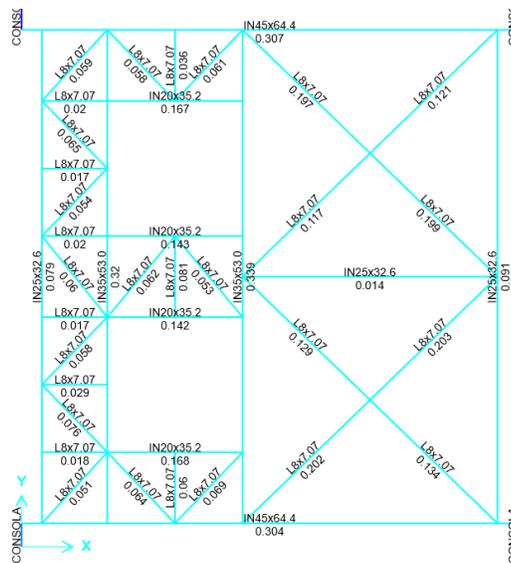


Figura B.2. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 8.6 (m).

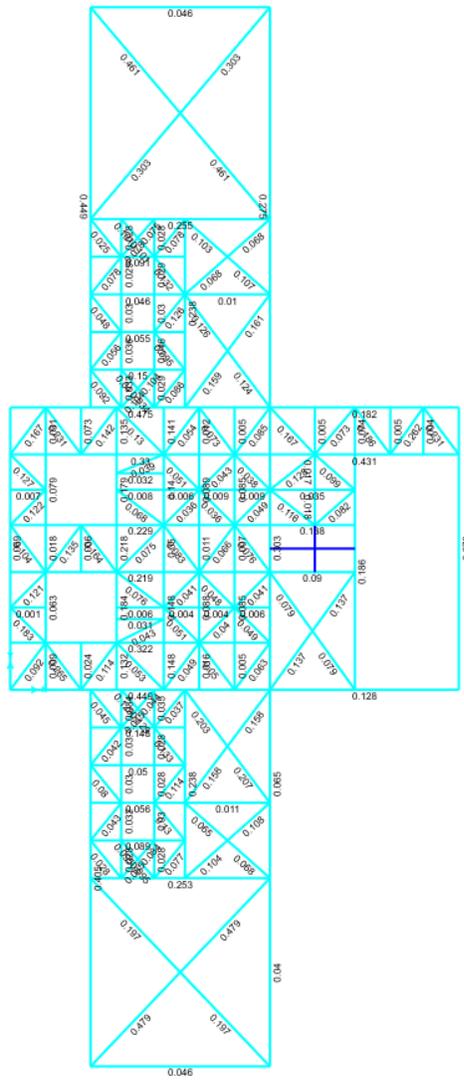


Figura B.3. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 9.8 (m).

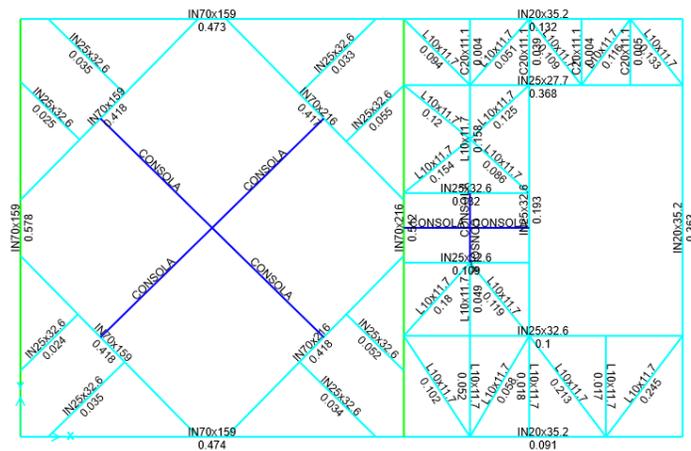


Figura B.4. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 21.4 (m).

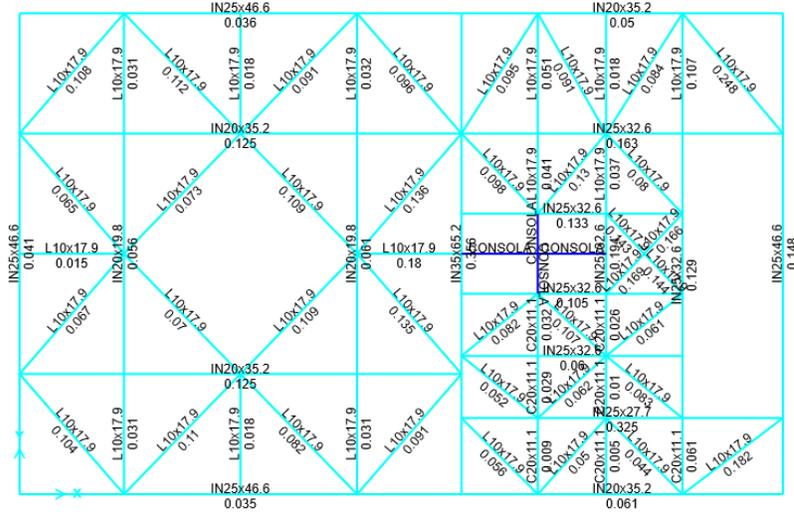


Figura B.5. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Nivel de plataforma elevación 24.3 (m).

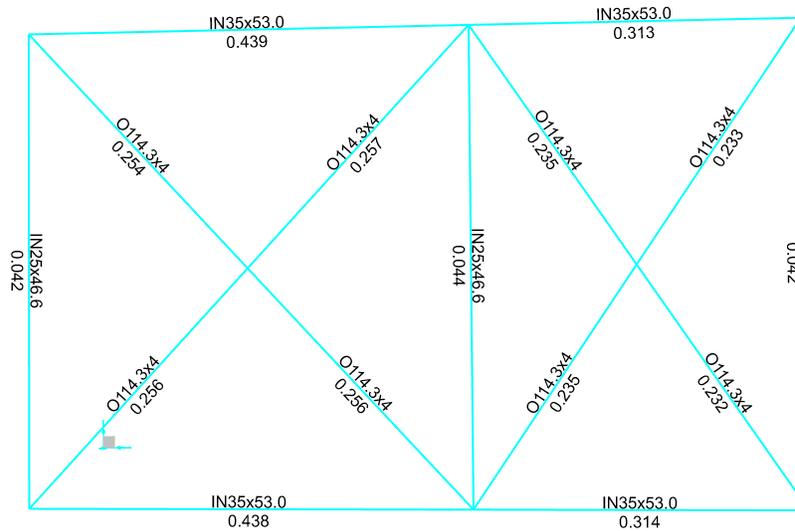


Figura B.6. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Estructura de techo elevación 27 (m).

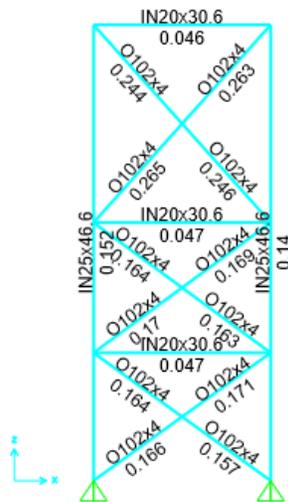


Figura B.9. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje 3.

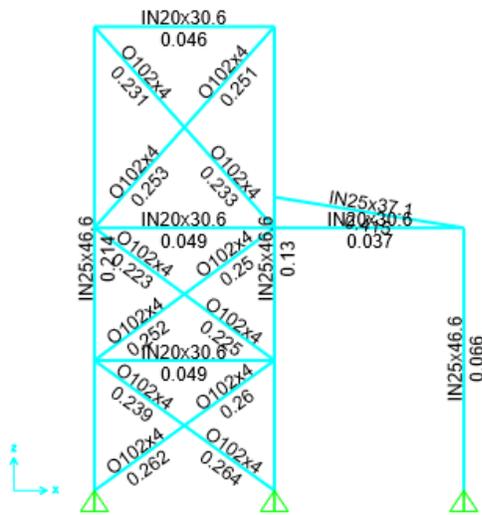


Figura B.10. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje 4.

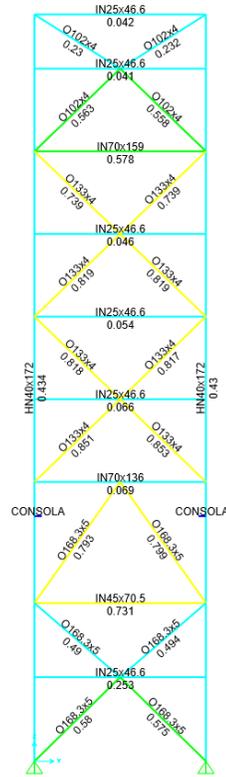


Figura B.11. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje A.

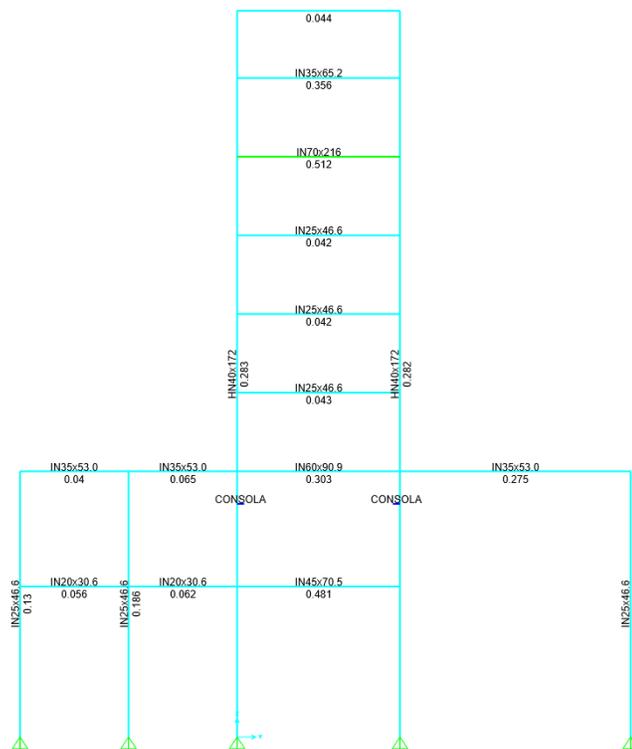


Figura B.12. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje B.

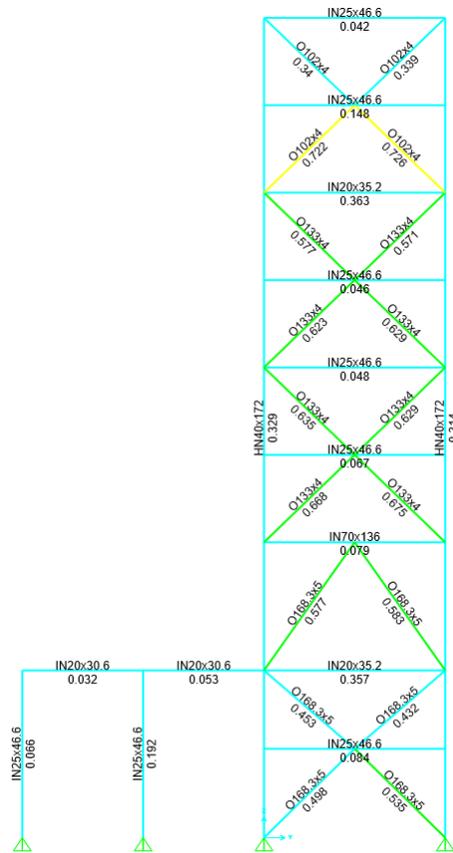


Figura B.13. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje C.

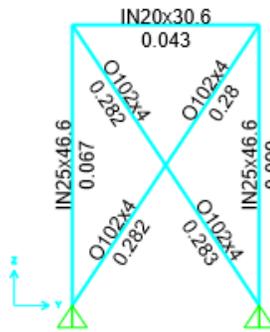


Figura B.14. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R. Elevación eje D.

B.2 Cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1

De la Figura B.15 a la Figura B.28 se muestran los factores de utilización resultantes de las combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1.

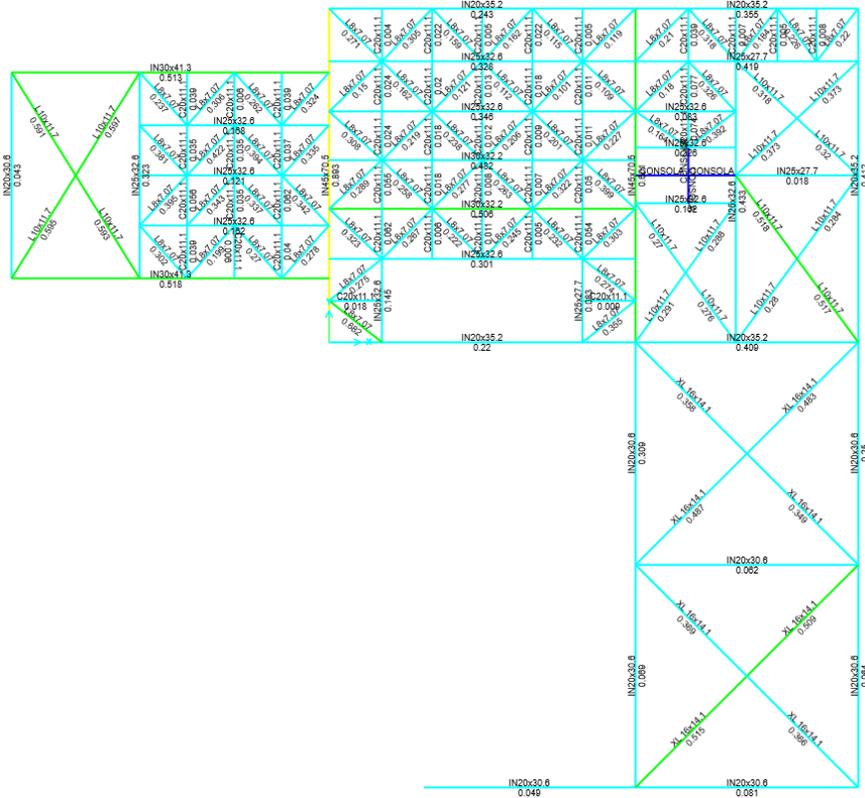


Figura B.15. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 5.55 (m).

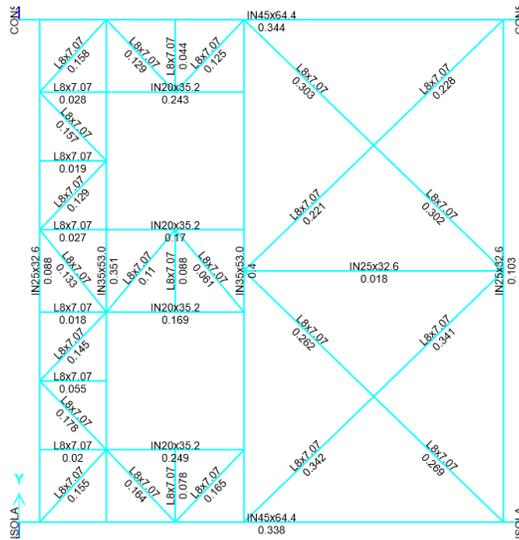


Figura B.16. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 8.6 (m).

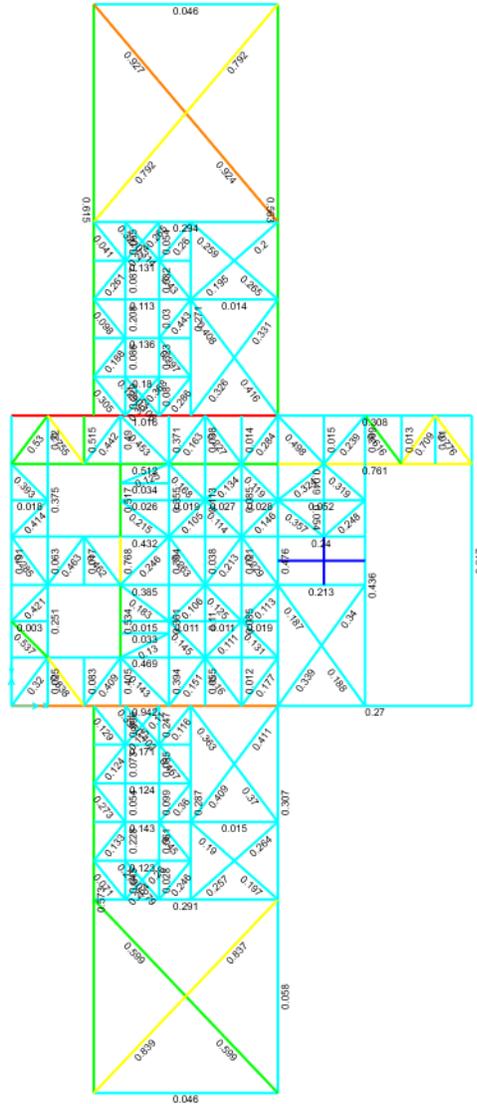


Figura B.17. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 9.8 (m).

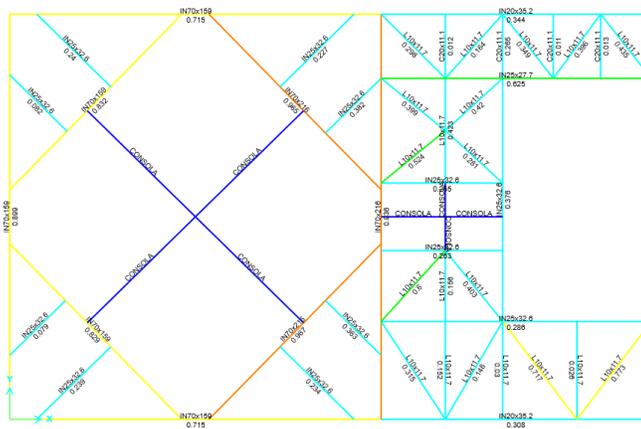


Figura B.18. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 21.4 (m).

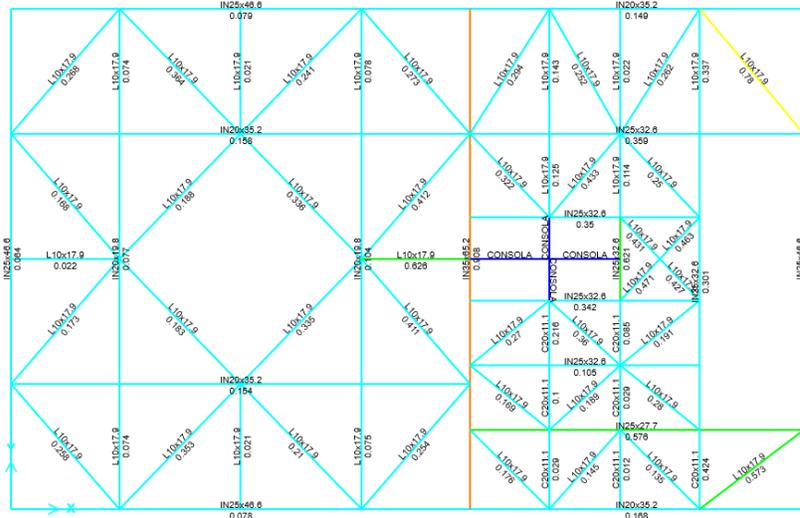


Figura B.19. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Nivel de plataforma elevación 24.3 (m).

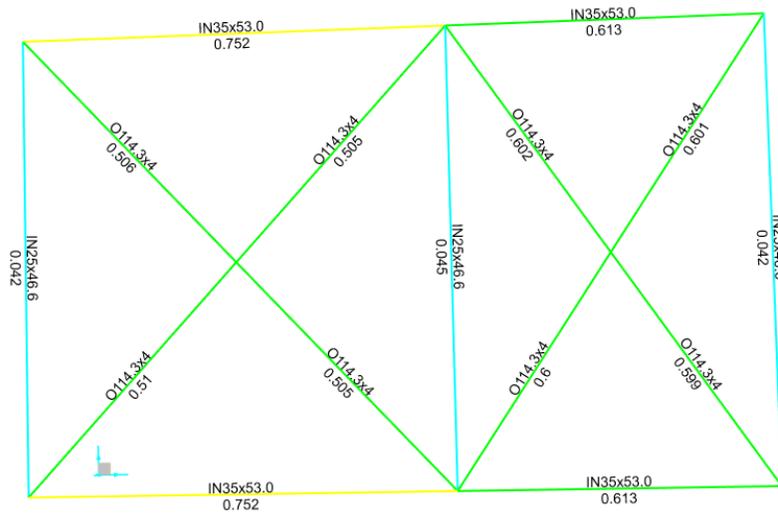


Figura B.20. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Estructura de techo elevación 27 (m).

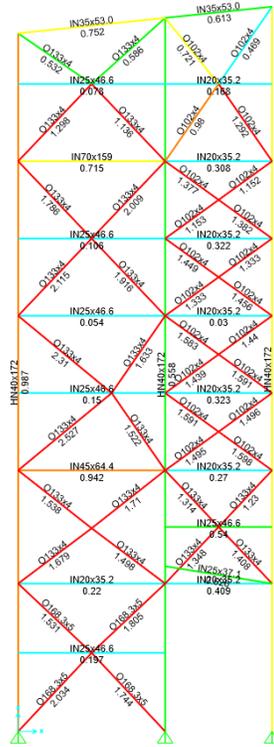


Figura B.21. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje 1.

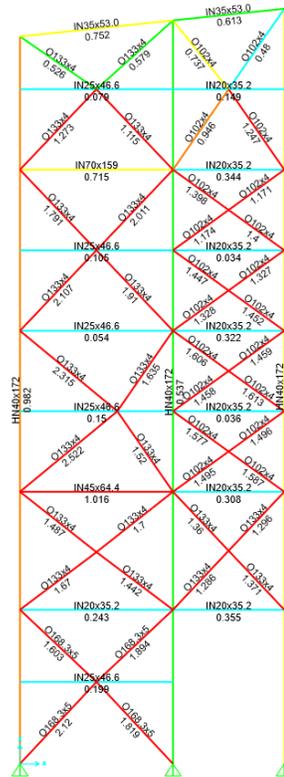


Figura B.22. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje 2.

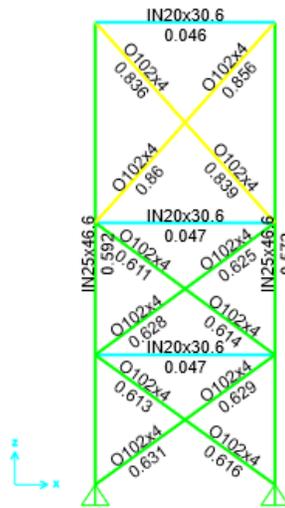


Figura B.23. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje 3.

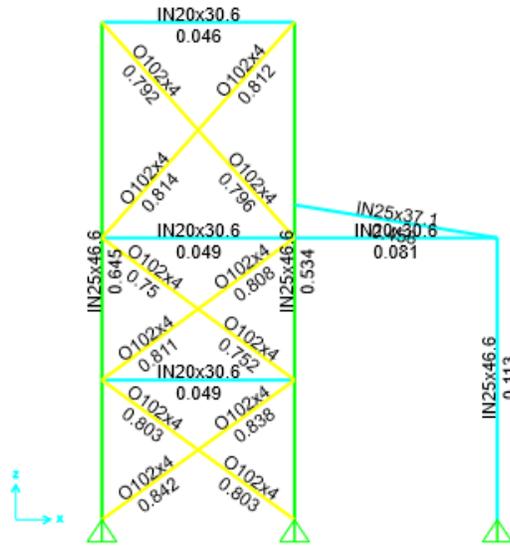


Figura B.24. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje 4.

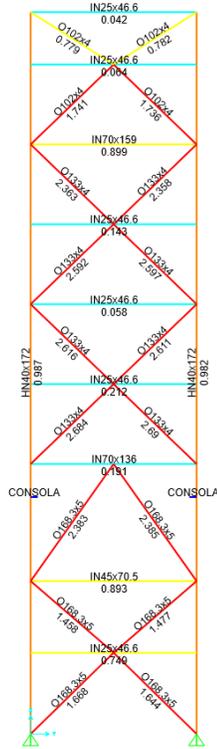


Figura B.25. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje A.

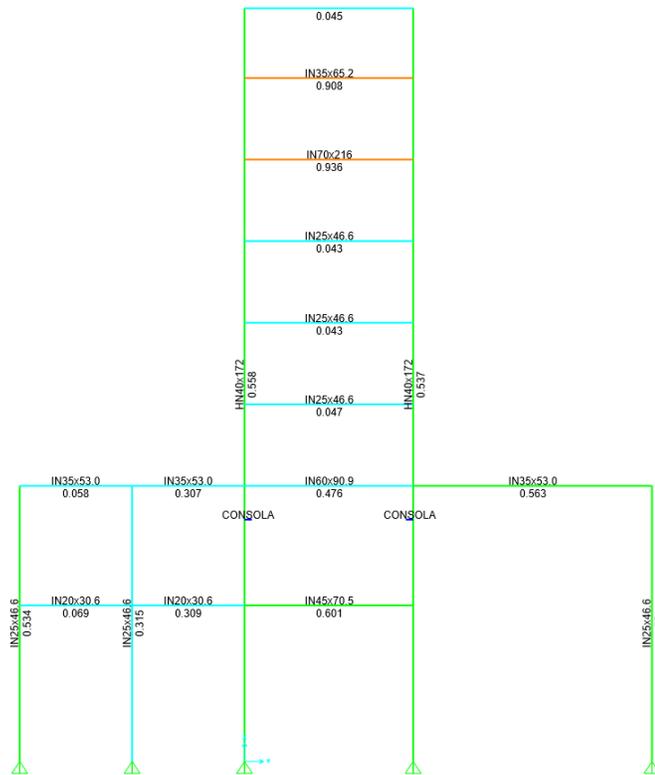


Figura B.26. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje B.

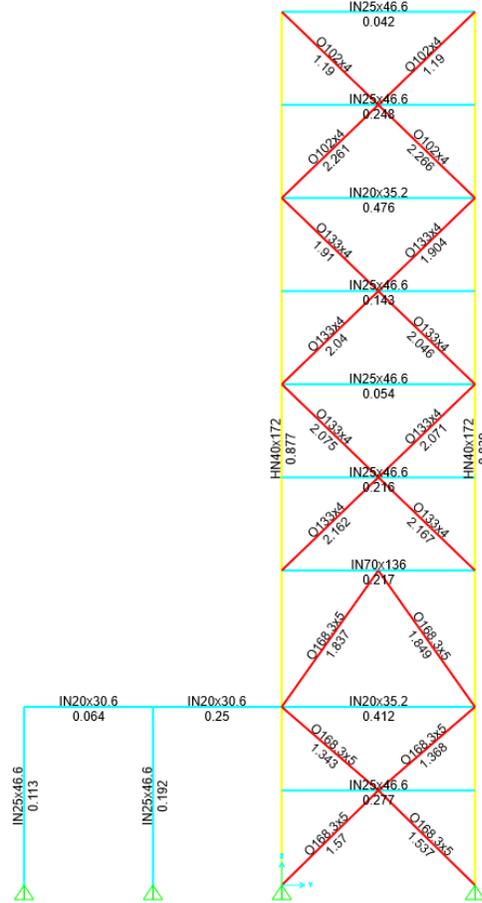


Figura B.27. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje C.

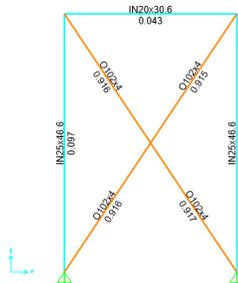


Figura B.28. Factores de utilización para combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas amplificadas por 0.7R1. Elevación eje D.

ANEXO C. AMENAZA SÍSMICA

La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado considerando la plataforma Seismic Hazard (Candia et al., 2019) considerando lo siguiente:

- Ubicación y condición de Sitio

Se ha considerado la ubicación de la Planta Siderúrgica de Huachipato Lat. $36^{\circ}45'06.66''\text{S}$, Lon $73^{\circ}07'30.48''\text{W}$, tal como se observa en la Figura C.1.

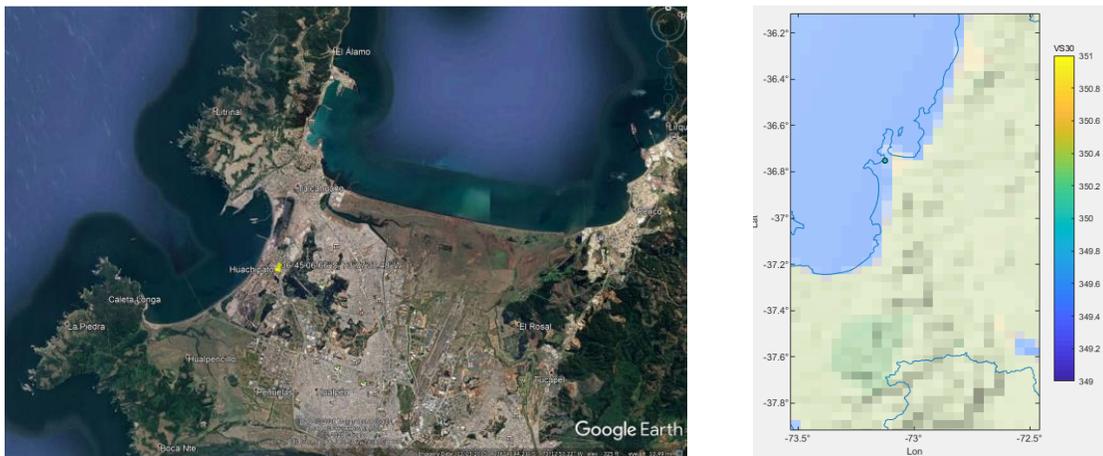


Figura C.1. Ubicación sitio de estudio (Izq) y posicionamiento en plataforma de amenaza (Der).

En consecuencia, con lo considerado en el diseño se ha considerado un suelo tipo B (equivalente al antiguo suelo tipo II de NCh2369.Of2003). Para maximizar la demanda, y de acuerdo con lo definido en el DS61-2011, 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, $V_{S30} = 500$ m/seg.

- 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_{III} , en base el periodo predominante indicado en la propuesta de modificación de NCh433 para suelo tipo C, y también se han considerados las formulaciones tanto para eventos interplaca como intraplaca.

- 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.

- 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.

- 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, el segundo se define como el espectro máximo considerado.

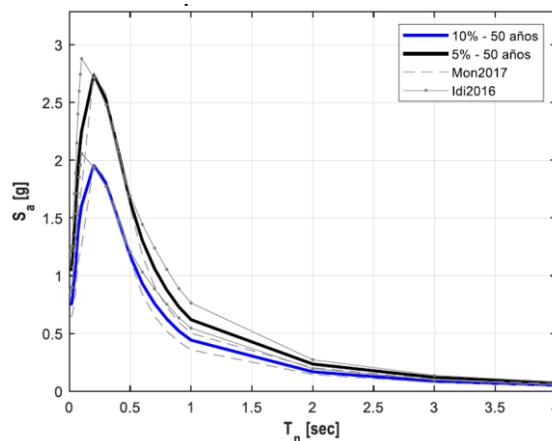


Figura C.2. Espectro de amenaza uniforme.

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 V_{S30} correspondientes a suelo tipo B y C según DS61-2011 (i.e., entre 350 y 900 m/seg) 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 266 componentes (133 registros).

- Requisitos de Selección

Tal como se indicó previamente el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral de ASCE7-16, para ello se ha considerado:

- Espectro Objetivo: CMS – 975 años periodo retorno medio (SMP).
CMS – 475 años periodo retorno medio (SDI).
- Rango de Periodos: $0.2T_1 - 1.5T_1$, con T_1 periodo natural estructura.
- 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).

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 dada las propiedades dinámicas (periodos naturales de vibración y masas modales correspondientes) del sistema se ha considerado los dos primeros periodos de vibración por dirección dado que la suma de ambos colecta aproximadamente el 90% de la masa. Estos son:

$$T_{1x} = 0.50 \text{ seg.}; T_{1x} = 0.20 \text{ seg.}$$

$$T_{1y} = 0.65 \text{ seg.}; T_{1y} = 0.20 \text{ seg.}$$

Dada la cercanía entre las segundas formas modales, se considera una selección para tres periodos naturales de vibración.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para para todos los casos y pasos del ajuste.

○ SDI – T=0.50 seg.

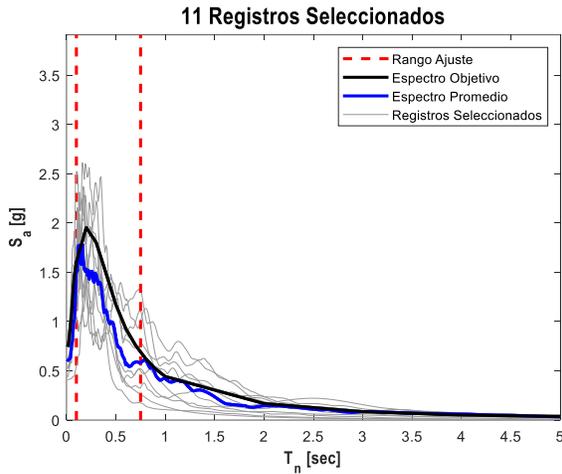


Figura C.3. Registros con menor SSE para SDI 0.50 seg.

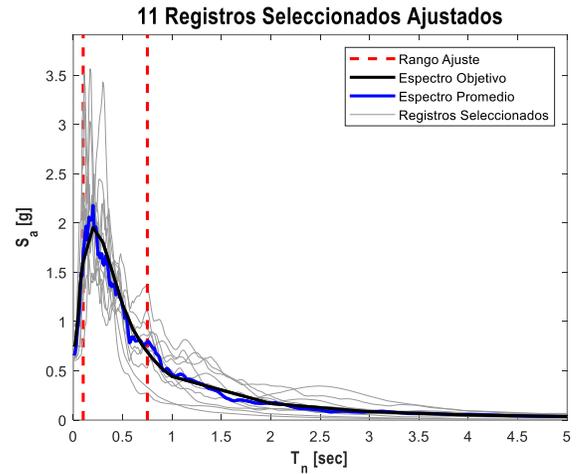


Figura C.4. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SDI 0.5 seg.

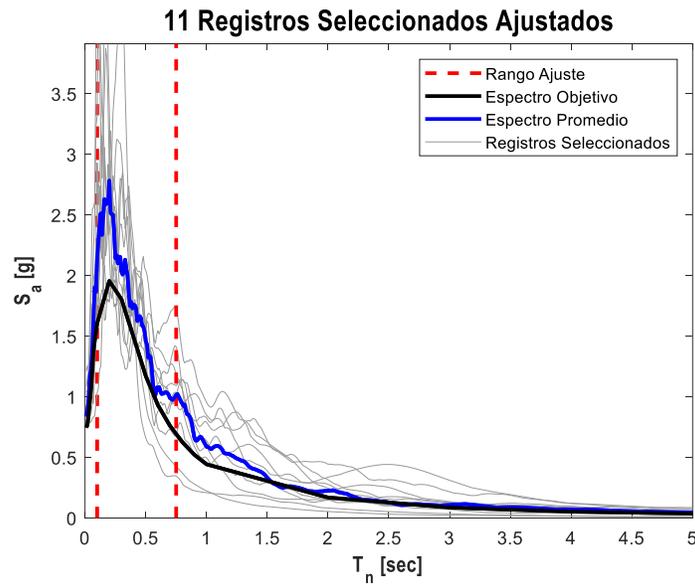


Figura C.5. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SDI y T = 0.50 seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.01 y 2.08. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

○ SDI – $T=0.65$ seg.

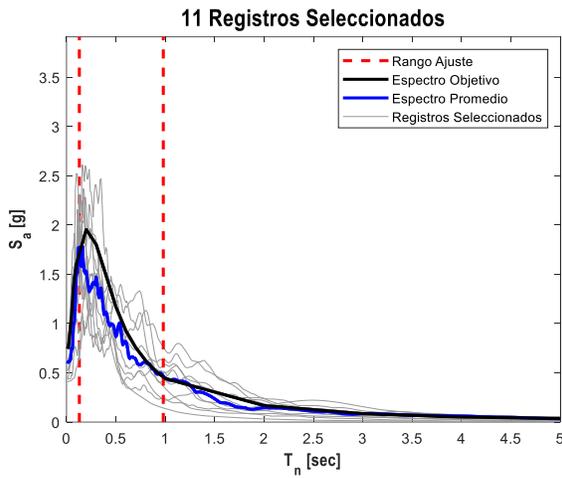


Figura C.6. Registros con menor SSE para SDI 0.65 seg.

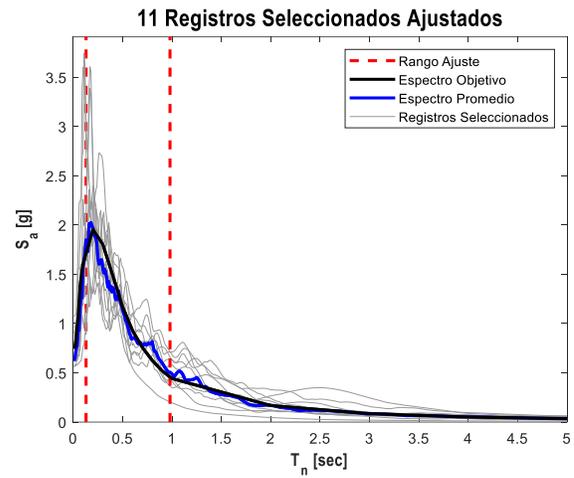


Figura C.7. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SDI 0.65 seg.

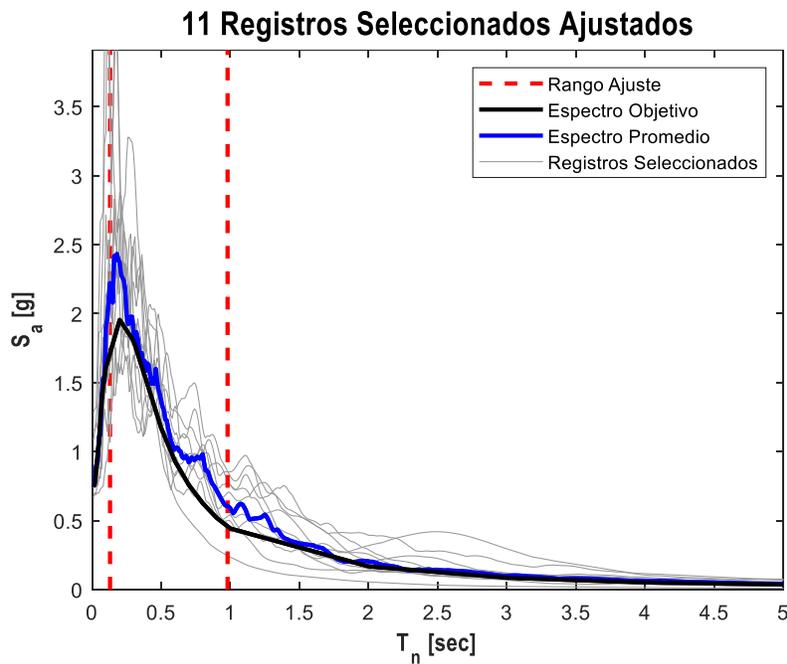


Figura C.8. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SDI y $T = 0.65$ seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.92 y 2.08. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

○ SDI – T=0.20 seg.

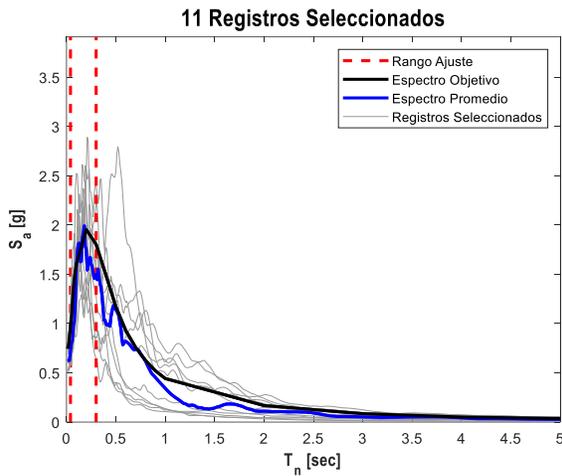


Figura C.9. Registros con menor SSE para SDI 0.20 seg.

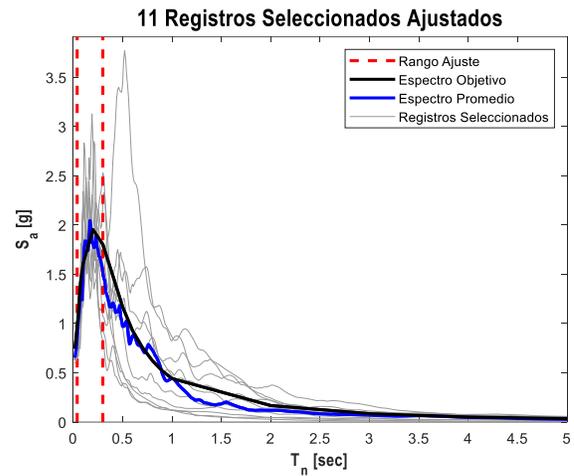


Figura C.10. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SDI 0.20 seg.

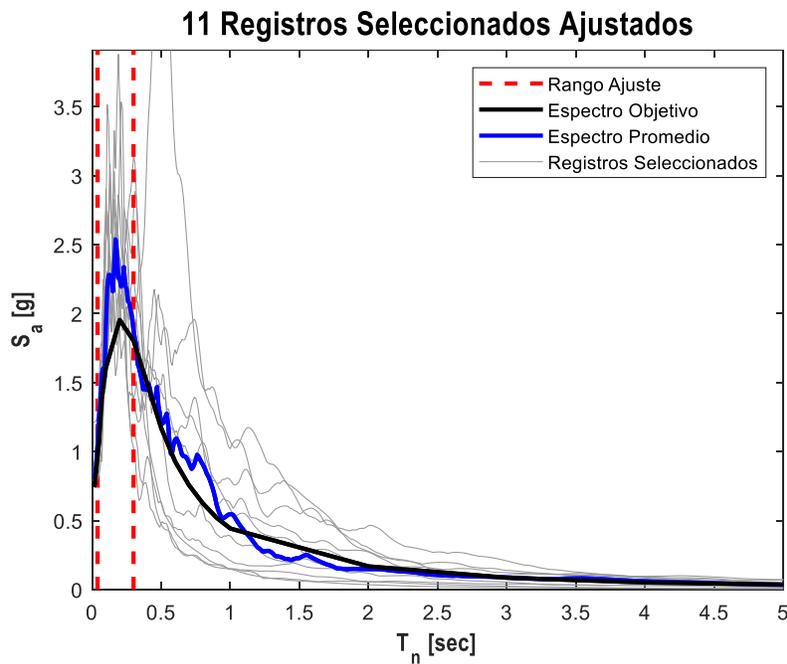


Figura C.11. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SDI y T = 0.20 seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.08 y 1.67. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

○ SMP – T=0.50 seg.

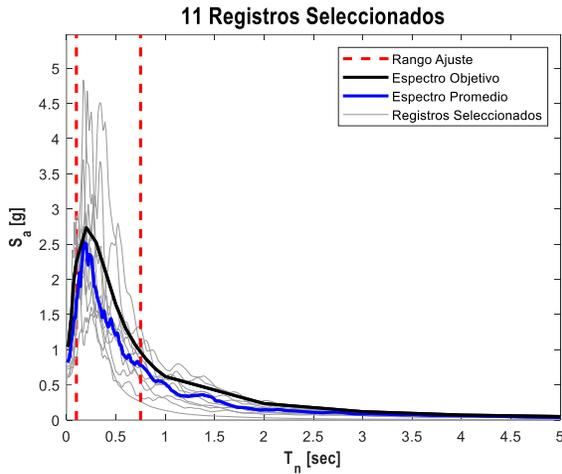


Figura C.12. Registros con menor SSE para SMP 0.50 seg.

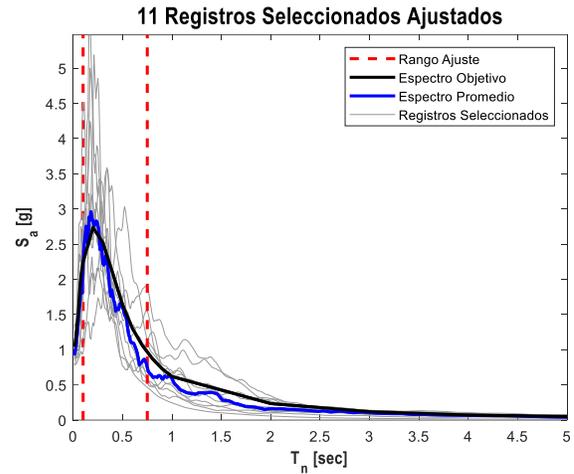


Figura C.13. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SMP 0.50 seg.

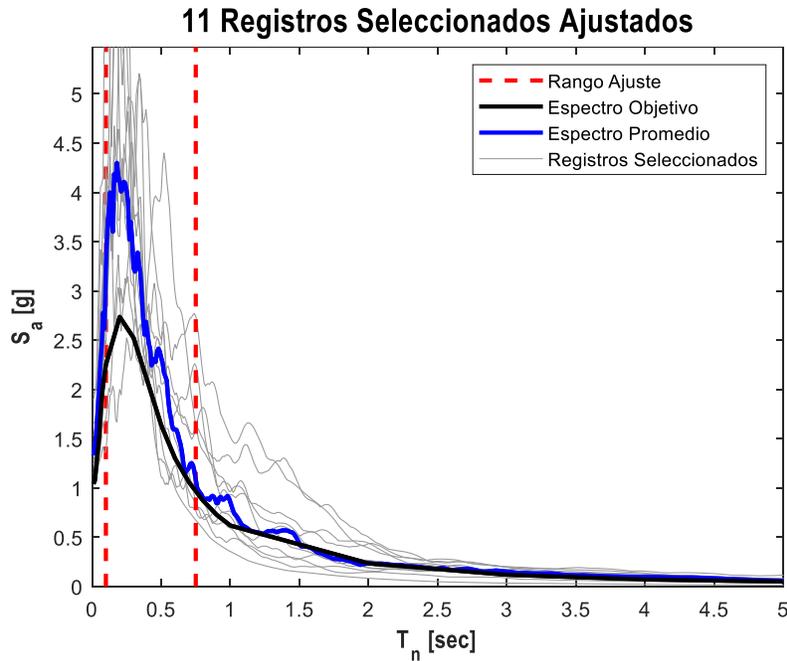


Figura C.14. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y T = 0.50 seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.14 y 2.60. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

○ SMP – T=0.65 seg.

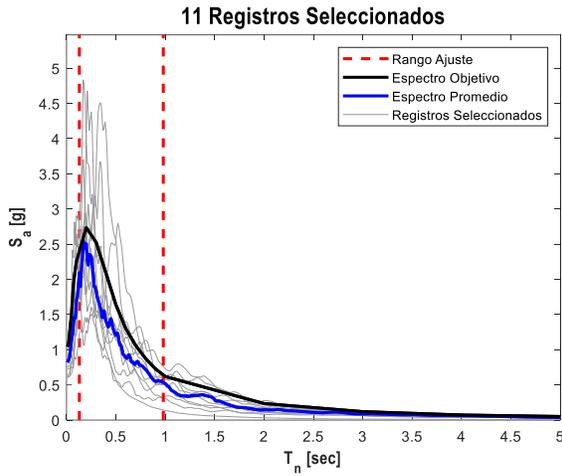


Figura C.15. Registros con menor SSE para SMP 0.65 seg.

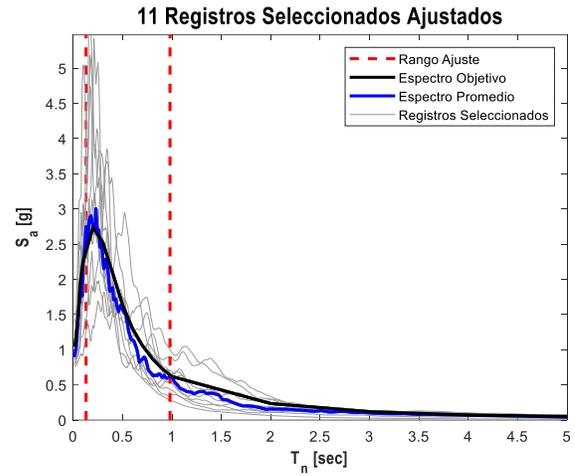


Figura C.16. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SMP 0.65 seg.

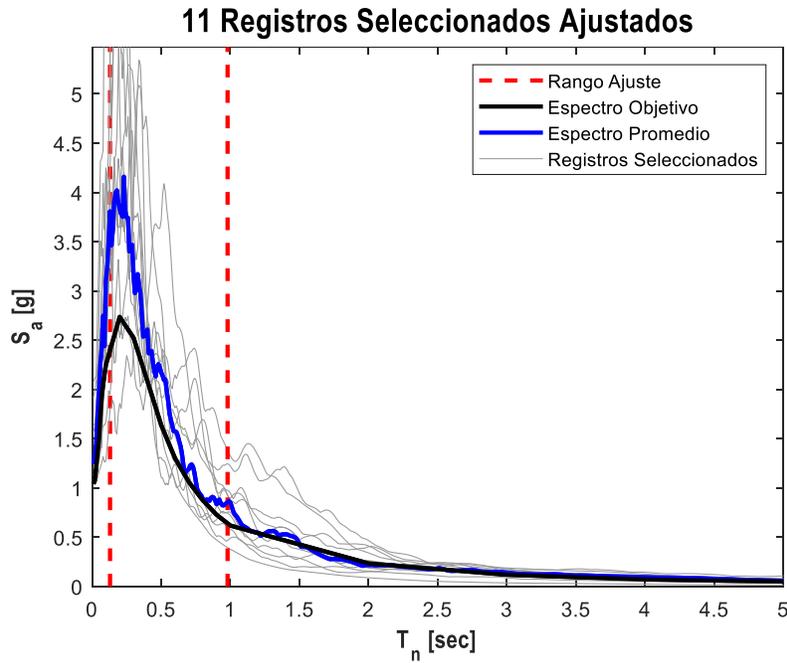


Figura C.17. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y T = 0.65 seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.12 y 2.77. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

○ SMP – T=0.20 seg.

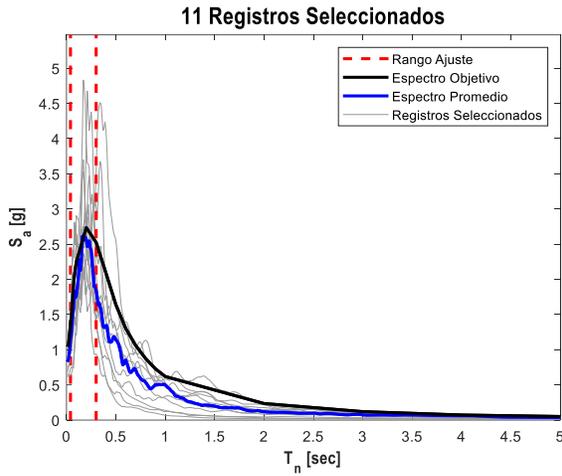


Figura C.18. Registros con menor SSE para SMP 0.20 seg.

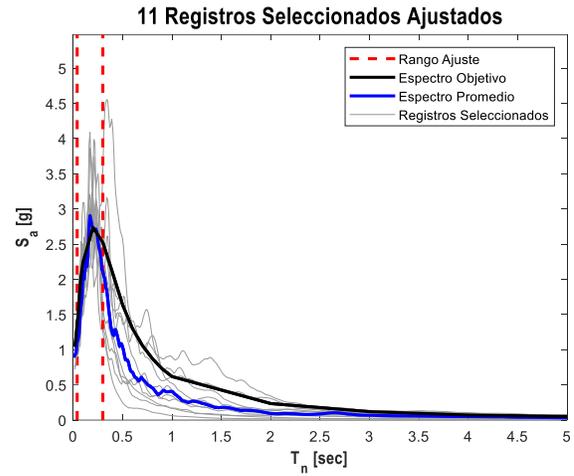


Figura C.19. Registros amplificados por factor de escalamiento 1 para SMP 0.20 seg.

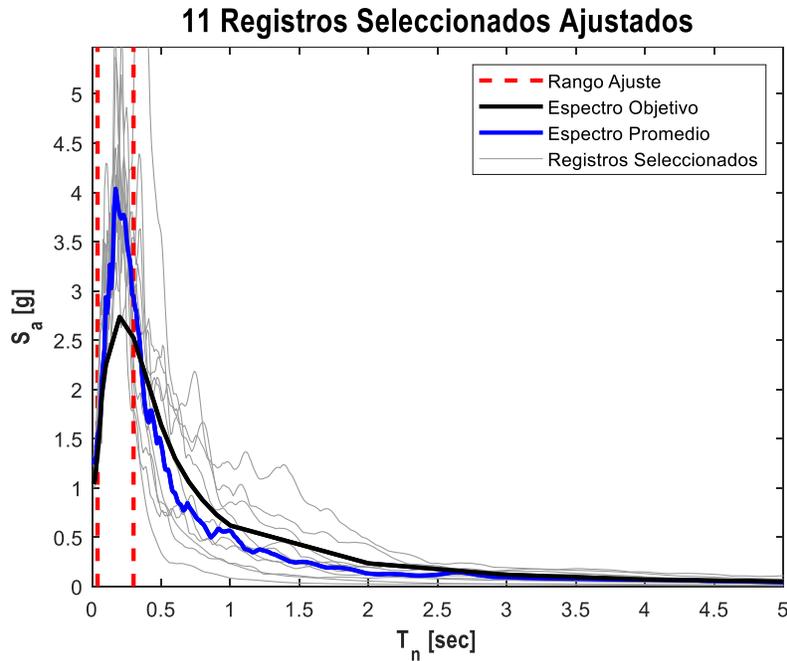


Figura C.20. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y T = 0.20 seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.11 y 1.97. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

ANEXO D. MODELAMIENTO NO LINEAL

Se presentan a continuación las propiedades, disposición y etiquetado de la modelación no lineal de arriostramientos verticales y pernos de anclaje.

D.1 Arriostramientos verticales

El etiquetado y color para identificar a los 116 arriostramientos modelados como elementos no lineales se detalla en la Figura D.1 y en la Figura D.2.

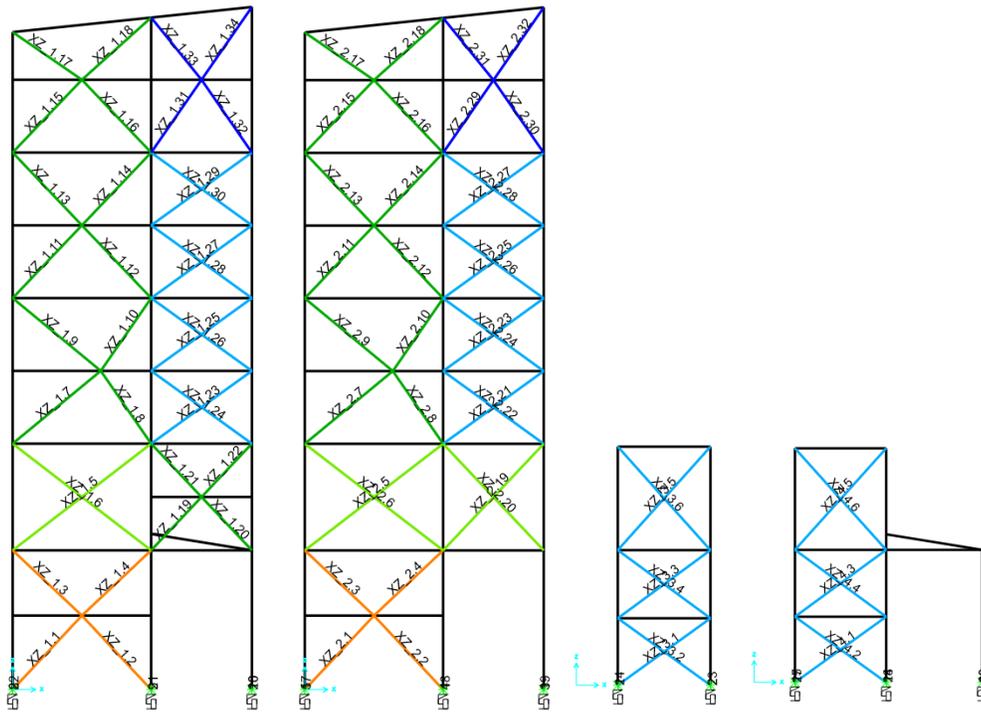


Figura D.1. Etiquetado de arriostramientos verticales de marcos longitudinales. (Dirección X)

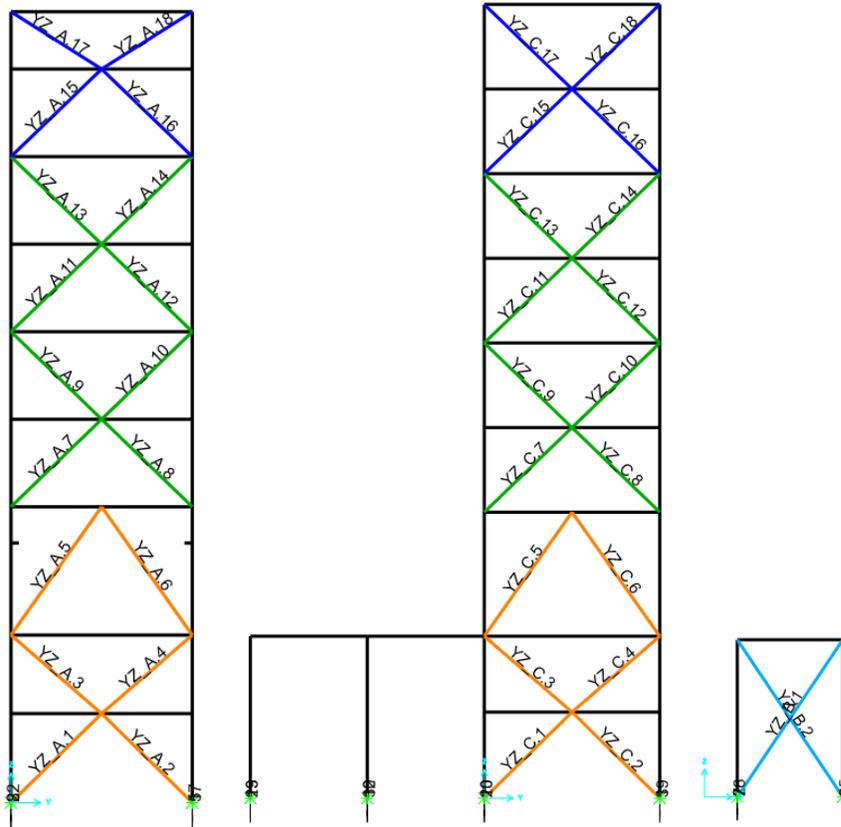


Figura D.2. Etiquetado de arriostramientos verticales de marcos transversales. (Dirección Y)

Se tienen 20 tipos de *Links* definidos tipo MLP con distintas propiedades los cuales se asignan a los 116 arriostramientos modelados como elementos no lineales. La asignación a cada uno de los arriostramientos se detalla en la Figura D.3 y en la Figura D.4.

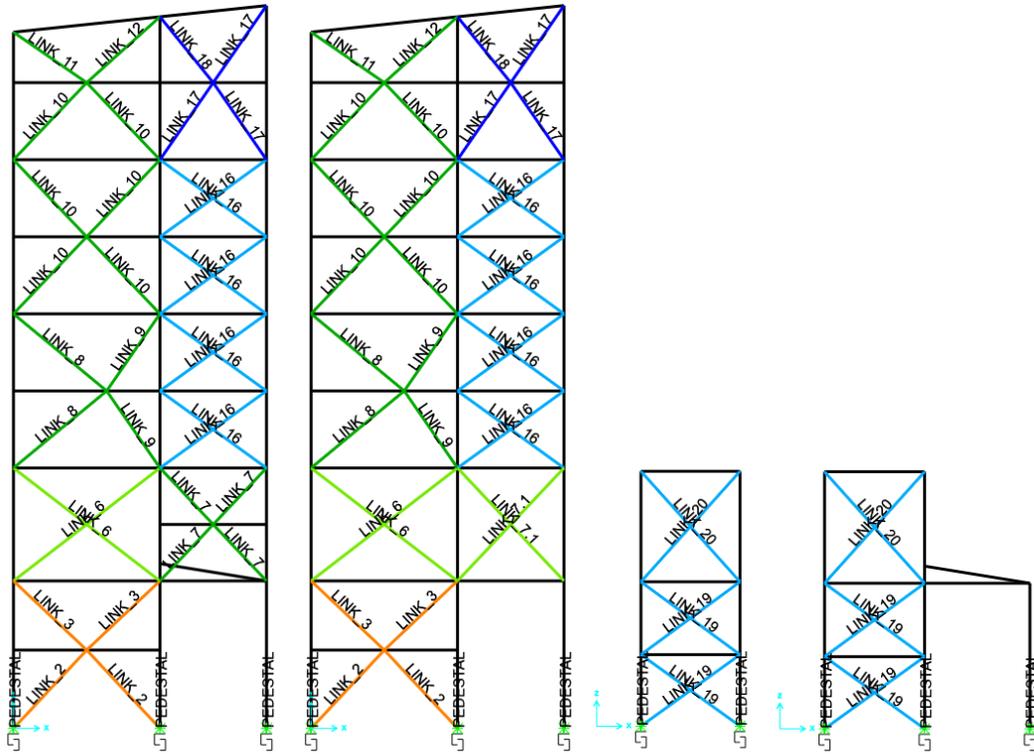


Figura D.3. Asignación de *Links* en arriostramientos verticales de marcos longitudinales. (Dirección X)

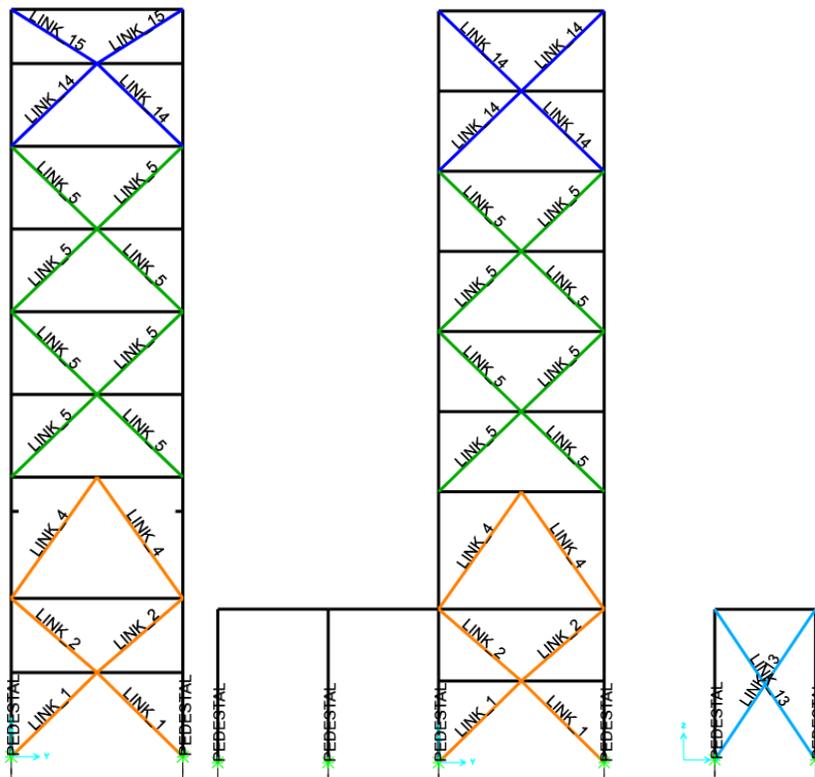


Figura D.4. Asignación de *Links* en arriostramientos verticales de marcos transversales (Dirección Y).

La Tabla D.1 muestra las propiedades de los 20 *Links* definidos para caracterizar a los 116 arriostramientos verticales que componen la estructura.

Tabla D.1. Propiedades de los *Links* tipo MLP definidos para arriostramientos verticales.

<i>Link</i>	L_p (m)	Sección	Δ_c (mm)	Δ_y (mm)	Ocupación inmediata IO		Seguridad de Vida LS		Color
					Δ/Δ_c	Δ/Δ_t	Δ/Δ_c	Δ/Δ_t	
1	3.2	Ind. O 168.3x5	-4.2	5.2	1.5	1.5	7	8	Orange
2	3.0	Ind. O 168.3x5	-4.0	4.9	1.5	1.5	7	8	Orange
3	2.8	Ind. O 168.3x5	-3.8	4.5	1.5	1.5	7	8	Orange
4	4.0	Ind. O 168.3x5	-4.6	6.4	1.5	1.5	7	8	Orange
5	3.3	Ind. O 133x4	-3.7	5.3	1.5	1.5	7	8	Green
6	5.5	X O 133x4	-6.9	8.9	1.5	1.5	7	8	Light Green
7	2.0	Ind. O 133x4	-2.8	3.3	1.5	1.5	7	8	Green
7.1	4.5	X O 133x4	-6.1	7.2	1.5	1.5	7	8	Light Green
8	3.6	Ind. O 133x4	-3.8	5.9	1.5	1.5	7	8	Green
9	2.6	Ind. O 133x4	-3.4	4.2	1.5	1.5	7	8	Green
10	3.1	Ind. O 133x4	-3.6	5.0	1.5	1.5	7	8	Green
11	2.4	Ind. O 133x4	-3.2	3.9	1.5	1.5	7	8	Green
12	2.8	Ind. O 133x4	-3.5	4.5	1.5	1.5	7	8	Green
13	5.6	X O 102X4	-5.8	9.0	1.5	1.5	7	8	Blue
14	3.4	Ind. O 102X4	-2.8	5.4	1.5	1.5	7	8	Blue
15	2.8	Ind. O 102X4	-2.9	4.4	1.5	1.5	7	8	Blue
16	3.8	X O 102X4	-5.0	6.2	1.5	1.5	7	8	Light Blue
17	2.7	Ind. O 102X4	-2.9	4.4	1.5	1.5	7	8	Blue
18	2.4	Ind. O 102X4	-2.8	3.8	1.5	1.5	7	8	Blue
19	3.6	X O 102X4	-4.8	5.8	1.5	1.5	7	8	Light Blue
20	4.6	X O 102X4	-5.5	7.4	1.5	1.5	7	8	Light Blue

La Figura D.5 muestra las curvas monotónicas obtenidas para cada uno de los *Links* definidos.

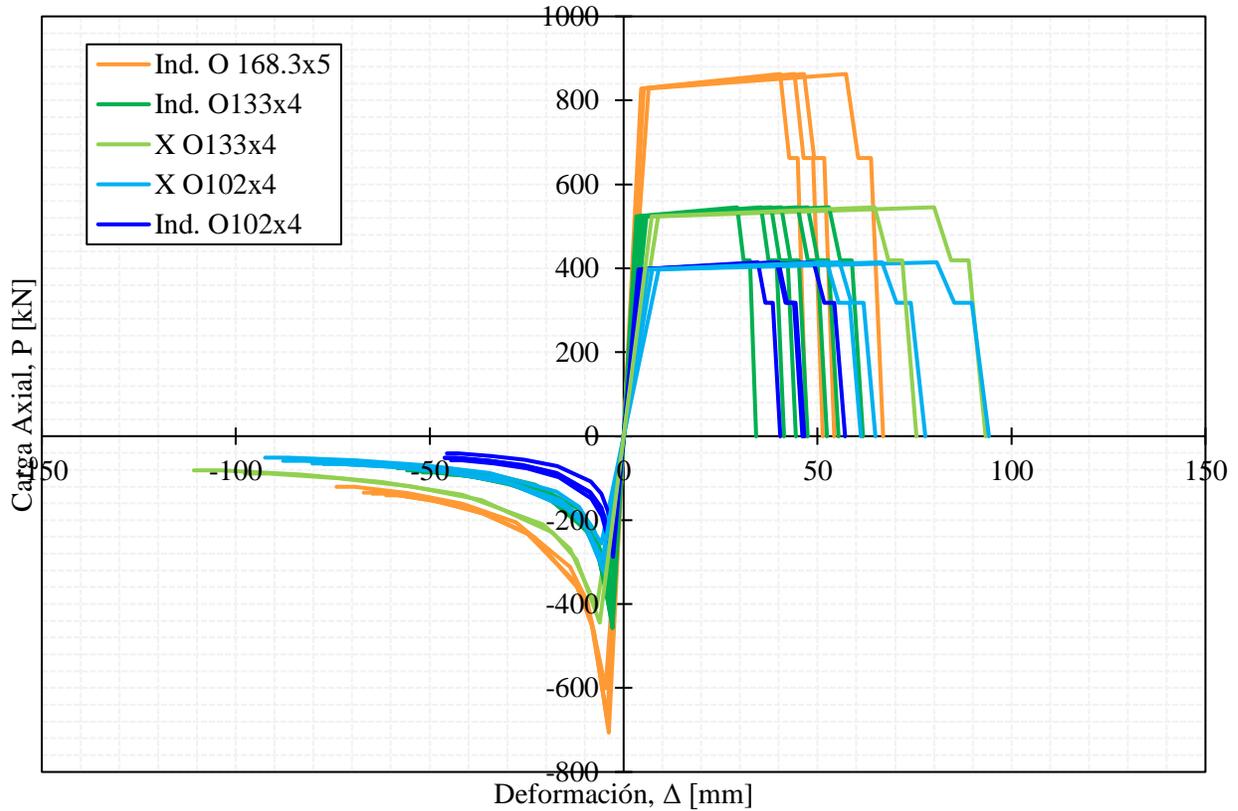


Figura D.5. Curva monotónica de cada *Link* MLP definidos para la modelación de arriostramientos no lineales.

D.2 Pernos de anclaje

Para el anclaje N°1 de las columnas principales con una configuración de 4 pernos de anclaje de diámetro 1 ½” se definió el *Link* “LINK_PERNOS_1” y para el anclaje N°2 de las columnas secundarias con una configuración de 4 pernos de anclaje de diámetro ¾” se definió el *Link* “LINK_PERNOS_2”. La Figura D.6 presenta el etiquetado y disposición de los *Links* tipo MLP a cada uno de los anclajes de la estructura.

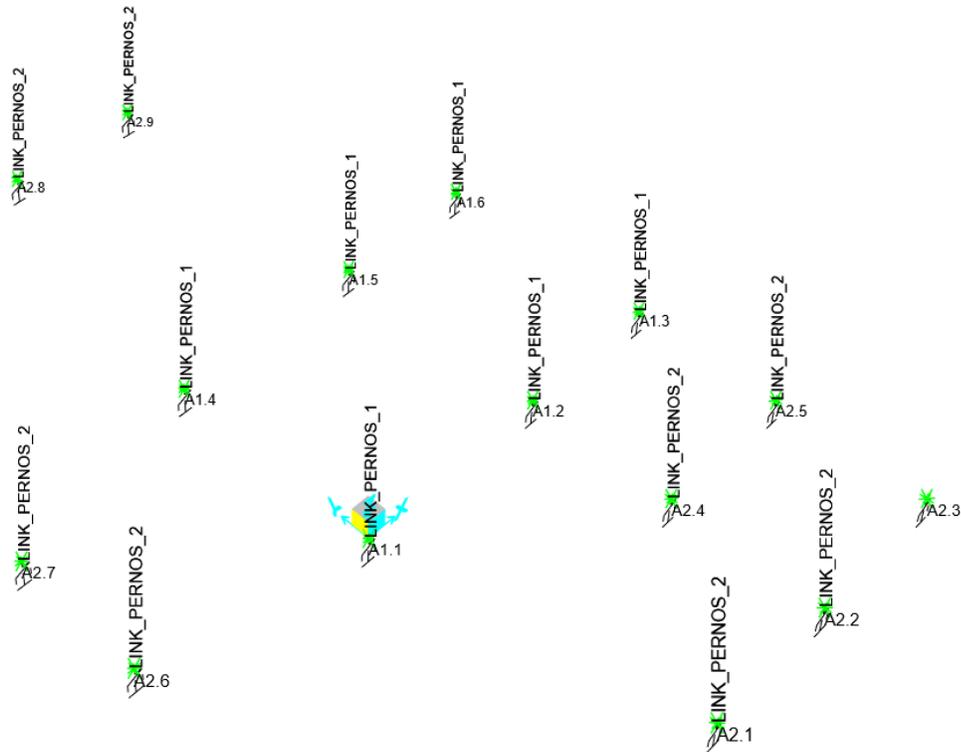


Figura D.6. Etiquetado y disposición de *Links* MLP en pernos de anclaje de la estructura.

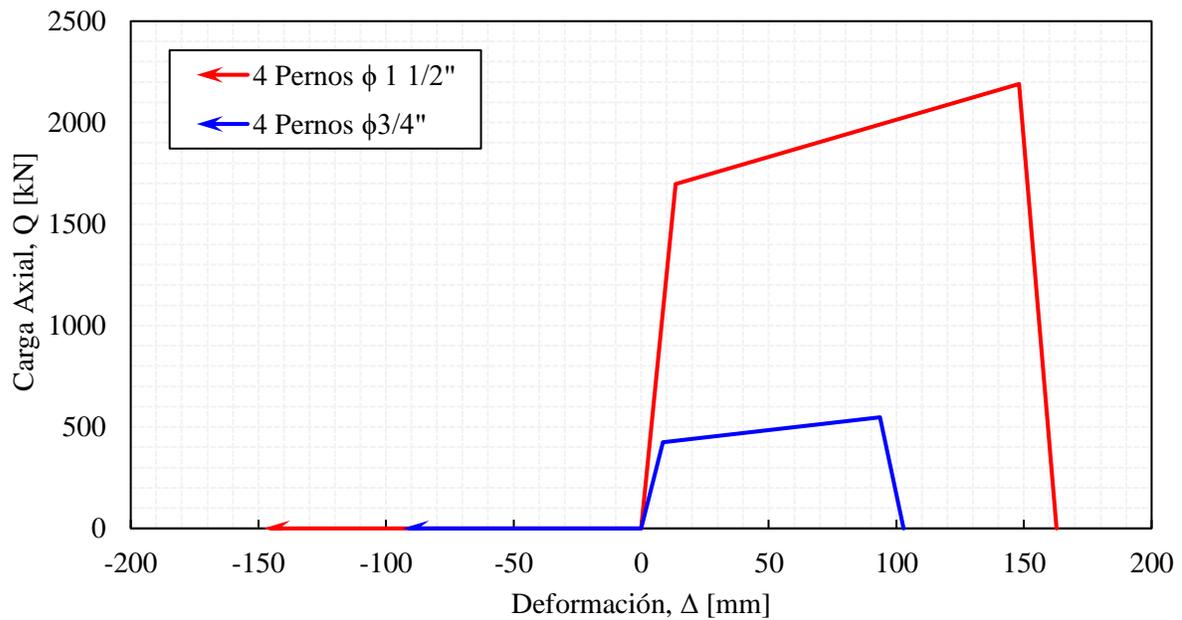
En los pernos de anclaje se define una deformación unitaria de fluencia del 0.19% y una deformación unitaria de rotura del 20%. La Tabla D.2 y la Tabla D.3 presentan las características obtenidas para los grupos de pernos del anclaje N°1 y anclaje N°2 respectivamente. Además, la Figura D.7 presenta las curvas monótonicas resultantes para ambas configuraciones de pernos.

Tabla D.2. Características anclaje N°1 con 4 pernos ϕ 1 ½”.

Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Diámetro nominal perno	d_b	38	mm
Área grupo de pernos	A_s	4560	mm
Largo embebido efectivo	$L_{be}=8*d_b$	305	mm
Largo libre (entre tope pedestal y tope placa de silla)	L_{lib}	435	mm
Largo efectivo	$L=L_{be}+L_{lib}$	740	mm
Rigidez axial pernos de anclaje	$K_s=E*A_s/L_b$	1233629	N/mm
Deformación unitaria de fluencia	Δ_y	1.4	mm
Deformación unitaria de rotura	Δ_u	148	mm

Tabla D.3. Características anclaje N°2 con 4 pernos ϕ 3/4".

Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Diámetro nominal perno	d_b	19	mm
Área grupo de pernos	A_s	1140	mm
Largo embebido efectivo	$L_{be}=8*d_b$	152	mm
Largo libre (entre tope pedestal y tope placa de silla)	L_{lib}	315	mm
Largo efectivo	$L=L_{be}+L_{lib}$	467	mm
Rigidez axial pernos de anclaje	$K_s=E*A_s/L_b$	488147	N/mm
Deformación unitaria de fluencia	Δ_y	0.9	mm
Deformación unitaria de rotura	Δ_u	93	mm

Figura D.7. Curva monótonica de *Links* MLP definidos para la modelación de pernos de anclaje.

ANEXO E. REGISTROS SÍSMICOS

Las siguientes tablas muestran las características de los registros sísmicos resultantes para ambos niveles de amenaza sísmica en estudio para cada periodo de la estructura en cuestión.

Tabla E.1. Características de registros sísmicos en nivel SDI y T=0.20 seg.

N°	Estación	Fecha	Mw	R _{rup} (km)	V _{s30} (m/s)	FEFt	PGA x (g)	PGA y (g)	PGA v (g)
1	CURICO	27-02-2010	8.8	70	623	1.26	0.41	0.47	0.18
2	TALCA	27-02-2010	8.8	58	537	1.25	0.47	0.42	0.22
3	HUALANE	27-02-2010	8.8	47	547	1.47	0.38	0.45	0.38
4	C180	26-09-2015	6.3	117	600	1.09	0.4	0.63	0.25
5	C180	16-09-2015	8.4	80	600	1.22	0.47	0.49	0.22
6	V18A	23-08-2014	6.4	60	492	1.41	0.37	0.37	0.2
7	STGO01S	03-03-1985	7.9	55	481	0.94	0.65	0.51	0.24
8	T13A	03-04-2014	7.6	105	378	1.70	0.38	0.37	0.27
9	POCONCHILEETNA	13-06-2005	7.9	173	511	1.59	0.32	0.39	0.21
10	VALP10S	03-03-1985	7.9	56	587	1.63	0.33	0.4	0.19
11	STGOMAIPU	27-02-2010	8.8	125	386	1.67	0.47	0.55	0.22

Tabla E.2. Características de registros sísmicos en nivel SDI y T=0.50 seg.

N°	Estación	Fecha	Mw	R _{rup} (km)	V _{s30} (m/s)	FEFt	PGA x (g)	PGA y (g)	PGA v (g)
1	CURICO	27-02-2010	8.8	70	623	1.31	0.41	0.47	0.18
2	TALCA	27-02-2010	8.8	58	537	1.28	0.47	0.42	0.22
3	HUALANE	27-02-2010	8.8	47	547	1.31	0.38	0.45	0.38
4	STGO01S	03-03-1985	7.9	55	481	1.01	0.65	0.51	0.24
5	C180	26-09-2015	6.3	117	600	1.63	0.4	0.63	0.25
6	RANC02S	03-03-1985	7.9	73	666	1.89	0.3	0.32	0.11
7	T13A	03-04-2014	7.6	105	378	1.71	0.38	0.37	0.27
8	V18A	23-08-2014	6.4	60	492	1.97	0.37	0.37	0.2
9	VALP10S	03-03-1985	7.9	56	587	2.08	0.33	0.4	0.19
10	STGOPENALOLEN	27-02-2010	8.8	137	379	1.88	0.29	0.29	0.26
11	MEJILLONESPUERTO	16-12-2007	6.7	30	546	1.99	0.39	0.47	0.24

Tabla E.3. Características de registros sísmicos en nivel SDI y T=0.65 seg.

N°	Estación	Fecha	Mw	R _{rup} (km)	V _{s30} (m/s)	FEFt	PGA x (g)	PGA y (g)	PGA v (g)
1	CURICO	27-02-2010	8.8	70	623	1.20	0.41	0.47	0.18
2	TALCA	27-02-2010	8.8	58	537	1.18	0.47	0.42	0.22
3	STGO01S	03-03-1985	7.9	55	481	0.93	0.65	0.51	0.24
4	HUALANE	27-02-2010	8.8	47	547	1.13	0.38	0.45	0.38
5	C180	26-09-2015	6.3	117	600	1.71	0.4	0.63	0.25
6	RANC02S	03-03-1985	7.9	73	666	1.70	0.3	0.32	0.11
7	T13A	03-04-2014	7.6	105	378	1.59	0.38	0.37	0.27
8	STGOPENALOLEN	27-02-2010	8.8	137	379	1.67	0.29	0.29	0.26
9	VALP10S	03-03-1985	7.9	56	587	2.08	0.33	0.4	0.19
10	MEJILLONESPUERTO	16-12-2007	6.7	30	546	1.89	0.39	0.47	0.24
11	GO07	25-12-2016	7.6	52	354	1.70	0.27	0.34	0.2

Tabla E.4. Características de registros sísmicos en nivel SMP y T=0.20 seg.

N°	Estación	Fecha	Mw	R _{rup} (km)	V _{s30} (m/s)	FEFt	PGA x (g)	PGA y (g)	PGA v (g)
1	STGO01S	03-03-1985	7.9	55	481	1.47	0.65	0.51	0.24
2	C110	16-09-2015	8.4	61	626	1.20	0.82	0.7	0.43
3	VALP11S	03-03-1985	7.9	57	382	1.40	0.72	0.7	0.4
4	PICA	10-09-2008	6	41	492	1.26	0.56	0.61	0.41
5	T03A	01-04-2014	8.2	39	613	1.54	0.55	0.6	0.2
6	C180	26-09-2015	6.3	117	600	1.70	0.4	0.63	0.25
7	C180	16-09-2015	8.4	80	600	1.92	0.47	0.49	0.22
8	TALCA	27-02-2010	8.8	58	537	1.96	0.47	0.42	0.22
9	CURICO	27-02-2010	8.8	70	623	1.97	0.41	0.47	0.18
10	PICA	13-06-2005	7.9	92	492	1.11	0.72	0.55	0.76
11	ANGOL	27-02-2010	8.8	56	355	1.11	0.68	0.88	0.26

Tabla E.5. Características de registros sísmicos en nivel SMP y T=0.50 seg.

N°	Estación	Fecha	Mw	R _{rup} (km)	V _{s30} (m/s)	FEFt	PGA x (g)	PGA y (g)	PGA v (g)
1	STGO01S	03-03-1985	7.9	55	481	1.60	0.65	0.51	0.24
2	C11O	16-09-2015	8.4	61	626	1.42	0.82	0.7	0.43
3	ANGOL	27-02-2010	8.8	56	355	1.50	0.68	0.88	0.26
4	CURICO	27-02-2010	8.8	70	623	2.08	0.41	0.47	0.18
5	TALCA	27-02-2010	8.8	58	537	2.03	0.47	0.42	0.22
6	PICA	13-06-2005	7.9	92	492	1.61	0.72	0.55	0.76
7	C18O	26-09-2015	6.3	117	600	2.60	0.4	0.63	0.25
8	HUALANE	27-02-2010	8.8	47	547	2.08	0.38	0.45	0.38
9	T03A	01-04-2014	8.2	39	613	2.31	0.55	0.6	0.2
10	STGOMAIPU	27-02-2010	8.8	125	386	1.57	0.47	0.55	0.22
11	VALP11S	03-03-1985	7.9	57	382	1.14	0.72	0.7	0.4

Tabla E.6. Características de registros sísmicos en nivel SMP y T=0.65 seg.

N°	Estación	Fecha	Mw	R _{rup} (km)	V _{s30} (m/s)	FEFt	PGA x (g)	PGA y (g)	PGA v (g)
1	STGO01S	03-03-1985	7.9	55	481	1.49	0.65	0.51	0.24
2	C11O	16-09-2015	8.4	61	626	1.45	0.82	0.7	0.43
3	ANGOL	27-02-2010	8.8	56	355	1.49	0.68	0.88	0.26
4	CURICO	27-02-2010	8.8	70	623	1.94	0.41	0.47	0.18
5	TALCA	27-02-2010	8.8	58	537	1.90	0.47	0.42	0.22
6	PICA	13-06-2005	7.9	92	492	1.61	0.72	0.55	0.76
7	HUALANE	27-02-2010	8.8	47	547	1.82	0.38	0.45	0.38
8	C18O	26-09-2015	6.3	117	600	2.77	0.4	0.63	0.25
9	T03A	01-04-2014	8.2	39	613	2.34	0.55	0.6	0.2
10	STGOMAIPU	27-02-2010	8.8	125	386	1.46	0.47	0.55	0.22
11	VALP11S	03-03-1985	7.9	57	382	1.13	0.72	0.7	0.4

Todos los registros sísmicos tienen un mecanismo focal interplaca, a excepción de los registros asociados a la estación “PICA” y “POCONCHILEETNA” que tienen un mecanismo focal intraplaca.

ANEXO F. CONEXIONES Y DESBALANCE PLÁSTICO

F.1 Conexiones

El detallamiento de las conexiones se presenta a continuación en las siguientes figuras. Cabe destacar que la longitud de la rótula plástica se indica en la plancha *gusset* con líneas rojas. Para las planchas se utilizó acero ASTM A36 y para los pernos de anclaje acero de calidad A325N.

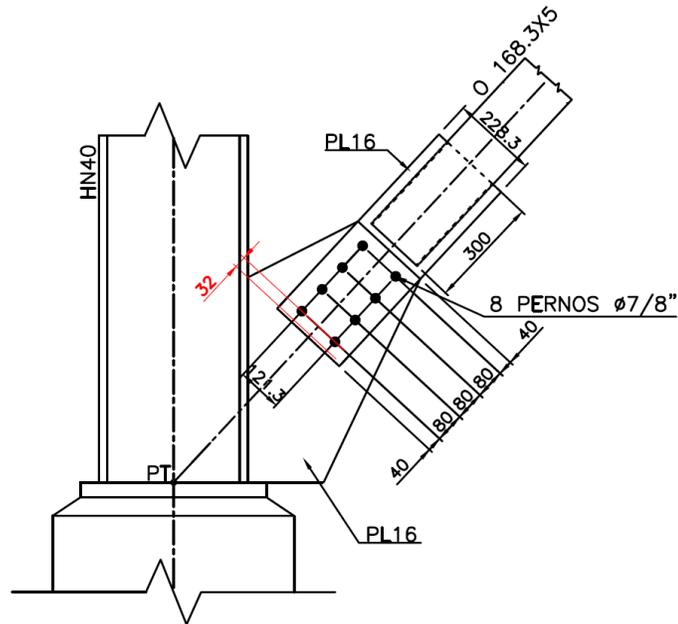


Figura F.1. Detalle conexión perfil O168.3x5 en placa base.

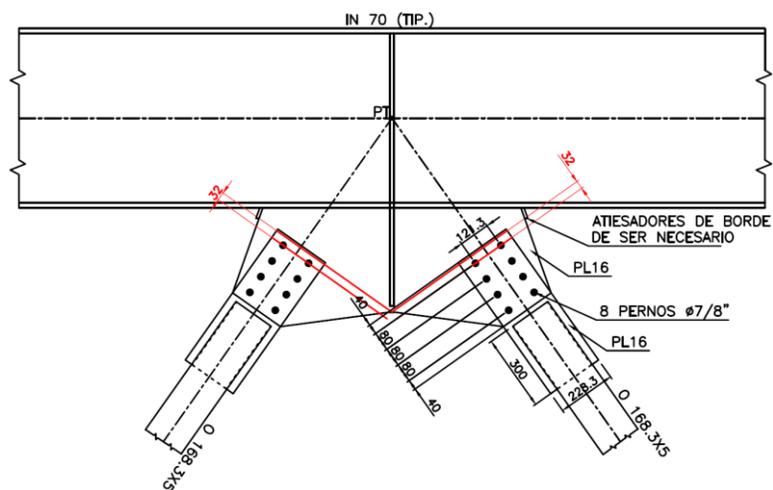


Figura F.2. Detalle conexión perfil O168.3x5 en disposición Chevron.

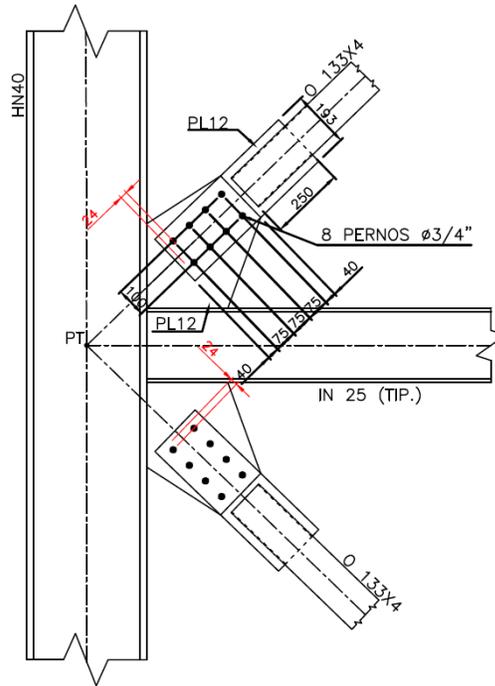


Figura F.3. Detalle conexión perfil O133x4 en disposición X.

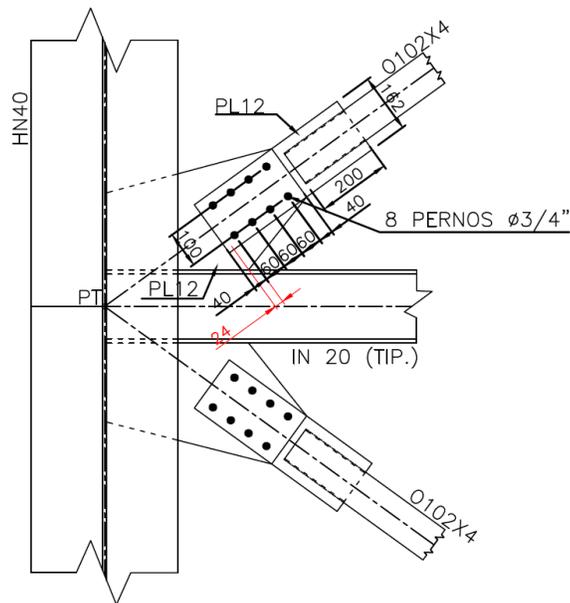


Figura F.4. Detalle conexión perfil O102x4 en disposición X.

F.2 Desbalance plástico

La norma NCh2369 2023 establece en la sección 8.6.7 que las vigas o puntales horizontales de sistemas arriostrados se deben diseñar suponiendo que las diagonales comprimidas presentan su capacidad residual y las diagonales traccionadas presentan su capacidad esperada. Además la tracción en las diagonales no necesita ser mayor a las combinaciones en las cuales el sismo se ha amplificado por $0.7R_1 \geq 1.0$. En la Figura F.5 y en la Figura F.6 se muestra de manera gráfica el procedimiento para marco con arriostramientos en disposición X y marcos con arriostramientos en disposición V o V invertida, respectivamente.

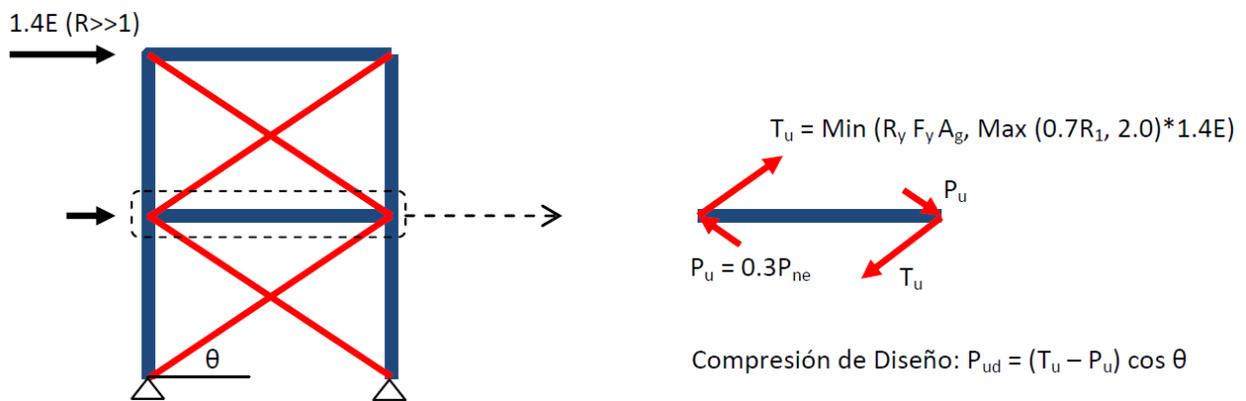


Figura F.5. Equilibrio plástico (LRFD) sobre una viga puntal en configuración X. (Fuente: Peña C, Urzúa C, 2019)

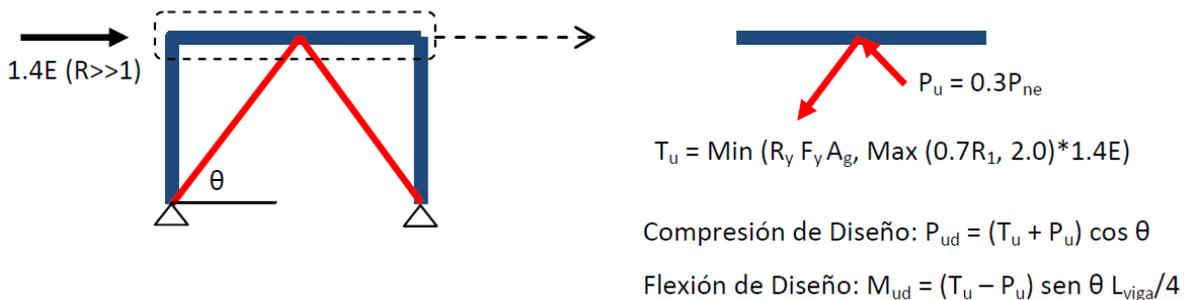


Figura F.6. Equilibrio plástico (LRFD) sobre una viga puntal en configuración V o V invertida. (Fuente: Peña C, Urzúa C, 2019)

Obteniendo la compresión de diseño a partir del equilibrio, se debe obtener la resultante de momento y corte estático para la combinación $1.2D+0.25L$ para luego verificar la viga a partir de las disposiciones del código AISC 360-10 (AISC, 2010b).

Cabe destacar que, para el caso de la configuración en V o V invertida, surge una componente vertical del equilibrio ($P_{uy} = (T_u - P_u) \text{sen}(\theta)$), generando un corte y momento sísmico que se debe agregar a las

componentes estáticas. Adicionalmente, la viga en esta configuración se debe diseñar para resistir una carga transversal (fuera del plano) ubicada en el punto de unión con la diagonal, igual al 2% de la capacidad esperada en compresión del arriostramiento.

A continuación, la Figura F.7 muestran las vigas puntales y su nomenclatura para el marco transversal más desfavorable en dirección Y, y el marco longitudinal más desfavorable en dirección X, respectivamente.

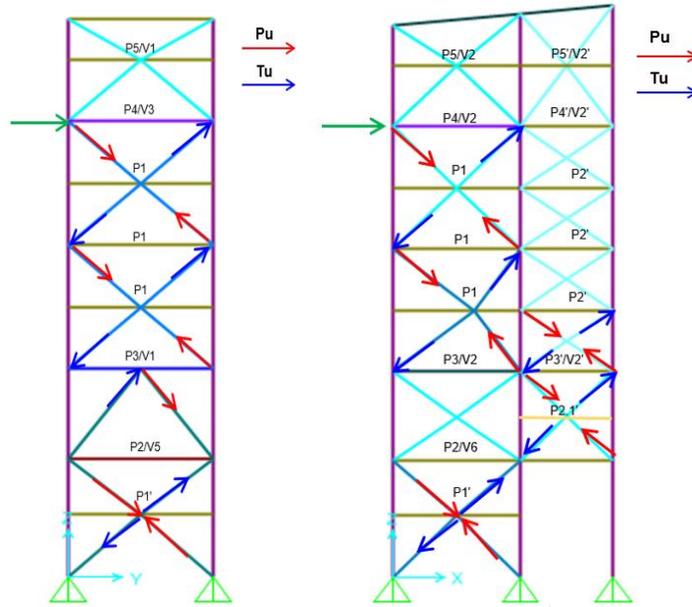


Figura F.7. Nomenclatura de vigas puntales en marco transversal (izq) y marco longitudinal (der).

La Tabla F.1 y la Tabla F.2 presentan las solicitaciones de diseño junto con el factor de utilización obtenidos para cada puntal de compresión.

Tabla F.1. Solicitaciones de diseño y factores de utilización en puntales marco transversal más desfavorable.

N°	Perfil	P _u (kN)	M _x (kN-m)	V (kN)	FU
P1	IN 25x46,6	303	3	2	0.49
P1'	IN 25x46,6	288	54	18	0.86
P2/V5	IN 45x70,5	329	147	81	0.51
P2/V5'	IN 20x35,2	89	16	17	0.57
P3/V1	IN 70x136	248	887	320	0.99
P4/V3	IN 70x159	210	389	154	0.37
P4/V3'	IN 20x35,2	201	21	22	0.57
P5/V1	IN 25x46,6	75	132	47	0.97

Tabla F.2. Solicitaciones de diseño y factores de utilización en puntales marco longitudinal más desfavorable.

N°	Perfil	P _u (kN)	M _x (kN-m)	V (kN)	FU
P1'	IN 25x46,6	314	71	26	0.96
P1	IN 25x46,6	311	12	5	0.45
P2.1	IN 25x46,6	157	30	15	0.31
P2'	IN 20x35,2	173	15	18	0.49
P2/V6	IN 20x35,2	266	8	8	0.41
P3/V2	IN 45x64,4	262	55	33	0.26
P3'/V2'	IN 20x35,2	165	4	3	0.14
P4/V2	IN 70x159	170	324	133	0.30
P4'/V2'	IN 20x35,2	93	2	2	0.08
P5/V2	IN 25x46,6	55	140	54	0.95
P5'/V2'	IN 20x35,2	28	74	39	0.90

Se aprecia que hay vigas que quedan controladas por el desbalance plástico, por ejemplo, se destaca la viga Chevron (P3/V1) quedando a un 99% de utilización con un perfil IN70x136, lo cual se condice con los requerimientos de diseño más exigentes para la disposición de arriostamiento en V o V invertida.

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

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Sebastián Benjamín González Olivares
Título de la memoria : Evaluación del desempeño sísmico de edificio industrial auxiliar filtrante diseñado según la norma NCh2369 2023.
Fecha de la presentación oral : 27 de marzo de 2024.

Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva Muñoz
Profesor(es) Revisor(es) : Víctor Aguilar Vidal
Profesor(es) Externos(es) : Miguel Medalla y Cristian Urzúa
Concepto :
Calificación :

Resumen

La norma NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” tiene como objetivo primordial la protección de la vida y la continuidad de operación en la industria dotando a las estructuras de una considerable sobrerresistencia y una ductilidad moderada.

Luego del terremoto de Maule en el año 2010, se identificaron falencias en la norma, lo que, sumado al avance del conocimientos y mejores herramientas de análisis, impulsó una actualización de la normativa.

El objetivo principal de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de un edificio industrial “Auxiliar Filtrante”, el cual está estructurado en base a marcos arriostrados concéntricamente (MAC). Se diseñó según las disposiciones de la norma NCh2369 2023 y un análisis no lineal tiempo-historia en dos niveles de demanda sísmica: Nivel de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo probable (SMP), considerando la no linealidad de pernos de anclaje y arriostramientos.

El edificio diseñado resultó con un sobredimensionamiento de sus elementos estructurales. Los pernos de anclaje se diseñan considerando el anclaje más solicitado, práctica común en el diseño industrial. Del análisis no lineal se evidencia que la estructura trabaja en su rango de sobrerresistencia utilizando muy poco de ductilidad a través de los elementos definidos como fusibles sísmicos.