



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA APLICACIÓN DE LA NORMA SÍSMICA
CHILENA NCh2369 EN ESTUDIO VS. LA VERSIÓN OFICIAL PUBLICADA EN EL
AÑO 2003 APLICADO A UN EDIFICIO DE CHANCADO DE PEBBLES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

FERNANDA SIRONVALLE NAVARRETE

**PROFESORA GUÍA:
ELIZABETH PARRA HENRÍQUEZ**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
ALEJANDRO VERDUGO PALMA
JOSÉ MIGUEL CANCINO MONTES**

**SANTIAGO DE CHILE
2022**

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL.**

POR: FERNANDA SIRONVALLE NAVARRETE

FECHA: 2022

PROFESORA GUÍA: ELIZABETH PARRA
HENRIQUEZ

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA APLICACIÓN DE LA NORMA SÍSMICA CHILE
NCh2369 EN ESTUDIO VS. LA VERSIÓN PUBLICADA EN EL AÑO 2003 APLICADO A
EDIFICIO DE CHANCADO DE PEBBLES**

En Chile las normas que abarcan el diseño sismorresistente son la norma NCh433 Of1996 Mod2009 “Diseño sísmico de edificios”, la norma NCh2369 Of2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” y la norma NCh2745 Of2013 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica”. En esta memoria se realiza un trabajo enfocado en el análisis de las modificaciones propuestas a la norma NCh2369.Of2003, norma que está finalizando el proceso de actualización.

En el medio técnico de la ingeniería surge la necesidad de actualizar la norma NCh2369 y poder incluir la experiencia del comportamiento de las estructuras industriales frente a grandes sismos ocurridos posterior a la fecha de oficialización de la norma, y también actualizar respecto al avance del conocimiento. La información de registros sísmicos utilizados para generar las actualizaciones en esta norma son registros tomados en territorio nacional de los siguientes sismos: Valparaíso 1985 (Mw=7.9), Sur del Perú 2001 (Mw=8.4), Tarapacá 2005 (Mw=7.8), Tocopilla 2007 (Mw=7.7), Maule 2010 (Mw=8.8), Iquique 2014 (Mw=8.1) y Coquimbo 2015 (Mw=8.2).

Esta memoria tiene por objetivo establecer cuáles son las modificaciones propuestas al documento normativo y posterior a la identificación de estas modificaciones aplicarlas a una estructura diseñada cumpliendo con los criterios de la normativa oficial, con el objetivo cumplir con las nuevas especificaciones propuestas.

Para llevar a cabo el desarrollo de este trabajo se realizó un estudio de la norma oficial y del documento de proyecto de norma emitido por el comité con fecha de junio de 2022, y posteriormente evaluar estas especificaciones establecidas en el diseño de un “Edificio de Chancado de Pebbles” en fase de Ingeniería de Detalle.

Al realizar las modificaciones se obtienen incrementos en las demandas generales a los cuales se ve sometida la estructura, y también en elementos puntuales sobre los cuales se aplican aumentos de demandas específicos según indica el proyecto de norma, para poder proteger la estructura de fallas específicas, y tener un comportamiento óptimo para cumplir con los objetivos principales de este proyecto normativo, de protección a la vida y la continuidad de operación de la industria.

*A mis padres y hermano,
quienes siempre han sido un apoyo
incondicional, los adoro con mi
vida.*

Agradecimientos

En primer lugar, agradecer a mis padres, Isabel y Marcelo, y a mi hermano, Marcelo, por apoyarme incondicionalmente siempre en todo y haber estado a mi lado en los buenos y malos momentos. Gracias por siempre alentarme a ponerme metas y cumplirlas, por acompañarme en todo momento, por hacer nuestro hogar un lugar seguro, donde siempre ha sido grato llegar. Gracias por darme mi espacio para estudiar, y respetar mis procesos, y gracias también por haber entendido cuando lo que necesité era descansar. Nuevamente a mi hermano, y también a mi cuñada, Tracy, quien se la ha jugado con todo por la familia, y que muchas veces con sus grandes actos de amabilidad y preocupación, ha permitido que pueda soltar un poco y preocuparme y enfocarme en terminar este trabajo.

Agradecer enormemente a la vida y sus distintas circunstancias que me llevaron a llegar a rugby, en donde he conocido grandes amigas y amigos que me han acompañado en todo el proceso universitario, ha sido un espacio de recreación y distensión necesario para poder atravesar todo este proceso. Gracias al deporte en sí mismo, por educarme en lo que respecta al trabajo en equipo, la perseverancia y el respeto. Y, sobre todo, agradecer al rugby por permitirme coincidir con Fabián, a quien le agradezco infinito todo lo que ha hecho por mí, por haberme dado el ánimo que tanto necesité en los momentos donde pensé que no era capaz de terminar este trabajo, por acompañarme y entenderme cuando el cansancio era superior, gracias por tanto amor, has sido fundamental en el cierre de este proceso. En ti tengo un gran compañero y lograremos grandes cosas, gracias por tanta paciencia siempre. Tim.

A mi tío Jano y tío Rubén, dos personas que han sido muy importantes en mi vida, que me han enseñado mucho con su presencia en mi vida, que me han querido en todos los momentos y que cada vez que nos vemos me recuerdan lo importante que somos los unos a los otros. Los quiero mucho y gracias por siempre darme ánimos y amor. También agradecer a toda mi familia, a mis primos, primas, tías, tíos, sobrinas, sobrinos y abuelita, quienes siempre han creído en mí, y me han ofrecido toda su ayuda en todos los ámbitos posibles. No puedo dejar de mencionar a Felipe quien siempre ha estado a la altura de todo el cariño y admiración que le tengo, gracias por orientarme en lo académico y por siempre tener toda la disposición a ayudarme.

Agradecer enormemente a Constanza y Matías, dos grandes amigos con quienes compartí todo el proceso universitario, gracias por hacer de la universidad un lugar bonito, por todas las horas de estudio juntos, las salidas, el apoyo incondicional. También agradecer a Pinky y Valentina, por haberse quedado junto a mi luego de 14 años de amistad, gracias por ser una constante en mi vida, las quiero para siempre.

No puedo dejar de mencionar a quien nunca podrá leer este texto y quien nunca podrá volver a decirme lo orgullosa que está de mí, pero a pesar de no poder volver a escucharlo, tengo completa certeza que sea donde estés, en el plano que sea, estás completamente orgullosa de mi hermano y de mí, gracias por siempre haber sido mi fan número 1, y la principal difusora de nuestros logros, por pequeños que fueran. Gracias por acompañarme siempre Lely, te extraño siempre.

Por último, agradecer a mi profesora guía, Elizabeth Parra y a los profesores de la comisión, por su disposición a ayudarme y responder mis dudas, gracias por darse el tiempo de enseñarme.

Tabla De Contenido

1	Introducción	1
1.1	Introducción general	1
1.2	Objetivos.....	2
1.2.1	Objetivo general	2
1.2.2	Objetivos específicos.....	2
1.3	Metodología.....	2
2	Marco teórico	4
2.1	Comparación del Capítulo 1: “Alcance y campo de aplicación”	4
2.2	Comparación del Capítulo 2: “Referencias normativas”	4
2.3	Comparación del Capítulo 3: “Términos, definiciones y simbología”	5
2.4	Comparación del Capítulo 4: “Disposiciones de aplicación general”	5
2.5	Comparación del Capítulo 5: “Análisis Sísmico”	9
2.6	Comparación del Capítulo 6: “Desplazamiento debido a la acción sísmica”	60
2.7	Comparación del Capítulo 7: “Elementos secundarios y equipos montados sobre estructuras”	62
2.8	Comparación del Capítulo 8: “Disposiciones especiales para estructuras de acero”	66
2.9	Comparación del Capítulo 9: “Disposiciones especiales para estructuras de hormigón”	92
2.10	Comparación del Capítulo 10: “Disposiciones sobre fundaciones”	93
2.11	Comparación del Capítulo 11: “Estanques, chimeneas y equipos generales”	95
2.12	Comparación del capítulo 12: “Estructuras específicas”	102
2.13	Comparación del capítulo 13 “Estructuras marítimas de tipo muelle transparente”	105
2.14	Comparación del capítulo 14: “Sistemas de generación y transmisión de energía eléctrica”	106
3	Aplicación de modificación normativa.....	108
3.1	Descripción de la estructura	108
3.2	Verificación de desplazamientos	111
3.3	Modificaciones generales aplicadas	115
3.3.1	Combinaciones de carga.....	115
3.3.2	Espectros de diseño	118

3.4	Modificaciones capítulo 8: “Disposiciones para estructuras de Acero”.....	121
3.4.1	Capacidad Columnas.....	121
3.4.2	Esfuerzo en base de Columnas.....	123
3.4.3	Resistencia puntales horizontales.....	129
3.5	Comparación resultados generales	134
3.6	Exclusiones del estudio	137
4	Comentarios y Conclusiones	139
5	Bibliografía	143
	ANEXOS	144
	ANEXO A: Desplazamientos Sísmicos.....	144
	ANEXO B: Combinaciones de cargas con estado de carga sísmica horizontal amplificada.....	152
	ANEXO C: Vigas o puntales horizontales evaluados.....	155
	ANEXO D: Equilibrio nodos para evaluación de vigas o puntales horizontales	162

Índice de Tablas

Tabla 1: Comparación de clasificación de estructuras y coeficiente de importancia	6
Tabla 2: Comparación Capítulo 5 "Análisis Sísmico"	9
Tabla 3: Espectros de diseño horizontal	55
Tabla 4: Valor del parámetro S que depende del tipo de suelo.....	57
Tabla 5: Parámetros zona sísmica 2 y suelo tipo B/ II.....	57
Tabla 6: Fuerzas sísmicas según sistema NCh2369.Of2003	64
Tabla 7: Fuerzas sísmicas según sistema prNCh2369-abr2022.....	65
Tabla 8: Comparación Capítulo 8 "Disposiciones para estructuras de acero".....	66
Tabla 9: Parámetros de diseño Estanques cilíndricos verticales de acero apoyados en el suelo	97
.....	
Tabla 10: Parámetros de diseño Estanques de Hormigón Armado.....	98
Tabla 11: Características Chanado de Pebbles	110
Tabla 12: Parámetros para construcción de espectro de referencia	111
Tabla 13: Aumento desplazamientos sísmicos	114
Tabla 14: Combinaciones de carga	115
Tabla 15: Combinaciones de carga	116
Tabla 16: Columnas con $FU > 1$	121
Tabla 17: Reacciones basales Originales, NCh2369 Of23003	124
Tabla 18: Reacciones Basales Modificadas	126
Tabla 19: Comparación reacciones horizontales	128
Tabla 20: Valores máximos y mínimos	129
Tabla 21: Verificación Vigas	131
Tabla 22: Comparación valores compresión Puntales horizontales.....	132
Tabla 23: Factores de utilización Puntales Horizontales	133
Tabla 24: Valores máximos y promedio Factores de utilización Puntales Horizontales.....	134
Tabla 25: Periodos Fundamentales	135
Tabla 26: Aceleraciones sísmica asociada a periodos fundamentales	136
Tabla 27: Esfuerzos de cortes basales.....	136
Tabla 28: Peso sísmico y esfuerzo de corte basal mínimo.....	136
Tabla 29: Factores de utilización	137
Tabla 30: Desplazamientos sismo dirección X con su valor admisible.....	144
Tabla 31: Desplazamientos sismo dirección -X con su valor admisible.....	146

Tabla 32: Desplazamientos sismo dirección Z con su valor admisible	148
Tabla 33: Desplazamientos sismo dirección -Z con su valor admisible.....	150
Tabla 34: Combinaciones de cargas con estado de carga sísmico amplificado por $0.7R1=5$	152
Tabla 35:: Equilibrio en nodo 2215 para evaluar Viga 48.....	163
Tabla 36: Equilibrio en nodo 2216 para evaluar Viga 53	164
Tabla 37: Equilibrio en nodo 2280 para evaluar Viga 60	165
Tabla 38: Equilibrio en nodo 2281 para evaluar Viga 65	166
Tabla 39: Equilibrio en nodo 1208 para evaluar Viga 233	167
Tabla 40: Equilibrio en nodo 1211 para evaluar Viga 235	168
Tabla 41: Equilibrio en nodo 1326 para evaluar Viga 289	169
Tabla 42: Equilibrio en nodo 1331 para evaluar Viga 293	170
Tabla 43: Equilibrio en nodo 1331 para evaluar Viga 299.....	171
Tabla 44: Equilibrio en nodo 1680 para evaluar Viga 367	172
Tabla 45: Equilibrio en nodo 1679 para evaluar Viga 390	173
Tabla 46: Equilibrio en nodo 1680 para evaluar Viga 390.....	174
Tabla 47: Equilibrio en nodo 1680 para evaluar Viga 401	175
Tabla 48: Equilibrio en nodo 2101 para evaluar Viga 482	176
Tabla 49: Equilibrio en nodo 2100 para evaluar Viga 492.....	177
Tabla 50: Equilibrio en nodo 2101 para evaluar Viga 492.....	178
Tabla 51: Equilibrio en nodo 2268 para evaluar Viga 1208	179
Tabla 52: Equilibrio en nodo 2267 para evaluar Viga 1212.....	180
Tabla 53: Equilibrio en nodo 1223 para evaluar Viga 1217	181
Tabla 54: Equilibrio en nodo 1226 para evaluar Viga 1219	182
Tabla 55: Equilibrio en nodo 1294 para evaluar Viga 1584.....	183
Tabla 56: Equilibrio en nodo 1415 para evaluar Viga 1584.....	184
Tabla 57: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801	185
Tabla 58: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801	186
Tabla 59: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801	187
Tabla 60: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801	188
Tabla 61: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801	189
Tabla 62: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801	190
Tabla 63: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801	191
Tabla 64: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801	192

Tabla 65: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801	193
Tabla 66: Equilibrio en nodo 1234 para evaluar Viga 1801	194
Tabla 67: Equilibrio en nodo 1298 para evaluar Viga 1842	195
Tabla 68: Equilibrio en nodo 1299 para evaluar Viga 1842	196
Tabla 69: Equilibrio en nodo 1298 para evaluar Viga 1843	197
Tabla 70: Equilibrio en nodo 3001 para evaluar Viga 1843	198
Tabla 71: Equilibrio en nodo 1299 para evaluar Viga 1844	199
Tabla 72: Equilibrio en nodo 3006 para evaluar Viga 1844	200
Tabla 73: Equilibrio en nodo 2050 para evaluar Viga 1867	201
Tabla 74: Equilibrio en nodo 2146 para evaluar Viga 1867	202
Tabla 75: Equilibrio en nodo 2051 para evaluar Viga 1868	203
Tabla 76: Equilibrio en nodo 2147 para evaluar Viga 1868	204

1 INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN GENERAL

La investigación propuesta se enmarca en el desarrollo de diseño de estructuras de Chile. Considerando como antecedente que el territorio chileno se encuentra entre los sitios de mayor sismicidad, en donde se tienen registros que indican que en promedio en los últimos cinco siglos un terremoto destructor de alta magnitud tiene ocurrencia cada 10 años (Madariaga, 1998).

En Chile para el diseño sísmico de estructuras se tienen las siguientes normas: NCh433 Of1996 Mod2009 “Diseño sísmico de edificios”, la norma NCh2369 Of2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” y la norma NCh2745 Of2013 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” las tres vigentes y publicadas por el Instituto Nacional de Normalización (INN). El trabajo de esta memoria se enfoca en la segunda norma mencionada, la que tiene un campo de aplicación sobre estructuras industriales. Considerando la importancia de la actividad industrial y la gran presencia que tienen las estructuras estructuradas en base a acero, en este trabajo de título se desarrolla como tema principal lo propuesto en el Capítulo 8 “Disposiciones especiales para estructuras de acero”.

Una de las grandes diferencias de las dos normas nombradas, es que la NCh433 tiene como principal objetivo la protección de la vida, mientras que la norma NCh2369 considera de manera adicional a la protección de la vida, la continuidad de operación, para así reducir a un mínimo la paralización de la industria producto de inspecciones y reparaciones posteriores al evento sísmico.

La norma NCh2369 fue publicada y oficializada el año 2003, por lo que su desarrollo considera los registros sísmicos anteriores a esta fecha. En los 19 años posteriores a la fecha de publicación de la norma vigente en el territorio chileno han ocurrido una gran cantidad de sismos. Los eventos sísmicos sobre los cuales se realiza un análisis estadístico para validar la información en la norma propuestas son los siguientes: Valparaíso 1985 (Mw=7.9), Sur del Perú 2001 (Mw=8.4), Tarapacá 2005 (Mw=7.8), Tocopilla 2007 (Mw=7.7), Maule 2010 (Mw=8.8), Iquique 2014 (Mw=8.1) y Coquimbo 2015 (Mw=8.2).

Considerando la relevancia que tiene el diseño de la estructura sismorresistente en el proceso de diseño general de una estructura, se considera de gran importancia poder estudiar cuáles son los impactos que implicarán las modificaciones propuestas a la Norma NCh2369, dada la centralidad de la actividad industrial y el alto uso de estructuras de acero en esta área, a lo cual se debe el foco de estudio en una estructura de acero.

Con el objetivo de evaluar el efecto de las modificaciones propuestas principalmente en el capítulo 8 de la normativa, se aplican las modificaciones a una estructura industrial de acero, la cual corresponde a un edificio de Chancado de Pebbles, estructura con gran relevancia en proyectos de la gran minería del cobre.

En general el área de mina de un proyecto se puede dividir en 3 espacios: Rajo, Planta Concentradora y Depósito de Relaves. En el área de “Planta Concentradora” se llevan a cabo los procesos de chancado, molienda, flotación, espesado/filtrado y concentrado. En el proceso de chancado se comienza el proceso de trituración y reducción el material, lo cual se continúa en el proceso de molienda, en donde comienzan a liberarse la mayor parte de los minerales de cobre. El

edificio estudiado es parte de este segundo proceso mencionado, en donde se alberga la tolva de Pebbles la cual tiene una capacidad de 500 toneladas, los alimentadores de los chancadores de Pebbles, y finalmente también se ubican los equipos necesarios para el traspaso del material. Tanto los chancadores como la grúa semi-portal son fundaciones separadas de la fundación del edificio, de todas formas, estas funciones se excluyen del diseño y alcance de este trabajo de título.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

El presente trabajo de título tiene como objetivo general el establecer las diferencias en la actualización de la norma NCh2369 en desarrollo, aplicado a estructuras industriales de acero, evaluando cuál es el impacto que tendrán estas modificaciones en el desarrollo del proyecto seleccionado para su estudio.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer las diferencias en la actualización de la norma, haciendo un estudio de ambas versiones de ésta, con lo cual se registrarán las diferencias aplicadas al diseño sismorresistente de estructuras de acero.
- Evaluar el impacto de las actualizaciones propuestas en el proyecto de norma luego de aplicar las modificaciones correspondientes a una estructura diseñada según la norma NCh2369 Of2003 (Chancado de Pebbles), para cumplir con los requerimientos propuestos en el proyecto de norma prNCh2369.

1.3 METODOLOGÍA

La metodología bajo la cual es desarrollado este trabajo de título se presenta a continuación, la cual es organizada en 5 etapas.

1. Estudio de ambas versiones de la norma:

Esta fase del estudio corresponde a la lectura exhaustiva de la norma NCh2369 Of 2003, y del documento del proyecto de norma disponible a la fecha (junio-2022) al cual se le refiere posteriormente como prNCh2369-junio2022. En conjunto con la lectura de estos documentos, se realizará un análisis comparativo de las diferencias presentes entre ambas versiones de la norma, estudiando en específico el diseño de estructuras industriales de acero. Así se espera identificar las modificaciones que se deberán aplicar en el diseño de estructuras luego de la oficialización de la actualización normativa.

2. Estudio de estructura a analizar:

Mediante la lectura y estudio de la memoria de cálculo de la estructura ya diseñada teniendo en cuenta que el diseño de la estructura sismorresistente fue desarrollado cumpliendo con las indicaciones y requisitos correspondientes a la norma NCh2369 Of2003.

3. Desarrollo de modelo de análisis estructural:

Tomando en consideración las diferencias identificadas en la fase anterior de esta metodología, se generarán las modificaciones en el modelo de análisis estructural computacional ya desarrollado, aplicando las modificaciones presentadas en el proyecto de norma estudiado. El modelo computacional existente corresponde al desarrollado según las indicaciones de la NCh2369 Of2003, para desarrollar el proyecto en el año 2018.

4. Análisis comparativo:

Teniendo los resultados presentados en la memoria de cálculo del diseño original de la estructura, y los resultados obtenidos del desarrollo de análisis estructural que considera la integración de las modificaciones de la norma NCh2369, se analizarán comparativamente estos resultados, pudiendo obtener conclusiones respecto al impacto que tendrá las implementaciones de estas modificaciones a nivel industrial.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 1: “ALCANCE Y CAMPO DE APLICACIÓN”

Este capítulo delimita las estructuras donde tiene alcance esta norma. En el proyecto de norma se menciona de forma explícita que la aplicación de la norma en cuestión es solamente a estructuras e instalaciones industriales nuevas, aclarando así que no tiene una influencia retroactiva.

La otra modificación presentada en este capítulo tiene referencia con las estructuras en las cuales esta norma no aplica. Manteniendo los ejemplos presentados en la versión oficializada el año 2003, estructurando la información de otra manera y agregando especificaciones.

Como se menciona en el proyecto de norma, el documento no aplica a los siguientes tipos de estructuras:

- a) Estructuras cuyo único objetivo sea la contención o soporte de suelo o roca, o cuyos esfuerzos deriven de la cinemática del suelo.
- b) Presas y tranques de relaves.
- c) Instalaciones secundarias de los recintos industriales.
- d) Estructuras de uso vial
- e) Edificios de oficinas, casinos y en general, los asimilables a los de uso residencial, que se pueden diseñar de acuerdo con NCh433, cuando su desempeño sísmico no afecte otras áreas de la industria.
- f) Centrales de generación de energía por procesos diferentes a los incluidos en esta norma.
- g) Líneas y subestaciones que transmiten energía eléctrica pertenecientes a instalaciones del Sistema de Transmisión, incluyendo las subestaciones elevadoras de las centrales de generación que se conectan al Sistema Eléctrico Nacional.

De estos puntos en la normativa oficial se mencionan de forma específica los puntos a, b, e y f. Teniendo que respecto al punto f, de centrales de generación de energía, en el proyecto de norma se incluye el capítulo 14 “Sistemas de generación Eléctrica” en el cual se especifican las estructuras en las cuales estos requisitos son aplicables.

2.2 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 2: “REFERENCIAS NORMATIVAS”

En el proyecto de norma a diferencia de la norma oficial, se especifica que aquella normativa citada que no tiene el año de versión, se debe considerar la última versión oficial de las normas enumeradas, en cambio para normas que, si incluyen el año de publicación, se debe hacer referencia a esa versión en particular.

2.3 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 3: “TÉRMINOS, DEFINICIONES Y SIMBOLOGÍA”

Tal y como indica su nombre en este capítulo se presentan los términos, definiciones y simbología que se aplican en cada una de las versiones normativas. En la normativa oficial se indica de forma directa que la sección es complementada con la terminología presentada en la norma NCh433.Of1996.

Respecto a las modificaciones, en la actualización se agregan definiciones, pero también se modifican términos. De las modificaciones de términos considerables a mencionar es que cambió de marco dúctil a marco resistente, y de marco rígido a marco resistente a momento.

2.4 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 4: “DISPOSICIONES DE APLICACIÓN GENERAL”

- **Disposiciones de aplicación general**

Se mantienen los objetivos a cumplir sobre los cuales están orientadas las disposiciones de esta normativa, enfocándose en la protección de la vida y la continuidad de operación de la industria.

- **Formas de especificar la acción sísmica**

En ambas normativas se presentan cuatro formas de especificar la acción sísmica, las cuales se mantienen casi en su totalidad en el proyecto de norma, actualizando citas según puntos correspondiente y ahondando en algunos detalles para poder presentar con mayor claridad los puntos.

Para las formas de valores descriptivos del movimiento de suelo, y acelerogramas reales o sintéticos, se agrega la opción de considerar el espectro de referencia que es presentado en la sección 5.4 de la misma norma. Se mantiene la opción de basar estas alternativas en los resultados obtenidos de estudios de amenaza sísmica.

- **Clasificación de estructuras y equipos según su importancia**

Se modifican las categorías de clasificación, teniendo ahora 4 categorías en vez de 3, y siendo la categoría IV (nueva) la que incluye las instalaciones, estructuras o equipos esenciales, que tienen que mantener su operación durante el sismo de diseño. A continuación, se presenta un cuadro comparativo de la clasificación de las estructuras y el coeficiente de importancia asignado.

Tabla 1: Comparación de clasificación de estructuras y coeficiente de importancia

	NCh2369. Of 2003		prNCh2369 junio-2022	
Descripción de la instalación, estructura o equipo	Categoría de ocupación	Coficiente de importancia	Categoría de ocupación	Coficiente de importancia
Menores o provisionales	C3	0,8	I	0,8
Normales	C2	1,0	II	1,0
Críticos o esenciales	C1	1,2	III	1,2
Esenciales que deben mantener operación	-	-	IV	1,2

En la actualización se especifica que una instalación no puede tener una clasificación inferior a la del equipo o proceso más crítico que aloje.

En el proyecto de norma se menciona que se permite la utilización de un coeficiente de importancia mayor para el caso de estructuras con una categoría de ocupación IV, siendo este coeficiente determinado según el desempeño que se requiere para el proyecto en específico.

- **Coordinación con otras normas**

Se mantiene lo referente a la coordinación con otras normas en el proyecto que se trabaja, lo único que se puede destacar como diferencia es que ya no se hace referencia a la norma NCh433. Of.96.

- **Combinaciones de cargas**

Se agrega la indicación que para combinaciones de cargas que no incorporen acción sísmica deben considerarse los criterios indicados en la norma NCh3171.

Se agregan indicaciones explícitas para los proyectos ubicados en alta montaña o sitios con características ambientales que difieren de los supuestos básicos presentados en las normas de cargas que correspondan.

Para casos generales en la actualización se indica que a lo menos se deben considerar las siguientes combinaciones de cargas, las cuales deben ser complementadas.

- ASD:

$$D + 0,75aL + 0,75SO + 0,75SA + E$$

$$D + 0,75SA + E$$

- LRFD:

$$1,2D + aL + SO + SA + 1,4E$$

$$0,9D + SA + 1,4E$$

Donde:

D= cargas permanentes.

L= cargas vivas o sobrecargas de manera generalizada

E= carga sísmica direccionalmente combinada

a= factor de reducción de la sobrecarga de operación en base a la probabilidad de ocurrencia de su valor nominal en conjunto con el sismo de diseño. Pueden existir diferentes valores para este factor dependiendo de los tipos de sobrecargas presentes en cada combinación. Los valores tradicionales para el factor “a” son presentados como parte del comentario C4.5.1 de la actualización de la norma. Corresponde a los mismos factores presentados en la versión actual, agregando valores para zonas de acopio con baja tasa de rotación.

SO= carga de operación esperada concurrente con el sismo de diseño.

SA= carga accidental esperada producida por la ocurrencia del sismo de diseño.

En la actualización se incluye la regla de simultaneidad que debe ser usada entre las diferentes direcciones de la acción sísmica, la regla es la siguiente:

$$- E = \pm 1,0E_x \pm 0,3E_y \pm 0,6E_z$$

$$- E = \pm 0,3E_x \pm 1,0E_y \pm 0,6E_z$$

$$- E = \pm 0,6E_x \pm 0,2E_y \pm 1,0E_z$$

$$- E = \pm 0,2E_x \pm 0,6E_y \pm 1,0E_z$$

En esta denominación se tiene que x e y denotan direcciones horizontales, perpendiculares entre sí, y el subíndice z denota la dirección vertical. En donde E_i denota la carga sísmica desacoplada en la dirección “i”, mientras que “E” denota la carga sísmica direccionalmente acoplada, la cual debe ser considerada en cada una de las combinaciones de carga según corresponda.

- **Proyecto y revisión del diseño sísmico**

En su mayoría se mantienen las disposiciones, eliminando la disposición que indica cuales son los contenidos mínimos para planos y memorias de cálculos, y por quien deben ser firmados.

- **Disposición general sobre la aplicación de esta norma**

En el proyecto de norma las disposiciones generales se mantienen iguales a las explicitadas en la versión oficial de la norma NCh2369 Of2003.

2.5 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 5: “ANÁLISIS SÍSMICO”

Dada la gran importancia que tiene el capítulo 5 en el trabajo a desarrollar, se presenta a continuación una tabla comparativa punto por punto de las secciones correspondientes que fueron extraídas textualmente de los documentos, en donde se pueden observar las modificaciones y cambios, los cuales deberán ser aplicados en los proyectos correspondientes en cuanto la normativa sea oficializada.

En el texto extraído directamente de los documentos normativos las citas a secciones y tablas hacen referencia a las secciones de la norma oficial NCh2369 Of2003 y del proyecto de norma prNCh2369 junio-2022, según corresponda.

Tabla 2: Comparación Capítulo 5 "Análisis Sísmico"

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
5.1 Disposiciones generales		5.1 Disposiciones generales
5.1.1 Dirección de la sollicitación sísmica		5.1.1 Dirección de la sollicitación sísmica
Las estructuras deben ser analizadas, como mínimo, para las acciones sísmicas en dos direcciones horizontales aproximadamente perpendiculares.	Se agrega en el proyecto de norma que las direcciones deben ser escogidas de manera de detectar los efectos más desfavorables, fuera de lo tradicional que es asignar los ejes respecto a los ejes principales de la estructura.	Las estructuras se deben analizar, como un mínimo, para las acciones sísmicas en dos direcciones horizontales aproximadamente perpendiculares. Estas direcciones deben elegirse de manera de detectar los efectos más desfavorables
El efecto de las aceleraciones sísmicas verticales se debe considerar en los casos siguientes: a) Barras de suspensión de equipos colgantes y sus elementos soportantes y vigas de acero de construcción soldada, laminada o plegada, con o sin losa colaborante, ubicada en zona sísmica 3, en las que las cargas permanentes representan más del 75% de la carga total.	En la actualización se indica que los efectos de las aceleraciones sísmicas verticales se deben considerar en <i>todos los casos</i> .	El efecto de las aceleraciones sísmicas verticales se debe considerar en todos los casos y se deben combinar con las aceleraciones sísmicas horizontales según 4.5. Las demandas sísmicas verticales se deben determinar de acuerdo con las disposiciones 5.7.

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>b) Estructuras y elementos de hormigón precomprimido (pretensado y postensado).</p> <p>c) Fundaciones y elementos de anclaje y apoyo de estructuras y equipos</p> <p>d) Cualquier otra estructura o elemento en que la variación de la acción sísmica vertical afecte en forma significativa su dimensionamiento, como, por ejemplo, las estructuras o elementos en voladizo.</p> <p>e) Estructuras con aislación sísmica sensitivas a los efectos verticales</p>		
<p>5.1.2 Combinación de efectos de componentes horizontales del sismo</p> <p>Para el diseño de los elementos estructurales resistentes al sismo, en general, no es necesario combinar los efectos debidos a las dos componentes horizontales de la acción sísmica. Se puede proceder como si dichos efectos no fueran concurrentes y, en consecuencia, los elementos se pueden diseñar para el sismo actuando según cada una de las direcciones de análisis considerada separadamente.</p> <p>Hacen excepción a esta regla simplificatoria las estructuras que presentan notorias irregularidades torsionales o que tienen en ambas direcciones marcos rígidos con columnas</p>	<p><i>Eliminado</i> en la actualización normativa</p>	

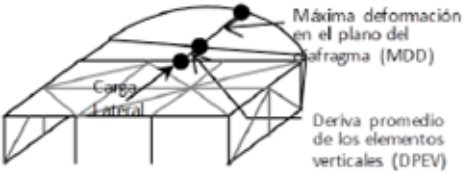
NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>comunes a dos líneas resistentes que se intersectan. En tales casos, los elementos se deben diseñar para los esfuerzos obtenidos de considerar el 100% de la sollicitación sísmica que actúa en una dirección más los esfuerzos obtenidos de considerar el 30% de la sollicitación sísmica actuando en la dirección ortogonal a la anterior, y viceversa. Se deben considerar los mayores esfuerzos resultantes de las dos combinaciones anteriores.</p>		
<p>5.1.3 Masa sísmica para el modelo estructural</p> <p>Para el cálculo de las fuerzas de inercia horizontales durante un sismo, las sobrecargas de operación pueden reducir de acuerdo a su probabilidad de ocurrencia simultánea con el sismo de diseño.</p> <p>Independientemente de lo anterior, las sobrecargas de uso se pueden reducir multiplicándolas por coeficientes siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Techos, plataformas y pasarelas tanto de operación como de mantención: 0 - Bodegas de almacenamiento, salas de archivos y similares: 0.5 <p>Para fines de determinar los efectos del sismo vertical en los casos indicados en 5.1.1, no se debe considerar reducción de</p>	<p>El coeficiente límite por el cual pueden reducirse las sobrecargas se mantiene para “bodegas, salas de archivo y similares”, se elimina la mención a “techos, plataformas y pasarelas”, y se agregan dos clasificaciones de estructuras, “zonas de acopio con baja tasa de rotación” y “zonas de uso normal, plataformas de operación”</p> <p>Se elimina la mención específica respecto al sismo vertical.</p> <p>Se agrega consideraciones para fundaciones, haciendo la referencia al capítulo 10 de la misma norma que trabaja en detalle las disposiciones para fundaciones.</p>	<p>5.1.2 Masa sísmica para el modelo estructural</p> <p>La masa sísmica a considerar en el modelo estructural debe incluir las cargas permanentes del sistema y una fracción de las sobrecargas, de acuerdo con el valor esperado, o su probabilidad de ocurrencia simultánea, con el sismo de diseño.</p> <p>Cuando no cuente con una estimación específica del nivel de sobrecarga esperado durante el sismo de diseño, la reducción de la sobrecarga no puede ser superior a:</p> <p>Bodegas, salas de archivo y similares: 50%</p> <p>Zonas de acopio con baja tasa de rotación: 50%</p> <p>Zonas de uso normal, plataformas de operación: 25%</p> <p>Para evaluar la necesidad de incorporar la masa del sistema de</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
las cargas verticales, salvo las indicadas en NCh1537 para las sobrecargas de uso		fundaciones en la masa sísmica del modelo estructural deben considerarse las disposiciones del Capítulo 10.
5.2 Métodos de análisis		5.2 Métodos de análisis
<p>5.2.1 Generalidades El análisis sísmico se hará normalmente usando métodos lineales, para una acción sísmica específica según 4.2 a), o 4.2 b), o 4.2 c). En casos especiales, el análisis se puede basar en la respuesta no lineal, para una acción sísmica especificada según 4.2 d).</p>	<i>Se mantiene</i>	<p>5.2.1 Generalidades El análisis sísmico se debe hacer normalmente usando métodos lineales, para una acción sísmica especificada según 4.2 a), o 4.2 b), o 4.2 c). En casos especiales, el análisis se puede basar en la respuesta no lineal, para una acción sísmica especificada según 4.2 d)</p>
<p>5.2.2 Métodos lineales Se pueden usar tres procedimientos: a) Análisis estático o de fuerzas equivalentes, solamente para estructuras de hasta 20 m de altura, siempre que su respuesta se pueda asimilar a la de un sistema de un grado de libertad. b) Análisis modal espectral, para cualquier tipo de estructuras. c) Métodos especiales para estructuras con comportamiento elástico, de acuerdo a lo estipulado en 5.8.</p>	<p>Para el caso del análisis estático o de fuerzas equivalente se restringe su uso para estructuras de alturas menores a 12 m, siendo en la versión oficial una altura máxima de 20 m. También se agrega la restricción de que las estructuras no deben presentar irregularidad torsional, irregularidad de piso blando, irregularidad de masa e irregularidad geométrica vertical. En el caso del análisis modal espectral se mantiene que es aplicable en cualquier tipo de estructura, siendo en método lineal preferente en este proyecto de norma. Para métodos especiales se mantiene la restricción de estructuras con comportamiento elástico, según lo estipulado en el capítulo correspondiente.</p>	<p>5.2.2 Métodos lineales Se pueden usar tres procedimientos: 1- Análisis estático o de fuerzas equivalentes, solamente para estructuras de Categorías I y II, de hasta 4 niveles y altura no mayor a 12 m, siempre que no se presente alguna de las siguientes irregularidades: Irregularidad torsional: La estructura presenta irregularidad torsional cuando la deformación lateral máxima, estimada (por este método) en un extremo de la estructura, transversal a uno de sus ejes, es mayor a 1,2 veces la deformación lateral promedio del nivel.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>Irregularidad de piso blando: La estructura presenta irregularidad de piso blando cuando la rigidez lateral de un nivel es menor al 70% de la rigidez lateral del nivel superior o menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores.</p> <p>Irregularidad de masa: La estructura presenta irregularidad de masa cuando la masa sísmica de cualquier nivel es mayor al 150% de la masa sísmica de un nivel adyacente. Esta definición no aplica al último nivel.</p> <p>Irregularidad geométrica vertical: La estructura presenta irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema resistente lateral en cualquier nivel es mayor al 130% de dicha dimensión en un nivel adyacente.</p> <p>2- Análisis modal espectral, para cualquier tipo de estructuras.</p> <p>3- Métodos especiales para estructuras con comportamiento elástico, de acuerdo con lo estipulado en 5.10.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>5.2.3 Métodos no lineales</p> <p>Los métodos de análisis no lineal corresponden a uno de los métodos de análisis especiales indicados en 5.8 que cumplen con las condiciones de análisis tiempo-historia de 5.8.2.</p> <p>De acuerdo a los principios de la norma 4.1, las incursiones no lineales deben ser moderadas para garantizar la continuidad de operación de la industria.</p> <p>El modelo no lineal debe modelar adecuadamente la capacidad resistente y el comportamiento de los elementos estructurales respaldados por ensayos de laboratorio realizados con este propósito o por estudios experimentales normalmente aceptados.</p> <p>La demanda de ductilidad no debe sobrepasar el límite establecido de acuerdo al daño que se permita, pero en ninguna sección debe ser mayor que 2/3 de la ductilidad local disponible.</p> <p>Los desplazamientos no lineales máximos calculados no deben ser reducidos y deben satisfacer los límites establecidos en 6.3.</p> <p>El modelo no lineal podrá incorporar la interacción dinámica suelo estructura, pero su influencia se limitará hasta un 75% de los resultados obtenidos por el mismo modelo no lineal pero con base rígida.</p>	<p>En la actualización se indica que el método en cuestión es permitido para cualquier sistema estructura, presentando las condiciones y restricciones en la sección 5.10, eliminando el resto de las condiciones presentadas en la versión original en esta sección.</p>	<p>5.2.3 Métodos no-lineales</p> <p>Los métodos de análisis tiempo-historia no-lineales corresponden a uno de los métodos de análisis especiales permitidos para cualquier sistema estructural. Las condiciones y restricciones que corresponden se establecen en 5.10.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
5.3 Análisis elástico estático		
5.3.1 Modelo matemático de la estructura		5.3 Modelo matemático de la estructura
<p>5.3.1.1 El modelo matemático de la estructura debe ser capaz de representar adecuadamente la transferencia de solicitaciones desde los puntos de aplicación hacia los soportes. Con tal objeto, deben quedar incluidos, por lo menos, todos los elementos del sistema sismorresistente, la rigidez y resistencia de aquellos elementos relevantes en la distribución de fuerzas y la correcta ubicación espacial de las masas.</p>	<p>Se agrega la especificación de que el modelo matemático aparte de representar la transferencia de solicitaciones también debe representar las reales condiciones de borde de la estructura y de las uniones entre los elementos que la componen. Y se especifica que las masas a considerar son tanto las concentradas como las distribuidas.</p>	<p>5.3.1 El modelo matemático de la estructura debe ser capaz de representar adecuadamente la transferencia de solicitaciones desde los puntos de aplicación hacia los soportes. Además, debe ser capaz de representar las reales condiciones de bordes de la estructura y de las uniones entre los elementos que la componen. Con tal objeto, deben quedar incluidos, por lo menos, todos los elementos del sistema sismorresistente, la rigidez y resistencia de aquellos elementos relevantes en la distribución de fuerzas y la correcta ubicación espacial de las masas, tanto concentradas como distribuidas</p>
<p>5.3.1.2 En general, se debe usar un modelo tridimensional, excepto los casos en que el comportamiento se puede predecir con modelos planos.</p>	<p>Se mantiene</p>	<p>5.3.2 En general, se debe usar un modelo tridimensional, excepto en los casos en que el comportamiento se puede estimar adecuadamente usando modelos planos</p>
<p>5.3.1.3 En estructuras sin diafragmas horizontales rígidos, se debe definir un número suficiente de grados de libertad nodales asociados a masas traslacionales. Cuando sea necesario, se deben considerar además las masas rotacionales.</p>	<p>Se mantiene lo presentado en la norma oficial, para estructuras sin diafragma horizontal rígido. En estructuras con diafragma rígido, en el caso de la actualización se menciona que el modelo que se puede emplear con tres grados de libertad es por diafragma no por piso.</p>	<p>5.3.3 En estructuras sin diafragmas horizontales rígidos, se debe definir un número suficiente de grados de libertad nodales asociados a masas traslacionales. Cuando sea necesario, se deben considerar además las masas rotacionales. En estructuras con diafragmas horizontales rígidos, se puede emplear un modelo con</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>5.3.1.4 En estructuras con diafragmas horizontales rígidos, se puede emplear un modelo con tres grados de libertad por piso.</p>	<p>Se indica que la clasificación debe ser entre diafragma flexible y rígido. Esta clasificación se realiza con un análisis estructural que considera las rigideces relativas de los diafragmas y de los elementos verticales que componen el sistema sismorresistente asociado al diafragma en evaluación.</p> <p>Se presenta la definición que debe ser utilizada para diafragma flexible.</p>	<p>tres grados de libertad (dos desplazamientos dentro del plano, y giro en planta) por cada diafragma.</p> <p>Para efectos de esta norma, los diafragmas deben clasificarse como flexibles o rígidos. Para ello se debe efectuar un análisis estructural que considera las rigideces relativas de los diafragmas y de los elementos verticales que componen el sistema sismorresistente asociado al diafragma de evaluación.</p> <p>Un diafragma se define como flexible cuando la máxima deformación en el plano del diafragma debido a cargas laterales es mayor a dos veces el desplazamiento de entrepiso promedio de los elementos verticales ubicados en los extremos de la planta del sistema sismorresistente (asociado al diafragma en evaluación), tal como se observa en la Figura 5.3.3. En caso contrario, el diafragma se define como rígido.</p> <p>Figura 5.3.3 – Diafragma Flexible</p>  <p>El Diafragma es Flexible si $MDD > 2 (DPEV)$</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>5.3.1.5 En estructuras que soportan equipos que tengan influencia en su respuesta, el modelo matemático debe considerar el conjunto equipo-estructura.</p>	<p>En la versión original solamente se especifica que para el caso de estructuras que soportan equipos y que estos tengan una influencia, el modelo matemático debe considerar el conjunto equipo-estructura. En el caso del proyecto de norma se postulan dos métodos para el diseño de estructuras, los cuales dependen del periodo fundamental en base fija, T_p, del equipo (y componentes interiores relevantes). El primero es representar el equipo como un elemento rígido, y el segundo es representarlo como un equipo flexible y considerando una distribución de su peso sísmico adecuada.</p> <p>Se adiciona que para los sistemas estructura-equipos, en donde los componentes interiores tengan un desempeño sensible a la acción sísmica, los modelos de análisis deben tener la precisión que permita evaluar los límites de las respuestas de interés que correspondan.</p>	<p>5.3.4 En el caso de equipos que se encuentran apoyados en o que interactúan con otras estructuras, sin ser parte del sistema sismo-resistente principal, uno de los siguientes métodos debe ser utilizado para el diseño del sistema:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cuando el periodo fundamental en base fija, T_p, del equipo (y componentes interiores relevantes) sea menor a 0,06 s, la estructura sismo resistente puede diseñarse de acuerdo con lo establecido en esta norma, representando el equipo como un elemento rígido y considerando una distribución de su peso sísmico adecuada. - Cuando el periodo fundamental en base fija, T_p, del equipo (o componentes interiores relevantes) sea igual o mayor a 0,06 s, la estructura sismo-resistente debe diseñarse de acuerdo con lo establecido en esta norma, representando el equipo como un elemento flexible y considerando una distribución de su peso sísmico adecuada. <p>En los sistemas estructura-equipos, con componentes interiores cuyo desempeño sea sensible a la acción sísmica y que deban ser revisados, los modelos de análisis deben tener la precisión requerida para evaluar los límites de las respuestas de interés que correspondan.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>5.3.1.7 Si las características del suelo o el tipo de fundación hacen necesario considerar el efecto de la interacción suelo-estructura, se pueden usar resortes desacoplados para traslación y giro.</p>	<p>Se elimina la representación de la interacción suelo-estructura como resortes desacoplados para traslación y giro, se indica en el punto 5.3.7 del proyecto de norma que esta interacción se puede incorporar en el modelo no-lineal.</p>	
	<p>Se incluye la indicación de como proceder para el diseño del equipo, referenciando al Capítulo 7: “Elementos secundarios y equipos anclados sobre estructuras” del proyecto de norma</p>	<p>5.3.5 El diseño sísmico del equipo debe ser efectuado en conformidad con el Capítulo 7.</p>
<p>5.3.1.8 Los efectos de la torsión natural y la torsión accidental sólo se deben considerar en los niveles que tienen diafragma rígido. El efecto de la torsión accidental se puede incluir considerando las posibles variaciones en la distribución de pesos propios y sobrecarga. En caso que no existan antecedentes para realizar lo anterior se debe usar la disposición 6.2.8 de NCh433.Of96</p>	<p>Se modifica el punto pasando de torsión natural y torsión accidental a dar indicaciones sobre la torsión en planta, indicando que <i>la torsión en planta</i> debido a variaciones de la distribución de cargas de operación, ubicación de sobrecargas y peso propio deben ser consideradas en el <i>diseño estructural</i>. Se elimina la indicación de que en caso de que no existieran los antecedentes se debe utilizar lo indicado en la sección 6.2.8 de la norma NCh433.Of96.</p>	<p>5.3.6 Los efectos de la torsión en planta debido a variaciones de la distribución de cargas de operación, ubicación de sobrecargas y peso propio deben ser considerados en el diseño estructural.</p>
	<p><i>Nueva incorporación</i></p>	<p>5.3.7 El modelo no-lineal debe considerar adicionalmente lo indicado a continuación: El comportamiento histerético de elementos se debe modelar de manera consistente con principios racionales de la mecánica de materiales, y debe considerar la fluencia de los elementos, la capacidad de deformación, la degradación de la</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>resistencia, la degradación de la rigidez, y el estrechamiento de los ciclos de histéresis, según corresponda. La modelación de la resistencia de los elementos se debe basar en valores esperados, considerando la sobrerresistencia de los materiales y el efecto del endurecimiento de las deformaciones.</p> <p>Los parámetros de modelación de elementos o relaciones constitutivas (de materiales, elementos, o componentes) deben basarse en información experimental, modelos numéricos calibrados, o documentación técnica reconocida.</p> <p>Se permite utilizar las propiedades lineales de los elementos que, según el análisis, permanezcan dentro del rango lineal de la respuesta.</p> <p>El modelo no-lineal puede incorporar la interacción dinámica suelo estructura, pero su reducción de demanda se limita hasta un 75% de los resultados obtenidos por el mismo modelo no lineal con base rígida.</p>
<p>5.3.1.6 Para el caso de grandes equipos colgantes, el modelo matemático debe incluir los dispositivos de suspensión e interconexión entre el equipo y la estructura soportante.</p>	<p>En la actualización se especifica que el modelo debe incluir las uniones que transmiten fuerzas sísmicas, y no se deben restringir la libre dilatación térmica.</p>	<p>5.3.8 Grandes equipos suspendidos</p> <p>Las calderas, reactores de hornos metalúrgicos y otros grandes equipos suspendidos de la estructura se deben modelar reconociendo las uniones que</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p>Se agrega la información específica para equipos eléctricos suspendidos que no puedan ser unidos horizontalmente.</p>	<p>transmiten las fuerzas sísmicas sin restringir la libre dilatación térmica, tanto vertical como horizontal.</p> <p>En los equipos eléctricos suspendidos que no se pueden unir horizontalmente a la estructura, como son las jaulas de electrodos de precipitadores electrostáticos, se deben modelar las soluciones específicas que se hayan escogido y que sean compatibles con el desempeño esperado del equipo.</p>
	<p>Se agregan los parámetros S, T_0 y p, relativos al tipo de suelo de fundación.</p>	<p>5.4 Espectros normativos Parámetros: A_0 = aceleración efectiva máxima definida en la Tabla 5.2 según la zonificación sísmica establecida en Figura 5.1 y Tabla 5.1; S, T', T_0, n, p = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, que se determinan de Tabla 5.4; T_H = período de vibración del modo horizontal considerado. T_V = período de vibración del modo vertical considerado. R = factor de modificación de la respuesta que se establece en Tabla 5.5; R_V = factor de modificación de la respuesta vertical, igual a 2.0, salvo que se muestre por medios de métodos reconocidos por la práctica la validez de valores superiores.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>ξ = razón de amortiguamiento que se establece en Tabla 5.5;</p> <p>ξ_V = razón de amortiguamiento crítico vertical, igual a 0,03, salvo que se muestre por medio de métodos reconocidos por la práctica la validez de valores superiores</p> <p>I = coeficiente de importancia especificado en la cláusula 4.3.2.</p>
<p>5.4.2 Espectro de diseño</p> <p>El análisis modal espectral se debe hacer para el espectro de diseño siguiente:</p> $S_a = \frac{2,75A_0I}{R} \left(\frac{T'}{T}\right)^n \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (5 - 5)$ <p>En que:</p> <p>T = periodo de vibración del modo considerado.</p> <p>No obstante, el valor de S_a no debe ser mayor que $IC_{max}xg$, en que C_{max} se determina de Tabla 5.7.</p> <p>5.3.3.1 El valor máximo de C no necesita ser mayor que el indicado en tabla 5.7.</p>	<p>En la actualización normativa se toma en la definición del espectro de diseño, el <i>espectro de referencia</i> y a este se le aplica el ajuste por amortiguamiento y la reducción según el valor del factor de modificación de la respuesta que tenga asociada la estructura.</p> <p>También se incluye de forma específica y puntual un espectro de diseño para la <i>dirección vertical</i>, el cual al igual que el espectro de diseño para la dirección horizontal se encuentra definido según el espectro de referencia en este caso vertical.</p> <p>Otra particularidad importante de la actualización normativa es que no se indica un <i>valor máximo</i> para los espectros de diseño, y también se elimina la definición para el valor del coeficiente sísmico máximo C_{max}</p>	<p>5.4.1 Espectro de diseño</p> <p>Se define el siguiente espectro de diseño para la dirección horizontal:</p> $S_{a(T_H)} = 0,7 \frac{IS_{aH}(T_H)}{R} \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (5.4.1 - 1)$ <p>Se define el siguiente espectro de diseño para la dirección vertical:</p> $S_{a(T_V)} = 0,7 \frac{IS_{aV}(T_V)}{R_V} \left(\frac{0,05}{\xi_V}\right)^{0,4} \quad (5.4.1 - 2)$ <p>Donde,</p> <p>$S_{aH}(T_H)$ = Espectro de referencia horizontal definido en 5.4.2.</p> <p>$S_{aV}(T_V)$ = Espectro de referencia vertical definido en 5.4.2.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p><i>Nueva incorporación</i>, con el espectro de referencia se busca representar un nivel razonable de la amenaza sísmica esperada.</p> <p>Este espectro se construye en base a evaluaciones de amenaza sísmica uniforme y también de análisis de registros de eventos severos registrados en el territorio nacional.</p>	<p>5.4.2 Espectro de referencia</p> <p>Se define el siguiente espectro de referencia para la dirección horizontal:</p> $S_{aH(T_H)} = 1,4SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^3} \right) \quad (5.4.2 - 1)$ <p>Se define el siguiente espectro de referencia para la dirección vertical:</p> $S_{aV(T_V)} = SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_V}{T_0}\right)^p}{1 + \left(1,7 \frac{T_V}{T_0}\right)^3} \right) \quad (5.4.2 - 2)$ <p>La razón de amortiguamiento incorporada en los espectros de referencia es de $\xi=0,05$. En caso de que se requiera incorporar un amortiguamiento menor, se puede ponderar el espectro que corresponda por el factor: $(0,05/\xi)^{0,4}$. Esta expresión es válida sólo para valores de ξ entre 0,02 y 0,05.</p> <p>El uso de razones de amortiguamiento en la dirección vertical mayores a 0,03 se debe justificar.</p> <p>Los espectros de referencia para la dirección horizontal y vertical corresponden a demandas asociadas a nivel último.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p data-bbox="835 269 1108 302"><i>Nueva incorporación</i></p>	<p data-bbox="1409 269 1717 302">5.4.3 Espectro de sitio</p> <p data-bbox="1350 306 1898 919">Se define el espectro de sitio como el espectro de pseudo aceleración obtenido a partir de la evaluación de la amenaza sísmica de un determinado sitio. La evaluación de la amenaza sísmica debe considerar las condiciones geotécnicas del sitio, las diferencias a las fuentes sísmogénicas, sus características, y los factores locales de amplificación o reducción de la intensidad del movimiento del suelo en función de la topografía del lugar, de los eventuales efectos de direccionalidad de las ondas, o de la configuración y constitución del subsuelo, así como los antecedentes históricos que se puedan aplicar o relacionar con el sitio en estudio.</p> <p data-bbox="1350 927 1898 1357">La amenaza sísmica a nivel de diseño se define como la pseudo aceleración estimada con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. La evaluación debe provenir de métodos probabilísticos contrastados con métodos determinísticos. Los modelos del movimiento del suelo deben establecer los valores esperados y distribuciones de pseudo aceleración de acuerdo con las características de las fuentes sísmogénicas relevantes para el sitio.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>5.4.3.1 Espectro objetivo a nivel de diseño</p> <p>Se define el espectro objetivo a nivel de diseño como el espectro de sitio, construido para una razón de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi = 0,05$). En caso de no existir espectro de sitio, se permite el uso del espectro de referencia.</p> <p>Para cada período de interés el espectro objetivo a nivel de diseño no debe presentar valores de pseudo aceleración menores que el 80% del espectro de referencia.</p> <p>5.4.3.2 Espectro objetivo a nivel máximo</p> <p>Se define el espectro objetivo a nivel máximo como el espectro de sitio, considerando un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años (975 años de periodo de retorno medio) para una razón de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi = 0,05$). Se permite el uso del espectro de referencia amplificado por un factor de 1,4 como espectro objetivo a nivel máximo en ausencia de un espectro de sitio definido para un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años.</p> <p>Para cada periodo de interés el espectro objetivo a nivel máximo no debe presentar valores de pseudo aceleración</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		menores que el 80% del espectro de referencia amplificado por un factor de 1,4.
		5.5 Análisis elástico estático (AEE)
<p>5.3.2 Esfuerzo de corte basal horizontal</p> <p>El esfuerzo de corte horizontal en la base se debe calcular según la expresión siguiente:</p> $Q_0 = CIP (5 - 1)$ <p>En que: Q_0= esfuerzo de corte en la base; C= coeficiente sísmico, que se define en 5.3.3; I= coeficiente de importancia especificado en 4.3.2; P= peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada en 5.1.3. Para estos efectos, se debe considerar como nivel basal el plano que separa la fundación de la estructura, salvo indicación en contrario del profesional especialista.</p> <p>5.3.3 El coeficiente sísmico se determina de:</p> $C = \frac{2,75A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} (5 - 2)$ <p>en que: A_0 = aceleración efectiva máxima definida en la Tabla 5.2 según la zonificación sísmica establecida en la Figura 5.1 y Tabla 5.1;</p>	<p>La diferencia del cálculo del esfuerzo de corte basal horizontal se encuentra en el como se calcula el <i>coeficiente sísmico</i>. Dado que en la actualización se obtiene de la evaluación del periodo fundamental de vibración en la dirección de análisis, T^*, en el <i>espectro de diseño</i> para la dirección horizontal dividido por g, por lo tanto, se considera la influencia del <i>parámetro S</i>.</p>	<p>5.5.1 Esfuerzo de corte basal horizontal</p> <p>El esfuerzo de corte horizontal en la base se debe calcular según la fórmula siguiente:</p> $Q_0 = CP (5.5.1 - 1)$ <p>Donde: Q_0= esfuerzo de corte en la base. C= coeficiente sísmico. $S_a(T^*)/g$ evaluado utilizando el espectro de diseño para la dirección horizontal. T^* = Periodo fundamental en la dirección horizontal de análisis, evaluado con un procedimiento teórico o empírico fundamentado. P= peso total del sistema estructural sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada en la cláusula 5.1.3.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>T', n = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, que se determinan de Tablas 5.3 y 5.4;</p> <p>T^*=periodo fundamental de vibración en la dirección de análisis;</p> <p>R= factor de modificación de la respuesta que se establece en Tabla 5.6;</p> <p>ξ=razón de amortiguamiento que se establece en Tabla 5.5;</p> <p>5.3.4 Periodo fundamental de vibración</p> <p>El periodo fundamental de vibración T^* se debe calcular por un procedimiento teórico o empírico fundamentado</p>	<p>Respecto al periodo fundamental de vibración, se mantiene la forma en la que debe ser calculado.</p>	
<p>5.3.3.2 En ningún caso el valor C será menor que $0,25A_0/g$</p>	<p>Se diferencia el <i>coeficiente sísmico</i> mínimo según el periodo fundamental de la estructura en la dirección horizontal del análisis, en donde para periodos mayores a 0,25s se mantiene el C_{min} de la normativa oficial al cual solamente se le incluye el parámetro S.</p> <p>En cambio, para periodos entre 0,06s y 0,25s la definición de C_{min} se modifica.</p> <p>También se menciona en los comentarios de esta especificación que esta norma no permite resistencias laterales inferiores a las establecidas en esta</p>	<p>5.5.2 El coeficiente sísmico, C, no debe ser menor que C_{min}, definido como:</p> $\frac{2,75ISA_0}{g(R+1)} \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad 0,06s < T^*$ $< 0,25s \quad (5.5.2 - 1)$ $0,25ISA_0/g \quad T^*$ $\geq 0,25s \quad (5.5.2 - 2)$

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	cláusula, ni si quiera en caso de análisis especiales.	
<p>5.3.5 Distribución en altura Las fuerzas sísmicas se deben distribuir en altura según la expresión siguiente:</p> $F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_1^n A_j P_j} Q_0 \quad (5 - 3)$ $A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (5 - 4)$ <p>En que: F_k = fuerza horizontal sísmica en el nivel k; P_k, P_j = peso sísmico en los niveles k y j; A_k = parámetro en el nivel k (k=1 es el nivel inferior); n = número de niveles; Q_0 = esfuerzo de corte basal; Z_k, Z_{k-1} = altura sobre la base de los niveles k y k-1; H = altura del nivel más alto sobre el nivel basal.</p>	<p>Se mantiene en su mayoría el cálculo de distribución de la acción sísmica en altura, agregando detalles en la definición del parámetro H y especificando la forma de enumeración de niveles, siendo 0 el nivel basal.</p>	<p>5.5.3 Distribución en altura Las fuerzas estáticas equivalentes representan la acción sísmica que se deben distribuir en la altura según la fórmula siguiente:</p> $F_k = \frac{A_k \cdot P_k}{\sum_1^n A_j \cdot P_j} \cdot Q_0 \quad (5.5.3 - 1)$ $A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (5.5.3 - 2)$ <p>En que: F_k = fuerza horizontal sísmica en el nivel k; P_k, P_j = peso sísmico en los niveles k y j; A_k = parámetro en el nivel k; n = número de niveles; Q_0 = esfuerzo de corte basal; Z_k, Z_{k-1} = altura sobre la base de los niveles k y k-1; H = altura por sobre el nivel basal del nivel más alto al que hay asociada masa sísmica.</p> <p>Los niveles se enumeran de abajo hacia arriba, el nivel 0 es el nivel basal.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
5.4. Análisis elástico dinámico		5.6 Análisis modal espectral (AME)
		5.6.1 El análisis modal espectral se debe realizar considerando el espectro de diseño para la dirección horizontal.
<p>5.4.3 Número de modos El análisis debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 90% de la masa total.</p>	<p>Se mantiene el requisito de incluir un 90% de la masa en el análisis.</p> <p>Se incluyen sistemas <i>estructura-equipos</i>, en donde si se debe determinar la respuesta dinámica sísmica, se indica que en el análisis se deben incluir la cantidad de modos necesarios hasta capturar la respuesta dinámica de interés.</p> <p>Se agrega la indicación del número de modos para los casos donde se incluyan <i>equipos</i> modelados según la cláusula 5.3.4.</p>	<p>5.6.2 Número de modos El análisis debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 90% de la masa total.</p> <p>En el caso de los modelos matemáticos de sistema estructura-equipos, que incluyen componentes interiores del equipo, a los cuales se le debe determinar la respuesta dinámica sísmica para verificar el desempeño del equipo, se debe incluir en el análisis la cantidad de modos necesarios hasta capturar la respuesta dinámica de interés.</p> <p>En el caso de que el modelo matemático incluya equipos modelados de acuerdo con la cláusula 5.3.4, se debe verificar que las frecuencias de vibración más altas incluidas en el modelo sean al menos un 15% mayores que las frecuencias fundamentales de esos equipos (calculadas considerándolos como anclados a una base fija). En el caso de que esta información no esté disponible se debe incluir los modos con frecuencias hasta 30 Hz.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>5.4.4 Superposición modal Los esfuerzos y deformaciones sísmicas se deben calcular superponiendo los valores máximos modales por el método de la <i>Superposición Cuadrática Completa</i>, de acuerdo a las fórmulas siguientes:</p> $S = \sqrt{\frac{\sum_i \sum_j C_{ij} \cdot S_i \cdot S_j}{8\xi^2 r^{1,5}}} \quad (5 - 6)$ $C_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{1,5}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)}$ <p>En que: S= combinación modal; S_i, S_j = valores máximos de las contribuciones de los modos i y j; C_{ij}= coeficiente de acoplamiento entre los modos i y j; ξ = razón de amortiguamiento determinada de la Tabla 5.5; T_i, T_j= periodo de los modos i y j.</p>	<p>Comentarios</p> <p>Se <i>mantiene</i> la superposición modal calculada mediante el método de la <i>superposición Cuadrática Completa</i>.</p> <p>Se agrega la definición del coeficiente de acoplamiento entre los modos para razones de <i>amortiguamiento modal diferentes</i>.</p> <p>Para el caso de <i>amortiguamientos modales iguales</i>, se <i>mantiene</i> la definición de la normativa publicada en 2003, solamente es expresada de forma diferente matemáticamente.</p>	<p>5.6.3 Superposición modal La estimación de los valores máximos de las diferentes cantidades de respuesta debidas a la acción sísmica (fuerzas, desplazamientos, esfuerzos internos y deformaciones) se deben calcular superponiendo sus correspondientes valores máximos calculados para cada modo considerado por el método de la superposición Cuadrática Completa, de acuerdo con las fórmulas siguientes:</p> $S = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot S_i \cdot S_j} \quad (5.6.3 - 1)$ <p>Para razones de amortiguamiento modal diferentes:</p> $\rho_{in} = \frac{\sqrt[8]{\xi_i \xi_n} (\beta_{in} \xi_i + \xi_n) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\xi_i \xi_n \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_n^2) \beta_{in}^2} \quad (5.6.3 - 2)$ <p>Para razones de amortiguamiento modal iguales:</p> $\rho_{in} = \frac{8\xi^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2)^2} \quad (5.6.3 - 3)$ <p>Con $\beta_{in} = T_n/T_i$ En que: S= estimación del valor máximo de la respuesta; S_i= valor máximo de la respuesta en el modo i;</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		ρ_{ij} = coeficiente de acoplamiento entre los modos i y j; ξ_i = razón de amortiguamiento del modo i; T_i = período del modo i.
<p>5.4.5 Esfuerzo de corte basal mínimo</p> <p>Si el esfuerzo de corte basal Q_0 resulta menor que el valor siguiente:</p> $Q_{\min} = 0,25I \frac{A_0}{g} P \quad (5 - 8)$ <p>Todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente Q_{\min}/Q_0 para los efectos de diseño.</p>	<p>Se define el <i>corte basal mínimo</i> según el coeficiente sísmico mínimo, por lo tanto, este tiene valores diferentes dependiendo del periodo fundamental de la estructura.</p>	<p>5.6.4 Esfuerzo de corte basal mínimo</p> <p>Si el esfuerzo de corte basal Q_0 resulta menor que el valor siguiente:</p> $Q_{\min} = C_{\min} \cdot P \quad (5.6.4 - 1)$ <p>Donde, C_{\min} se define en 5.5.2</p> <p>Todas las fuerzas y esfuerzos internos derivados de Q_0 se deben multiplicar por el cociente Q_{\min}/Q_0 para los efectos de diseño.</p>
<p>5.4.6 Torsión accidental</p> <p>El efecto de la torsión accidental sólo se debe considerar en los niveles que tienen diafragma rígido. En tales casos, este efecto se puede incluir considerando las posibles variaciones en la distribución de pesos propios y sobrecarga. En caso que no existan antecedentes para realizar lo anterior, se debe usar la disposición 6.3.4 de NCh433.Of96.</p>	<p>Se considera el <i>efecto de la torsión</i> debido a variaciones en la distribución de cargas de operación y ubicación de sobrecargas y peso propio, esta torsión a diferencia que, en la norma vigente, en el proyecto los diafragmas pueden clasificarse como flexibles o rígidos, mientras que en la norma actual solamente se considera la torsión en pisos con diafragma rígido.</p>	<p>5.6.5 Torsión</p> <p>Los efectos de la torsión debido a variaciones de la distribución de las cargas de operación, ubicación de las sobrecargas y peso propio, deben ser consideradas en el diseño estructural.</p> <p>Para efectos de esta norma, los diafragmas deben clasificarse como flexibles o rígidos, de acuerdo con 5.3.3.</p>
<p>5.5 Acción sísmica vertical</p>		<p>5.7 Acción sísmica vertical</p>
<p>5.5.1 La acción sísmica vertical se puede considerar en forma estática, en la forma que se indica a continuación:</p>	<p>Se elimina la distinción de la fuerza vertical según tipo de estructura, y se define para todo tipo de estructuras,</p>	<p>5.7.1 Se deben representar el efecto sísmico vertical considerando fuerzas estáticas equivalentes calculadas como: $Fv = \pm C_v \cdot P$, en que C_v es el coeficiente</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>a) Para los casos indicados en 5.1.1 a) y 5.1.1 b) se debe aplicar un coeficiente sísmico vertical parejo, sobre todos los elementos, igual a A_0/g. De este modo la fuerza sísmica vertical debe ser: $Fv = \pm(A_0/g)IP$, en que P es la suma de las cargas permanentes y sobrecargas.</p> <p>b) Para los casos contemplados en 5.1.1 c) y 5.1.1 d), el coeficiente sísmico debe ser $2A_0/3g$.</p> <p>c) Para los casos contemplados en 5.1.1 e), se debe proceder de acuerdo a lo indicado en 5.9.</p>	<p>solamente separando aquellas con aislación sísmica.</p> <p>Se actualiza el cálculo del <i>coeficiente sísmico vertical</i>.</p> <p>Se considera la acción del parámetro S relacionado con el tipo de suelo de fundación.</p>	<p>sísmico vertical y P los valores de los pesos que efectivamente generan fuerzas de inercia verticales, actuando en las posiciones de los centros de gravedad de los correspondientes componentes (elementos estructurales o equipos). El valor de Cv debe ser $1,18 \cdot S \cdot A_0/g$.</p> <p>Para estructuras con aislación sísmica, se debe proceder de acuerdo con lo indicado en la cláusula 5.11.</p>
<p>5.5.2 Alternativamente, se puede desarrollar un análisis dinámico vertical con el espectro de aceleraciones indicado en la expresión (5-5), para $R=3$ y $\xi=0,03$. En este caso, la ordenada espectral no necesita ser mayor que IA_0. Razones de amortiguamiento mayores que 0,03 se deben justificar especialmente.</p>	<p>En la norma actual, para poder realizar un análisis modal espectral se debía utilizar el mismo espectro que para el caso horizontal, el cual es válido para una estructura con parámetros $R=3$ y $\xi=0,03$.</p> <p>En el caso de la actualización se debe utilizar el <i>espectro de diseño</i> específicamente definido para la <i>dirección vertical</i> (diferente al de la dirección horizontal).</p>	<p>5.7.2 Alternativamente, se puede desarrollar un análisis modal espectral utilizando el espectro de diseño para la dirección vertical.</p>
<p>5.6 Equipos robustos y rígidos apoyados en el suelo</p> <p>Esta disposición se refiere a equipos cuyo período fundamental propio es menor</p>	<p>La definición de equipos rígidos se mantiene para el mismo período fundamental que en la norma vigente.</p>	<p>5.8 Equipos rígidos apoyados en el suelo</p> <p>Se definen como equipos rígidos apoyados en el suelo aquellos cuyo período fundamental es menor a 0,06 s. El período</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>o igual a 0,06 s, incluyendo el efecto del sistema de conexión a su fundación.</p> <p>Estos equipos se pueden diseñar por el método de análisis estático, con un coeficiente sísmico horizontal igual a $0,7A_0/g$ y un coeficiente sísmico vertical igual a $0,5A_0/g$</p>	<p>Se agrega la indicación de que el período debe considerar las fuentes de flexibilidad del equipo, de su sistema de fundación y de la conexión equipo-fundación.</p> <p>Para el caso de diseño sísmico en la actualización normativa se indica que se deben respetar las disposiciones del Capítulo 7.</p> <p>Se elimina la indicación de que se puede hacer un diseño bajo el método de análisis estático.</p>	<p>fundamental debe considerar las fuentes de flexibilidad del equipo, de su sistema de fundación y de la conexión equipo-fundación.</p> <p>El diseño sísmico de equipos rígidos apoyados en el suelo y sus anclajes debe respetar las disposiciones del Capítulo 7, considerando un factor $K_p = 1,0$ y una aceleración horizontal $a_k = 1,2SA_0I$. La fuerza sísmica vertical se debe considerar como 0,7 veces la fuerza sísmica horizontal resultante.</p>
<p>5.7 Diseño por desplazamientos diferenciales horizontales</p> <p>Para el caso de puentes o pasarelas que unen edificio, torres y otros equipos se deben proveer apoyos horizontales que permitan el desplazamiento sísmico real entre estructuras o equipos indicados en 6.2.</p> <p>En ningún caso la longitud del apoyo será inferior a S, donde:</p> $S [cm] = 20 + 0,2L + 0,5H; L \leq 60m (5 - 9)$ <p>En que:</p> <p>S= largo mínimo de apoyo (ver Figura 5.2);</p> <p>L= luz en metros del puente o pasarela entre apoyos;</p> <p>H= altura en metros de los apoyos del puente o pasarela sobre el sello de</p>	<p>En la actualización se indica que para estructuras que vibren de forma independiente entre sí, se debe proveer la longitud de apoyo que permita el desplazamiento relativo entre ellos. En caso de esto no ocurrir se debe considerar como un elemento de acoplamiento que transmita fuerzas entre los sistemas, y debe ser diseñado en consecuencia.</p> <p>No se considera el límite de la longitud de apoyo (S) presentado en la norma vigente.</p>	<p>5.9 Diseño por desplazamientos diferenciales horizontales</p> <p>Para el caso de plataformas, pasarelas o cualquier elemento estructural que una edificios, torres, equipos o sistemas que vibren de manera independiente entre si, se debe proveer una longitud de apoyo que permita el desplazamiento relativo entre ellos. La estimación de los desplazamientos relativos debe considerar los valores indicados en 6.2.1 amplificados por un factor igual a 1,2.</p> <p>En apoyos que no permitan el desplazamiento relativo indicado en el párrafo anterior, se debe considerar a la plataforma, pasarela o elemento de conexión como un elemento de acoplamiento que transmitirá fuerzas entre</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
fundación de la estructura u equipo de mayor altura.		los sistemas y debe ser diseñado en consecuencia.
<p>5.8 Análisis especiales</p>	<p>En la actualización normativa se entrega una descripción general respecto a análisis especiales, los cuales se presentan como alternativas a los presentado en 5.5 y 5.6 (secciones de proyecto normativo).</p> <p>En esta sección se describe cuando es necesario hacer uso de análisis especiales.</p> <p>Se indica que en caso de estudiar una estructura que se encuentra en una zona con singularidades topográficas y/o suelos que no se encuentran representados en la norma, se debe hacer mediante análisis especiales (lineales o no lineales).</p> <p>El análisis tiempo-historia lineal debe usarse cuando se quiera evaluar la respuesta en el tiempo.</p> <p>El análisis tiempo-historia no lineal se debe usar cuando se requiera modelar explícitamente el comportamiento inelástico del sistema estructura o de sus componentes.</p>	<p>5.10 Análisis especiales</p> <p>Los análisis especiales se definen como una metodología alternativa a los procedimientos básicos para el diseño definido en 5.5 y 5.6 y/o verificación del comportamiento de cualquier sistema estructural. Las restricciones de cada método se establecen en las cláusulas siguientes.</p> <p>Para estructuras ubicadas en zonas que presenten singularidades topográficas y/o suelos para los cuales no se presenten parámetros de diseño en la presente norma, debe considerarse el uso de análisis especiales lineales o no lineales, según lo indicado en esta sección.</p> <p>Cuando se requiera evaluar la respuesta del sistema estructural o sus componentes en el tiempo se permite considerar el método de análisis tiempo-historia lineal, según lo indicado en 5.10.3.</p> <p>Cuando se requiera modelar explícitamente el comportamiento inelástico del sistema estructural o de sus componentes se debe considerar el método de análisis tiempo-historia no lineal, según lo indicado en 5.10.4.</p> <p>Cuando se utilicen métodos de análisis lineales, se deben cumplir todos los</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p>Se indica que para modelos lineales se deben cumplir con los detallamientos dúctiles de esta norma.</p> <p>Para métodos no-lineales no es necesario aplicar los detallamientos dúctiles, en la medida que mediante el modelo se puede predecir el comportamiento.</p>	<p>requisitos de detallamiento dúctil aplicables de esta norma.</p> <p>Cuando se utilicen métodos de análisis no-lineales, se puede evitar los requisitos de detallamiento dúctil en la medida que el modelo matemático sea capaz de predecir dicho comportamiento de acuerdo con procedimientos validados por la práctica o el estado del arte.</p>
5.8.1 Análisis espectrales		5.10.1 Análisis dinámico por superposición modal con espectro de sitio
<p>5.8.1.1 Se pueden desarrollar espectros especiales aplicables a un determinado proyecto, tales que tomen en consideración las características e importancia de las obras a construir, las condiciones geotécnicas del sitio, la distancia a fuentes sismogénicas, sus características, y los factores locales de amplificación o reducción de la intensidad del movimiento del suelo en función de la topografía del lugar, de los eventuales efectos de direccionalidad de las ondas, o de la configuración y constitución del subsuelo.</p> <p>Con este fin se pueden definir parámetros tales como los valores máximos de la aceleración, de la velocidad y del desplazamiento del suelo y a través de ellos configurar los espectros especiales</p>	<p>En la actualización se describen los requisitos y procesos de obtención del espectro de sitio en la disposición 5.4.3. En donde se presenta más detalle y se menciona que en caso de no existir espectro de sitio se puede utilizar el espectro de referencia.</p>	<p>5.10.1.1 Cuando se disponga de un espectro de sitio, obtenido según lo indicado en 5.4.3, se permite el desarrollo de análisis espectrales de acuerdo con las disposiciones de 5.6, reemplazando el espectro de diseño por el espectro de sitio.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
para los niveles de amortiguamiento viscoso de la Tabla 5.5, o definir otros que permitan formulaciones semejantes a la contenida en NCh433.Of96.		
5.8.1.2 Para fines de diseño, la definición de los valores máximos de la aceleración, velocidad y desplazamientos deberá tener presente los antecedentes históricos o determinísticos que se puedan aplicar o relacionar con el sitio en estudio, los que se pueden complementar con valores probabilísticos obtenidos de análisis de riesgo sísmico desarrollados para sismos con un período de retorno de 100 años. En el análisis de riesgo las fórmulas de atenuación usadas corresponderán a las de valores esperados de la aceleración, velocidad o desplazamiento, correspondientes a las características de las fuentes sismogénicas consideradas en el estudio.	En el punto 5.4.3.2 de prNCh2369 junio-2022 se indica que el espectro objetivo a nivel máximo es el espectro de sitio considerando un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años, esto para una razón de amortiguamiento de 5%.	
	Se indica la aplicación del coeficiente de importancia y el factor de modificación de la respuesta.	5.10.1.2 Para fines de diseño, el espectro de sitio debe ser amplificado por un coeficiente de importancia (I), no menor al definido en 4.3.2, y reducido por un factor de modificación de la respuesta (R), no mayor al definido en la Tabla 5.6.
	Indica que, al ser una demanda de un nivel último, la respuesta estructural debe considerar un factor de mayoración de 1.0	5.10.1.3 El espectro de sitio corresponde a una demanda representativa de un nivel último, por lo que la respuesta estructural obtenida de un análisis modal

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	(LRFD) y 0,7 (ASD) para el uso en las combinaciones de carga.	espectral basado en el espectro de sitio, debe considerar un factor de mayoración de 1,0, para su uso en combinaciones LRFD y un factor de 0,7, para uso en combinaciones ASD.
5.8.1.3 Los esfuerzos de corte basales obtenidos con el espectro definido mediante este análisis no deben ser menores que el 75% ni necesitan ser mayores que el 125% de los obtenidos con los métodos indicados en 5.4.	En la actualización no se considera un corte basal máximo que en la versión oficial correspondía a un 125% de lo obtenido según un análisis elástico dinámico (análisis modal espectral), en cambio, en la actualización se consideran dos valores, de los cuales el menor es el corte basal mínimo. Siendo diferentes al valor presentado en la versión de la norma oficializada en 2003.	5.10.1.4 El corte basal de diseño obtenido al aplicar el espectro de sitio no debe ser menor que 1,1 veces el corte de diseño de acuerdo a 5.6 ni 1,4 el corte mínimo indicado en 5.6.4.
5.8.2 Análisis tiempo-historia		5.10.2 Análisis tiempo-historia. Requisitos generales
5.8.2.1 Para los análisis tiempo-historia se deben usar a lo menos tres registros reales, representativos de las zonas sismogénicas consideradas, escalados de modo que el espectro resultante de combinar los espectros de cada registro, mediante la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de los valores individuales escalados , no quede en ningún punto del rango de frecuencias de interés por debajo del espectro de diseño definido en 5.8.1.	Se mantiene la utilización de tres registros reales, se agrega la indicación de que deben ser para componentes horizontales y verticales. Se mantiene la alternativa de utilizar registros sintéticos.	5.10.2.1 Selección y ajuste de registros sísmicos Se deben seleccionar componentes horizontales y verticales de al menos tres registros de aceleración del suelo. Los registros deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con aquellos que controlan el espectro objetivo. Cuando no se disponga de registros reales, se pueden considerar registros artificiales que simulen estas condiciones. Para cada par de componentes horizontales se deben construir los

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>5.8.2.2 Alternativamente, se puede utilizar un registro sintético cuyo espectro arroje valores mayores que el definido en 5.8.1 para todo rango de frecuencias de interés.</p>	<p>En la norma anterior se indicaba que el espectro resultante se obtenía mediante la raíz cuadrada del promedio de los valores. En la actualización se combina como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).</p> <p>Se agregan restricciones para la combinación, teniendo valores mínimos y máximos respecto al espectro objetivo presentado en 5.4.3.</p> <p>Se agrega una alternativa a los espectros objetivos presentados en 5.4.3, los cuales sea usados para análisis no-lineal. Se indican las restricciones que se deben tener para esto.</p>	<p>espectros elásticos de pseudo aceleración para una razón de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi=0,05$) y combinar según la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Los registros se deben escalar o ajustar de manera que el promedio de los espectros de respuesta combinados con SRSS para los pares de componentes horizontales, no resulte menor que el 1,17 veces el espectro objetivo a nivel de diseño o máximo indicado en 5.4.3, según corresponda, en el rango de períodos entre $0,2T$ y $1,5T$, donde T es el periodo fundamental de la estructura en la dirección del análisis. En cada registro se debe aplicar el mismo factor de escala a sus tres componentes.</p> <p>Alternativamente a los espectros objetivos indicados en 5.4.3, y para propósitos de análisis de respuesta no-lineal, es posible realizar la selección de los registros considerando espectros de media condicionada, basados en factores de correlación espectral para la realidad subductiva nacional. Se debe considerar un número de espectros de media condicionada igual al número de periodos que permitan coleccionar el 90% de la masa modal en cada dirección de análisis. Cuando se considere el uso de espectros de media condicionada, el espectro</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>envolvente de los registros seleccionados no debe ser menor que el 75% del espectro objetivo en el rango de períodos entre 0,2T y 1,5%, donde T es el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.</p>
<p>5.8.2.3 Cuando se usen tres registros diferentes, se adoptarán para el diseño los valores máximos del parámetro de interés, obtenidos de aplicar cada uno de ellos. En esta definición se entiende por parámetro de interés la sollicitación, fuerza axial, corte, momento de flexión o la deformación obtenida para cada miembro en particular o para la estructura considerada globalmente.</p>	<p>Se <i>mantiene</i> la forma de obtener los parámetros de interés en caso de tener 3 registros diferentes, en la actualización se especifica que es al realizar tres análisis de respuesta en el tiempo.</p> <p>Se agrega que al realizar <i>siete o más análisis</i> de respuesta en el tiempo se permite utilizar el valor <i>promedio</i> de respuesta del parámetro de interés.</p>	<p>5.10.2.2 Evaluación de parámetros de interés</p> <p>Para cada análisis de respuesta en el tiempo se debe calcular el parámetro de interés. Cuando se realicen tres análisis de respuesta en el tiempo, se debe utilizar en el diseño y/o verificación la respuesta máxima del parámetro de interés. Cuando se realicen siete o más análisis de respuesta en el tiempo, se permite utilizar para el diseño y/o verificación el valor promedio de respuesta del parámetro de interés.</p>
<p>5.8.2.5 Los análisis tiempo-historia se deben hacer considerando cada vez movimientos en una sola de las direcciones principales de la estructura, actuando simultáneamente con la excitación vertical.</p>	<p>Se postula que la acción sísmica debe considerar las 3 direcciones ortogonales de la aceleración del suelo.</p> <p>En la versión actual, se indica que los análisis tiempo-historia deben hacerse de a una dirección a la vez, considerando de forma simultánea la excitación vertical.</p>	<p>5.10.2.3 Definición de la acción sísmica mediante registros de aceleración de suelo.</p> <p>La acción sísmica debe incorporar las tres componentes de aceleraciones del suelo, es decir, dos horizontales ortogonales y una vertical.</p>
	<p><i>Nueva incorporación</i></p> <p>De todas formas, estaba de forma implícita en lo presentado en la norma del 2003.</p>	<p>5.10.2.4 Modelación Estructural</p> <p>El modelo estructural, ya sea de tipo lineal o no-lineal, debe construirse de acuerdo con los requisitos de 5.3 considerando una modelación tridimensional.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<i>Nueva incorporación</i>	<p>5.10.3 Análisis tiempo-historia lineales</p> <p>Los análisis tiempo-historia lineales deben consistir en modelos matemáticos lineales de la estructura para determinar sus respuestas a través de métodos numéricos de integración.</p>
	<i>Nueva incorporación</i>	5.10.3.1 La selección de registros sísmicos se debe realizar de acuerdo con 5.10.2.1 considerando el espectro objetivo a nivel de diseño definido en 5.4.3.1
	<i>Nueva incorporación</i>	5.10.3.2 Si se considera una integración modal de la respuesta se debe considerar un número de modos de acuerdo con lo indicado en 5.6.2
5.8.2.6 En los análisis tiempo-historia, el amortiguamiento se debe tomar de Tabla 5.5 y la duración del registro debe ser igual o mayor que 120 s, a menos que un estudio de riesgo sísmico fundamente el uso de una duración diferente.	<p>Se mantiene que el amortiguamiento debe ser determinado desde la Tabla 5.5 (numeración de tabla para cada una de las versiones estudiadas de la norma).</p> <p>Se elimina cual es la duración del registro.</p>	5.10.3.3 El amortiguamiento viscoso equivalente debe considerar las razones de amortiguamiento crítico indicadas en la Tabla 5.5.
	<i>Nueva incorporación</i>	5.10.3.4 Para fines de diseño, el coeficiente de importancia (I), no debe ser menor al definido en 4.3.2, y el factor de modificación de la respuesta (R), no debe ser mayor al definido en la Tabla 5.6.

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p><i>Se incorpora el factor χ.</i></p> <p>Se mantiene la definición del corte basal mínimo, que en la actualización se cita de acuerdo con el punto 5.6.4, en donde se tiene la incorporación del parámetro S relativo al tipo de suelo de fundación. De lo cual se deduce que también se debe cumplir que, si el corte basal es menor que el corte mínimo, las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente Q_{min}/Q_0 para los efectos de diseño.</p>	<p>5.10.3.5 Se define el factor χ como: $\chi = \max(1.1Q_0, 1.4Q_{min})/Q_{THL} \geq 1$ Donde: Q_0 = corte de diseño de acuerdo con 5.6. Q_{min} = corte mínimo de acuerdo con 5.6.4. Q_{THL} = corte basal máximo dividido por el factor R/I, de acuerdo con lo indicado en 5.10.3.4.</p>
	<p><i>Nueva incorporación</i></p>	<p>5.10.3.6 Los desplazamientos sísmicos horizontales se deben amplificar por el factor χ, definido en 5.10.3.5, y deben considerar lo indicado en 6.3.</p>
<p>5.8.2.4 Cuando el análisis tiempo-historia sea lineal los esfuerzos resultantes en los miembros se pueden dividir por los factores R indicados en Tabla 5.6, siempre que los desplazamientos calculados sean compatibles con los límites impuestos en 6.3.</p>	<p>Se reemplaza que los <i>esfuerzos sísmicos resultantes</i> deben ser divididos por R, y en la actualización se menciona que deben ser divididos por R/I, y también amplificados por el factor χ, definido en 5.10.3.5, las numeraciones corresponden al proyecto normativo.</p> <p>Se agrega el resto de las consideraciones mencionadas en esta sección.</p>	<p>5.10.3.7 Los esfuerzos sísmicos resultados en los elementos se deben amplificar por el factor χ, y deben ser divididos por el factor R/I, de acuerdo con lo indicado en 5.10.3.4. Consistentemente, los elementos estructurales deben cumplir con los requisitos de diseño aplicables a cada sistema y material, indicados en esta norma.</p> <p>Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño deben considerar factores de</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p>Para el caso de los desplazamientos sísmicos, se menciona en el punto 5.10.3.6 que los desplazamientos sísmicos deben ser amplificados por el factor χ, y deben considerar lo indicado en 6.3 de prNCh2369 junio-2022.</p>	<p>mayoración de acuerdo con lo indicado en 5.10.1.3.</p>
<p>5.8.2 Análisis tiempo-historia</p>	<p><i>Nueva incorporación</i></p>	<p>5.10.4 Análisis tiempo-historia no lineales Los análisis tiempo-historia no lineales deben ser aplicados en los casos en que no se cumplen las hipótesis de los análisis básicos. Los análisis tiempo-historia no lineales, deben consistir en modelos matemáticos (estructuras, equipos, componentes) que representen el comportamiento no lineal de los elementos, para determinar sus respuestas a través de métodos numéricos de integración.</p>
	<p><i>Nueva incorporación</i></p>	<p>5.10.4.1 En la selección de registros se debe considerar tanto el espectro objetivo a nivel de diseño como el espectro objetivo a nivel máximo, de acuerdo con lo indicado en 5.4.3. La selección de registros sísmicos debe realizarse de acuerdo con lo indicado en 5.10.2.1.</p>
	<p><i>Nueva incorporación</i></p>	<p>5.10.4.2 Cuando para realizar el análisis no-lineal se utilice el método basado en integración numérica y descomposición usando una base de</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>vectores de Ritz, se debe tener en cuenta las limitaciones de esa metodología, y considerar al menos los siguientes requisitos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - El número de vectores iniciales elegido debe ser adecuado para representar al menos el 90% de la masa equivalente del sistema (equivalente al requisito 5.6.2). - Los vectores iniciales elegidos deben incluir todas y cada una de las deformaciones internas en las que se puede producir comportamiento no lineal y los nodos asociados a esas deformaciones deben tener masa. - El chequeo de convergencia de cada paso del procedimiento de integración debe tener suficiente precisión para permitir incluir el efecto de cada una de las “fuentes” de efectos no lineales en el modelo. - El procedimiento no es capaz de representar efectos de no linealidad geométrica (deformaciones grandes) o causados por “efectos P-Δ”, por lo que si esos efectos son relevantes no es factible su uso.
	<i>Nueva incorporación</i>	<p>5.10.4.3 En los análisis de respuesta no lineal en el tiempo, la razón de amortiguamiento inherente de la estructura ξ debe ser definido como sigue:</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>prNCh2369 junio-2022</p> <p>Suelos A y B según Tabla 5.3: $\xi=0,02$ Suelos C, D y E según Tabla 5.3: $\xi=0,03$</p> <p>Valores mayores a los anteriores deben ser validados en base a estudios y documentación específica del sistema estructural en estudio.</p> <p>Cuando el amortiguamiento provisto por el suelo de fundación sea explícitamente modelado la razón de amortiguamiento inherente del sistema estructural, no debe superar el 1% ($\xi=0,01$).</p>
	<p><i>Nueva incorporación</i></p>	<p>5.10.4.4 Criterios de aceptación para estructuras y equipos</p> <p>En el caso de estructuras, las respuestas registradas en elementos controlados por deformación (fusibles comúnmente), deben considerar como mínimo los límites indicados a continuación:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) En análisis con registros sísmicos consistentes con el espectro objetivo a nivel de diseño deben generarse deformaciones compatibles con los objetivos de continuidad de operación indicados en 4.1.1 b). b) En análisis con registros sísmicos consistentes con el espectro

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>objetivo a nivel máximo deben generarse deformaciones compatibles con los objetivos de protección de vida indicados en 4.1.1 a).</p> <p>Para cada caso, deben definirse criterios de aceptación cuantitativos validados en base a información experimental, modelos numéricos calibrados o documentación técnica reconocida, que explícitamente definan límites consistentes o asimilables a los indicados en esta norma.</p> <p>Las verificaciones de resistencia de elementos en los que no se permita el desarrollo de inelasticidad (no fusibles comúnmente) pueden considerar las capacidades esperadas de los materiales en caso de que el modo de falle clasifique como dúctil, y deben considerar las capacidades nominales en caso de que el modo de falla clasifique como frágil.</p> <p>La interacción de fuerzas solicitantes en los elementos debe considerar las acciones que ocurren de manera simultánea durante el evento.</p> <p>En el caso de equipos de proceso, deben establecerse criterios de aceptación específicos para cada proyecto que sean consistentes con los objetivos de</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		continuidad de operación de cada tipo particular de industria.
	<i>Nueva incorporación</i>	<p>5.10.4.5 Como criterio de aceptación adicional e independiente, debe verificarse que el sistema estructural-equipos posea una resistencia lateral mínima compatible con un corte basal de diseño de $0,25SA_0I$ veces el peso sísmico del sistema.</p> <p>Esta verificación debe realizarse mediante análisis modal espectral para componentes horizontales de la demanda sísmica y debe ser consistente con lo establecido en 4.5 y 5.6.</p>
<p>5.9 Estructuras con aislación sísmica o disipadores de energía.</p>	<p>La actualización normativa se basa fundamentalmente en la <i>norma NCh2745</i>, sin especificar el año de oficialización, por lo cual se entiende que se debe considerar la última versión vigente.</p>	<p>5.11 Estructuras con sistemas de aislación sísmica o sistemas pasivos de disipación de energía</p>
<p>5.9.1 Consideraciones generales</p>		
<p>5.9.1.1 Se entiende por sistemas de aislación sísmica y disipación de energía cualquier dispositivo que sea incorporado al esquema resistente de una estructura con el propósito de modificar sus propiedades dinámicas, ya sea alterando su período fundamental de vibración, aumentando su capacidad de disipación de energía o modificando la distribución de fuerzas con el fin de mejorar su respuesta sísmica.</p>	<p>Se elimina esta definición de los sistemas, dejando a entender que debe ser buscada en la norma <i>NCh2745 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica”</i></p>	

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>5.9.1.2 El sistema resistente de la estructura a fuerzas laterales y el sistema de aislación y/o disipación de energía deben ser diseñados para resistir la demanda de deformación y resistencia producida por el movimiento sísmico, de acuerdo con lo especificado en 5.9, 5.8.1 y 5.8.2 de la presente norma.</p>	<p>La norma oficial referencia a que se debe cumplir lo del presente capítulo y al capítulo de <i>Análisis Especiales</i> (Análisis espectrales y Análisis tiempo-historia)</p>	
<p>5.9.1.3 El modelo matemático de la estructura física debe representar la distribución de masas y rigidez de la estructura en un nivel que sea adecuado para el cálculo de las características significativas de su respuesta dinámica. Se debe utilizar un modelo tridimensional de la superestructura que considere los desplazamientos verticales en los aisladores. Para los casos indicados en 5.1.1 e) el modelo debe incluir los grados de libertad verticales en el análisis dinámico. Las razones de amortiguamiento que se usen deben ser las correspondientes a los sistemas de aislación o de disipación de energía.</p>		
<p>5.9.1.4 El análisis y la verificación de los sistemas de aislación y disipación de energía se deben realizar mediante un análisis modal espectral o de historia de respuesta en el tiempo o en frecuencias. El análisis modal espectral solo se podrá utilizar si el dispositivo o aislador es</p>		

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
susceptible de ser modelado en una forma lineal equivalente validada.		
5.9.1.5 Los análisis espectrales (ver 5.4 y 5.8.1) o de historia de respuesta (ver 5.8.2) se deben hacer considerando las componentes horizontales, una a la vez, actuando en la planta en la dirección más desfavorable simultáneamente con la componente vertical, cuando ello sea necesario de acuerdo a 5.1.1 e).		
5.9.1.6 Las relaciones constitutivas fuerza-deformación que se consideren en el análisis para los dispositivos escogidos, deben estar debidamente fundamentadas y respaldadas por ensayos de laboratorio.		
5.9.1.7 En las estructuras provistas de sistemas de aislación y/o disipación de energía no son aplicables las limitaciones del corte basal que se indican en 5.3.3.2 y 5.4.5. Asimismo, en las estructuras con aisladores la limitación a la deformación máxima que se indica en 6.3 sólo es aplicable a la superestructura y no a la interfaz de aislación.		
5.9.2 Estructuras con aisladores sísmicos		5.11.1 Estructuras con sistema de aislación sísmica
Los sistemas de aislación sísmica deben ser analizados y diseñados de acuerdo con las disposiciones de NCh2745		5.11.1.1 Todas las estructuras industriales con aislación sísmica y cada porción de estas se deben diseñar de acuerdo con los requisitos de NCh2745 y las disposiciones 5.11.1.2 y a 5.11.1.7.

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<i>Nueva incorporación</i>	5.11.1.2 Las referencias de NCh2745 a NCh433 se deben reemplazar por referencias a NCh2369.
	<i>Nueva incorporación</i>	5.11.1.3 Se debe considerar en el diseño el coeficiente de importancia establecido en 4.3.2.
	<i>Nueva incorporación</i>	5.11.1.4 Para homologar la clasificación de suelos utilizada en esta norma y en NCh2745 se debe considerar la equivalencia en la Tabla 6 de NCh2745.
	<i>Nueva incorporación</i>	<p>5.11.1.5 El espectro del sismo de diseño (SDI) indicado en NCh2745 se puede tomar como el espectro de sitio indicado en 5.4.3 para el diseño de cualquier estructura con aislación sísmica. El espectro se debe construir para una razón de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi=0,05$).</p> <p>El espectro SDI no debe ser menor que el 80% del espectro de referencia indicado en 5.4.2. En caso de no existir espectro de sitio SDI, se permite el uso del espectro de referencia.</p> <p>El espectro del sismo máximo posible (SMP) indicado en NCh2745 se puede tomar como el espectro de sitio indicado en 5.4.3, considerando un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años (975 años de periodo de retorno medio), para el diseño de cualquier estructura con aislación sísmica. El espectro se debe</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>construir para una razón de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi=0,05$).</p> <p>El espectro SMP no debe ser menor que el 80% del espectro de referencia indicado en 5.4.2 amplificado por el factor M_M. En caso de no existir espectro de sitio SMP, se permite el uso del espectro de referencia amplificado por el factor M_M.</p> <p>El factor M_M se debe considerar igual a 1,4, tanto para la definición del SMP, como para la estimación del desplazamiento máximo del sistema de aislación indicado en NCh2745.</p>
	<i>Nueva incorporación</i>	<p>5.11.1.6 La selección de registros se debe realizar considerando lo indicado en 5.10.2.1 y el rango de periodos definido en NCh2745</p>
	<i>Nueva incorporación</i>	<p>5.11.1.7 Para efectos de diseño se debe cumplir lo siguiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - La acción sísmica vertical se debe considerar de acuerdo con lo indicado en 5.7. - La combinación de la acción sísmica vertical con la horizontal debe cumplir con lo indicado en 4.5. - El corte basal mínimo se debe considerar con lo indicado en 5.5 o 5.6, según corresponda.

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<ul style="list-style-type: none"> - Los elementos estructurales por sobre y bajo el sistema de aislación se deben diseñar considerando $R=1$, y no necesitan considerar requisitos adicionales a las resistencias requeridas. - La separación entre estructuras o cuerpos de una estructura debe cumplir con lo indicado en 6.2. - Los desplazamientos sísmicos horizontales de la superestructura deben considerar lo indicado en 6.3.
5.9.3 Estructuras con disipadores de energía	Especifica la referencia a sistemas <i>pasivos</i> de disipación de energía	5.11.2 Estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía
	<i>Nueva incorporación</i>	5.11.2.1 Todas las estructuras industriales con sistemas pasivos de disipación de energía y cada porción de éstas se deben diseñar de acuerdo con los requisitos de NCh3411 y las disposiciones 5.11.2.2 a 5.11.2.6
	<i>Nueva incorporación</i>	5.11.2.2 Las referencias de NCh3411 a NCh433 se deben reemplazar por referencias a NCh2369.
	<i>Nueva incorporación</i>	5.11.2.3 Se debe considerar en el diseño el coeficiente de importancia establecido en 4.3.2.
5.9.3.1 Toda estructura con sistemas de disipación de energía debe ser diseñada utilizando los espectros descritos en 5.4 o en 5.8 y luego verificada utilizando tres		5.11.2.4 El espectro del sismo de diseño (SDI) indicado en NCh3411 se puede tomar como el espectro de sitio indicado en 5.4.3 para el diseño de

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
registros compatibles con el nivel de demanda implícito en el espectro de diseño de acuerdo a la metodología indicada en 5.8.2.		<p>cualquier estructura con sistemas pasivos de disipación de energía. El espectro se debe construir para una razón de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi=0,05$).</p> <p>El espectro SDI no debe ser menor que el 80% del espectro de referencia indicado en 5.4.2. En caso de no existir espectro de sitio SDI, se permite el uso del espectro de referencia.</p> <p>El espectro del sismo máximo posible (SMP) indicado en NCh3411 se puede tomar como el espectro de sitio indicado en 5.4.3, considerando un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años (975 años de periodo de retorno medio), para el diseño de cualquier estructura con sistemas pasivos de disipación de energía. El espectro se debe construir para una razón de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi=0,05$).</p> <p>El espectro SMP no debe ser menor que el 80% del espectro de referencia indicado en 5.4.2 amplificado por un factor 1,4. En caso de no existir espectro de sitio SMP, se permite el uso del espectro de referencia amplificado por un factor 1,4.</p>
	<i>Nueva incorporación</i>	5.11.2.5 La selección de registros se debe realizar considerando lo indicado en 5.10.2.1 y el rango de periodos definidos en NCh3411.

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p data-bbox="835 267 1108 300"><i>Nueva incorporación</i></p>	<p data-bbox="1352 267 1898 332">5.11.1.7 Para efectos de diseño se debe cumplir lo siguiente:</p> <ul data-bbox="1394 349 1898 1026" style="list-style-type: none"> - La acción sísmica vertical se debe considerar de acuerdo con lo indicado en 5.7. - La combinación de la acción sísmica vertical con la horizontal debe cumplir con lo indicado en 4.5. - El corte basal mínimo se debe considerar con lo indicado en 5.6. - Los elementos estructurales deben verificarse de acuerdo con 5.10.4.4. - La separación entre estructuras o cuerpos de una estructura debe cumplir con lo indicado en 6.2. - Los desplazamientos sísmicos horizontales de la superestructura deben considerar lo indicado en 6.3.
<p data-bbox="199 1039 751 1291">5.9.3.2 El análisis sísmico de estructuras con sistemas de disipación de energía debe llevar a cabo utilizando procedimientos de análisis dinámico que consideren adecuadamente la relación constitutiva fuerza-deformación de los dispositivos incluidos en la estructura.</p>		

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>5.9.3.3 Los sistemas de disipación a utilizar en una estructura deben haber sido sometidos con anterioridad a estudios experimentales que demuestren un comportamiento cíclico estable del dispositivo, así como posibles variaciones de sus propiedades con la temperatura.</p>		
<p>5.10 Otras estructuras no específicamente referidas en esta norma Si el esfuerzo de corte basal Q_0 determinado para estas estructuras resulta menor que el valor siguiente:</p> $Q_{min} = 0,50I \frac{A_0}{g} P \quad (5 - 11)$ <p>Todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cuociente Q_{min}/Q_0 para los efectos de diseño. Esta disposición no aplica a estructuras que están explícitamente citadas en Tabla 5.6.</p>	<i>Eliminado</i>	

Respecto a las tablas del capítulo 5 de las normativas estudiadas se tienen los siguientes comentarios, donde las numeraciones corresponden a la norma prNCh2369 junio 2022, no a numeración de la presente memoria.

- **Tabla 5.1 “Zonificación sísmicas por comunas para las Regiones Cuarta a Novena.**

Esta tabla se actualiza según la modificación de regiones oficializada el año 2018, en donde se amplía a una división con un total de 16 regiones, a las cuales se les elimina la numeración en el nombre de las regiones, por lo tanto, esta tabla ya no es solamente para las regiones cuarta a novena, es para *todas las regiones*.

Esta actualización de división de regiones también es aplicada en la Figura 5.1 “Zonificación sísmica del territorio nacional”, donde se representa todo el territorio nacional y su zonificación sísmica. La numeración de esta figura corresponde a la numeración que tiene tanto en NCh23690 Of2003 como en prNCh2369 junio-2022

- **Tabla 5.2 “Valor de la aceleración efectiva máxima A_0 ”**

Tanto la división en tres zonas sísmicas como la asignación de aceleración efectiva máximo se mantienen en el proyecto normativo respecto a la normativa oficial.

- **Tabla 5.3 “Definición de los tipos de suelos de fundación (Sólo para ser usada con Tabla 5.4)”**

Se actualiza la denominación de suelos, pasando de tener 4 categorías, I, II, III y IV a tener 5 categorías en la actualización, A, B, C, D y E. Esta clasificación ya no es descriptiva, está separada por propiedades, estas propiedades son $V_{s30}[m/s]$ y $T_g[s]$. También se indica que para las definiciones y lineamientos sobre la clasificación sísmicas de los suelos se debe considerar el Anexo C de la norma. Esta clasificación debe considerar los suelos que influyan en la respuesta sísmica de la estructura en estudio. Adicionalmente se indica que en caso de que la información del suelo permita clasificar el suelo entre dos tipos de suelos diferentes, se debe utilizar la clasificación más desfavorable.

- **Tabla 5.4 “Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo”**

Se incluye y actualiza con la clasificación de suelos utilizada en esta norma, y también se agregan parámetros que dependen del tipo de suelo de fundación sobre el cual se encuentra la estructura estudiada. Estos parámetros agregados son: S , $T_0[s]$ y p . También se eliminan los parámetros $T'[s]$ y n . En esta tabla no se entregan parámetros para los suelos de tipo E, para los cuales se indica que se debe determinar un espectro de sitio según lo descrito en la sección

correspondiente de la actualización normativa (5.4.3). Para el caso de los suelos de tipo D se pueden utilizar espectros de sitio y también se pueden utilizar los parámetros indicados en la tabla, siempre y cuando las estructuras se diseñen considerando un $R=1,0$.

- **Tabla 5.5 “Valores máximos del factor de modificación de la respuesta y razones de amortiguamiento”**

Se reorganiza la forma de presentar los sistemas resistentes y se incluye en una sola tabla tanto para los valores para el factor de modificación de la respuesta y las razones de amortiguamiento, también se agregan sistemas resistentes con sus respectivos valores. Dentro de los sistemas resistentes que se incluyen son los sistemas estructurales de madera, tanto sistemas generales como muros de corte con sistema marco plataforma.

No se menciona en detalle cuales son los sistemas resistentes que presentan modificaciones, por lo que, al lector de este documento que esté desarrollando un trabajo que requiera tal información se le recomienda ver el documento pertinente, y la tabla correspondiente en detalle.

Se actualiza la aclaración 1, la cual indicaba que en caso de utilizar un análisis suelo-estructura en donde las razones de amortiguamiento del primer modo sean mayores a los de esta tabla, el incremento no podrá ser mayor al 50% de lo indicado en esta tabla, y para los siguientes modos se deben considerar las razones de amortiguamiento de la tabla en cuestión. En la actualización se indica que en caso de incorporar la interacción suelo-estructura, se deben aplicar las disposiciones del Capítulo 10 (“Disposiciones para fundaciones”).

Con esto se finaliza el análisis de las modificaciones hechas en las tablas del capítulo 5. A continuación, se presenta una comparación de las diferencias de los espectros de diseño y de la definición del coeficiente sísmico mínimo, en cada una de las versiones normativas estudiadas.

Comparación espectros de diseño

Los espectros de diseño horizontal en ambas versiones de la norma son los presentados en la siguiente tabla:

Tabla 3: Espectros de diseño horizontal

NCh2369 Of.2003	prNCh2369 junio-2022
$S_a(T_H) = \frac{2,75A_0I}{R} \left(\frac{T'}{T}\right)^n \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \leq IC_{\text{máxg}}$	$S_a(T_H) = 0,7 \frac{I S_{aH}(T_H)}{R} \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4}$

En la actualización normativa se tiene que la definición de los espectros de diseño (horizontal y vertical) dependen del espectro de referencia. Para el caso del espectro de referencia horizontal $S_{aH}(T_H)$ está definido de la siguiente forma:

$$S_{aH}(T_H) = 1,4SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right)$$

Esta definición está considerada para estructuras con una razón de amortiguamiento de $\xi = 0,05$, y se indica que para amortiguamientos menores (entre 0,02 y 0,05) se debe ponderar por:

$$\left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$$

Se entiende que en la definición del espectro de diseño ya se encuentra aplicada el ajuste para razones de amortiguamiento menores a un 5%, dado esto se tiene que el espectro de diseño queda definido de la siguiente forma:

$$S_a(T_H) = 0,98 \frac{ISA_0}{R} \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right) \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$$

Tanto el factor de modificación de la respuesta, R, la aceleración efectiva máxima, A_0 , la razón de amortiguamiento crítica, ξ , como el coeficiente de importancia, I, no tienen un impacto en la definición del espectro. Para el caso del factor de modificación de la respuesta, R, y la razón de amortiguamiento crítica, ξ , ambos tienen variaciones en algunas estructuras, por lo que se recomienda revisar en detalle la tabla 5.5 del proyecto de norma, según la estructura en estudio.

Es evidente notar que hay una diferencia en la forma de definir el espectro de diseño, y también se encuentra presente la influencia del parámetro S, el cual se encuentra determinado según el tipo de suelo, el cual tiene los siguientes valores según la Tabla 5.4 de prNCh2369 junio-2022.

Tabla 4: Valor del parámetro S que depende del tipo de suelo

Tipo de Suelo	S
A	0.90
B	1.00
C	1.05
D	1.20
E	-

Para el caso de los suelos tipos D y E se debe desarrollar un espectro de sitio, para el caso del suelo tipo D es posible no realizar un espectro de sitio y usar los parámetros presentados en la norma (Tabla 5.4 de prNCh2369 junio-2022) siempre que se realice un diseño de estructura utilizando un $R=1,0$.

Considerando lo anterior se presenta que el mayor impacto del parámetro S es en los suelos tipo D que corresponde a suelos medianamente densos, o firme.

En el caso de la definición planteada en el proyecto de norma, éste no tiene un límite superior como si tiene el espectro de diseño en la versión oficial.

Para poder ejemplificar esto se generan los espectros considerando los siguientes parámetros:

Tabla 5: Parámetros zona sísmica 2 y suelo tipo B/II

Parámetro	Valor
A_0	0.3g
I	1
R	5
T'	0.35
ξ	0.03
n	1.33
S	1
T_0	0.3
p	1.6

Estos valores corresponden a los parámetros considerados para el estudio de la estructura de “Chancado de Pebbles” el cual es descrito en mayor detalle en los capítulos siguientes. Considerando estos valores, tanto para el tipo de suelo y el tipo de estructura en cuestión, se obtienen los siguientes espectros de diseño.

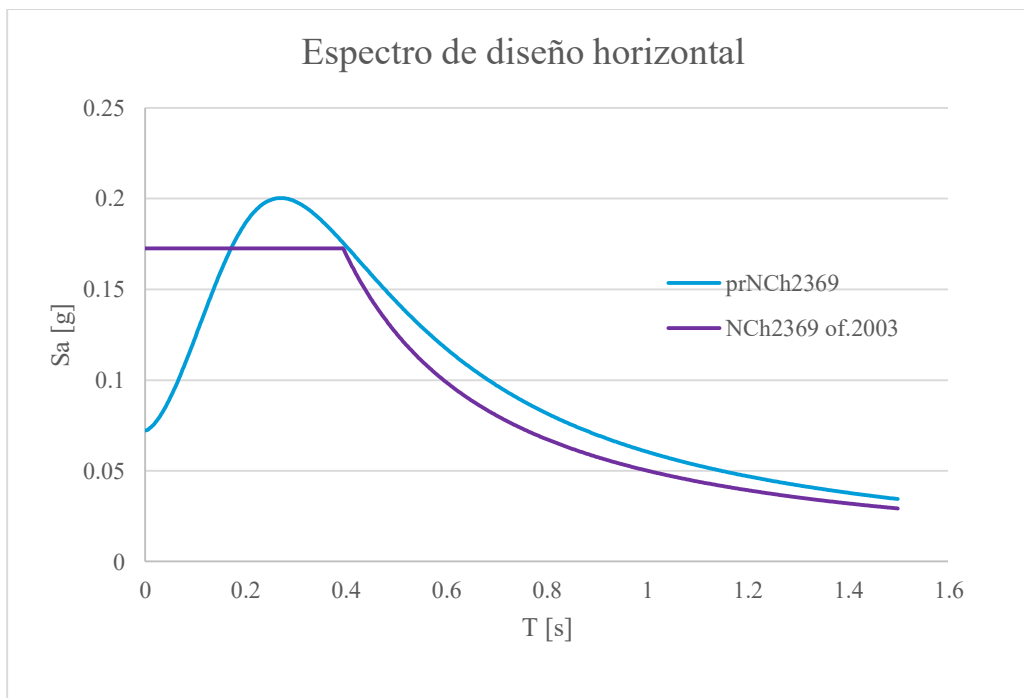


Ilustración 1: Gráfico comparativo del espectro de diseño horizontal

Del gráfico se puede observar que el mayor impacto en las aceleraciones es para estructuras con un periodo bajo, teniendo que la máxima diferencia es de una disminución de un 58% respecto al espectro original. La disminución del valor de la aceleración respecto al espectro de la normativa oficial se va estrechando hasta tener un valor igual, lo que ocurre para un periodo de 0.17 s. Para periodos mayores el espectro propuesto en el proyecto de norma es mayor que el de la normativa oficial llegando a ser un 20% mayor para estructuras con periodo entre 0.63s y 1.205s. Por lo que es evidente que existe una diferencia sustancial en la modificación normativa, y esta debe ser considerada.

Coefficiente sísmico mínimo

Los coeficientes sísmicos mínimos para ambas versiones normativas corresponden a los siguientes:

- NCh2369 Of.2003

$$\frac{0,25A_0}{g}$$

- prNCh2369 junio-2022

$$\frac{2,75ISA_0}{g(R+1)} \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad 0,06s < T^* < 0,25s$$

$$\frac{0,25ISA_0}{g} \quad T^* \geq 0,25s$$

Las diferencias en la definición del coeficiente sísmico mínimo propuestas en el proyecto de norma son las siguientes:

- En el proyecto de norma se tiene que la definición es diferente para estructuras con un periodo fundamental horizontal entre 0.06s y 0.25s.
- En prNCh2369 en general no se permiten estructuras que tengan una resistencia lateral que implique un periodo fundamental horizontal menor o igual a 0.06s.
- La definición del coeficiente sísmico mínimo para estructuras con un periodo mayor o igual a 0.25s difiere con la definición actual, en que la actualización considera el coeficiente de importancia y el parámetro S, relativo al tipo de suelo, por lo que la variación dependerá de los valores de estos parámetros.

A modo de ejemplo, tomando los parámetros presentados en la Tabla 5, y teniendo en cuenta que la estructura tiene un periodo de 0.46s en la dirección Z y 0.42s en la dirección X, las direcciones X y Z son las direcciones horizontales principales, perpendiculares entre sí. Se tiene que el coeficiente sísmico mínimo se mantiene en ambos casos igual a 0.075, ya que I y S tienen valores igual a 1.

En el caso de que el periodo fundamental de la estructura fuera menor a 0.25s (y mayor a 0.06s) el coeficiente sísmico mínimo según la normativa actual se mantiene en 0.075, pero para el caso de la actualización normativa este coeficiente sísmico mínimo tiene un valor de 0.169.

También se debe señalar que en el comentario del punto 5.5.2 que entrega la expresión matemática que define el coeficiente sísmico mínimo, en el proyecto normativo, se indica que esta versión de la norma no permite el uso de estructuras cuya resistencia lateral sea menor a la mencionada en esta especificación, es decir, que tenga un periodo fundamental menor o igual a 0,06s.

2.6 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 6: “DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA ACCIÓN SÍSMICA”

Este capítulo tiene en nombre de “Deformaciones sísmicas” en la versión oficial de la norma.

- **Cálculo de desplazamientos sísmicos**

En el primer punto para el cálculo de desplazamientos sísmicos se tiene que en la norma oficial el cálculo de deformaciones para análisis hechos con las sollicitaciones sísmicas reducidas por el factor R, se determinaba de:

$$d = d_0 + R_1 d_d$$

En donde:

d = deformación sísmica;

d_0 = deformación debida a cargas de servicio no sísmicas;

R_1 = factor que resulta de multiplicar el valor de R obtenido de la Tabla 5.6 por el cociente $Q_0/Q_{mín}$, siempre que $Q_0/Q_{mín}$ sea menor o igual a 1,0. Sin embargo para el cociente $Q_0/Q_{mín}$, no se debe usar un valor inferior a 0,5. En caso de que este cociente sea mayor a 1,0 se debe usar $R_1 = R$;

d_d = deformación calculada con sollicitaciones sísmica reducidas por el factor R.

También se indicaba que en caso de usar métodos anelásticos, la deformación d se debía obtener directamente del análisis.

En el caso del proyecto de norma la propuesta para el cálculo de desplazamientos sísmicos considera que los desplazamientos se deben estimar utilizando el espectro elástico de referencia, ponderado por el factor de importancia. También es posible la utilización de análisis especiales, según corresponda. El espectro elástico de referencia se determina que es la demanda sísmica adecuada para la estimación de desplazamientos de diseño en las estructuras.

- **Separación entre estructuras**

En la norma vigente se tiene que en caso de tener como objetivo evitar choques entre estructuras, la separación mínima, S, entre estas debe ser de:

$$S = \sqrt{(R_{1i}d_{di})^2 + (R_{1j}d_{dj})^2} + d_{oi} + d_{oj}$$

$$S = 0,002(h_i + h_j)$$

$$S = 30 \text{ mm}$$

En donde:

d_{di}, d_{dj} = deformaciones de la estructura i y j calculadas según 6.1;

R_{1i}, R_{1j} = factores de modificación R_1 de la respuesta usadas para diseñar las estructuras i y j ;

h_i, h_j = alturas en el nivel considerado, de las estructuras i y j medidas desde sus respectivos niveles basales.

En cambio, en el proyecto de forma la separación mínima D (para no considerar potenciales impactos en el diseño), entre ellos se obtiene de la siguiente forma:

$$D = \kappa \sqrt{d_i^2 + d_j^2} > 30mm$$

$$D = 0,002(h_i + h_j)$$

En donde:

$\kappa = 1,5$ para condiciones normales

$\kappa = 2,0$ para condiciones críticas

d_i, d_j = desplazamientos horizontales de las estructuras i y j estimados según 6.1 (cálculo de desplazamientos sísmicos) en una misma elevación.

h_i, h_j = alturas del nivel considerado, de las estructuras i y j medidas desde sus respectivos niveles basales.

En la norma vigente se menciona que la separación entre la estructura y elementos no estructurales, cuyo impacto se desea evitar, se debe considerar mayor al desplazamiento relativo, lo cual se mantiene en el proyecto de norma, en cambio, se elimina la condición de que esa separación no debe ser menor que 0,005 veces la altura del elemento.

En ambas versiones se mantiene que la separación mínima entre estructuras debe ser de 30 mm.

- **Desplazamientos sísmicos máximos**

Esta sección es denominada como “Deformaciones sísmicas máximas” en la versión actual de la norma.

Respecto a las limitaciones nombradas, estas se mantienen. Pero se agrega una excepción en el proyecto de norma, la cual indica que los límites presentados se pueden aumentar al doble en el caso de demostrarse que el desplazamiento horizontal estimado no compromete la operación de la industria.

Los desplazamientos sísmicos máximos en ambas versiones son las siguientes:

- Estructura en general.
$$d^{\text{máx}} = 0,015 \cdot h$$
- Estructuras de hormigón prefabricado constituidas exclusivamente por un sistema sismorresistente en base a muros conectados por uniones secas.
$$d^{\text{máx}} = 0,002 \cdot h$$
- Estructuras de muros de albañilería con particiones rígidamente unidas a la estructura.
$$d^{\text{máx}} = 0,003 \cdot h$$
- Marcos resistentes a momento con rellenos de albañilería dilatados.
$$d^{\text{máx}} = 0,0075 \cdot h$$

- **Efecto P-Delta**

En ambas versiones estudiadas se tiene que el efecto P-Delta se debe considerar cuando las deformaciones sísmicas excedan el valor:

$$d = 0,015 \cdot h$$

2.7 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 7: “ELEMENTOS SECUNDARIOS Y EQUIPOS MONTADOS SOBRE ESTRUCTURAS”

- **Fuerzas para el diseño sísmico**

En la actualización se agrega que para el diseño sísmico de los elementos secundarios y equipos se debe considerar la fuerza horizontal indicada en 7.2.1 o 7.2.2 (secciones del proyecto de norma), y que esta fuerza actúa de forma concurrente con la componente vertical definida en 5.7 (“Acción sísmica vertical”). Se especifica que la fuerza sísmica horizontal se aplica en el centro de gravedad del elemento secundario o equipo, o debe ser distribuida de acuerdo con la distribución de masas de este, según corresponda.

Para la situación cuando el *elemento secundario se encuentra incluido en la modelación* de la estructura se tiene en la versión actual la siguiente fuerza:

$$F_p = \frac{1,2Q_p R_1}{R_p} < P_p$$

Esta fuerza horizontal en la actualización se modela de forma distinta, y teniendo un valor máximo actualizado también, estas son las siguientes:

$$F_p = \frac{Q_p R_1}{R_p} < \frac{3,6SA_0}{g} I P_p$$

En esas ecuaciones se tiene que:

Q_p = esfuerzo de corte que se presenta en la base del elemento secundario o equipo de acuerdo con un análisis del edificio con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R_1 .

R_p = factor de modificación de la respuesta del elemento secundario o equipo, según Tabla 7.1. El valor de R_p no debe ser mayor al valor R_1 asociado a la estructura;

P_p = peso del elemento secundario o equipo;

I = coeficiente de importancia especificado en 4.3.2

Luego se tiene que para la situación en donde el equipo no necesita ser incluido en la estructura, salvo para su masa, el diseño de elementos secundarios se puede realizar con las fuerzas sísmicas siguientes:

- Para el caso de conocer la aceleración a_p en el nivel de apoyo del elemento, esta obtenida del análisis del edificio, con las solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R_1 . En la norma actual se tiene que la fuerza sísmica es:

$$F_p = \frac{3,0a_p K_p}{R_p} P_p < P_p$$

Para la actualización normativa se debe considerar la siguiente fuerza:

$$F_p = \frac{a_k R_1 K_p}{g R_p} P_p < \frac{3,6SA_0}{g} I P_p$$

En ambas versiones el coeficiente K_p se obtiene de los mismos procedimientos.

- En el caso de no haber realizado un análisis del edificio se tiene que la fuerza en la norma actual es:

$$F_p = \frac{0,7a_k K_p}{R_p} P_p < P_p$$

Con a_k como la aceleración en el nivel k en que está montado el elemento secundario o equipo.

$$a_k = 1,2SA_0 I \left(1 + 2 \frac{Z_k}{H} \right)$$

Para la actualización normativa se considera que la fuerza para este caso se calcula de la siguiente forma:

$$F_p = \frac{a_k K_p}{g R_p} P_p < \frac{3,6SA_0}{g} I P_p$$

En este caso el valor de la aceleración en el nivel k es,

$$a_k = \frac{A_0}{g} \left(1 + 3 \frac{Z_k}{H} \right)$$

En ambas aceleraciones los factores utilizados son:

A_0 = aceleración efectiva definida en 5.3.3;

Z_k = altura del nivel k sobre el nivel basal;

H = altura del edificio sobre el nivel basal.

En ambas normas se indica como realizar el cálculo de la fuerza en caso de no conocer las características del edificio o sobre cual nivel se instalará el equipo, para esto se utiliza en ambas versiones el mismo valor de $K_p = 2,2$, pero se modifica el valor de la aceleración, en donde en la norma actual $a_k = 4A_0/g$ y en la actualización se considera $a_k = 3,6SA_0I$.

También se cambia el valor mínimo de la fuerza sísmica cambiando de $0,8A_0P_p/g$ a $1,2SA_0IP_p/g$.

En la norma en proceso de actualización se tiene la indicación de que la fuerza no debe ser mayor que la obtenida según el caso presentado para cuando la equipo se haya incluido en la modelación, en donde el análisis haya considerado un factor de modificación de la respuesta $R=1$.

- **Fuerza para el diseño de anclajes**

En ambas normas se especifica que los elementos secundarios y equipos deben ser anclados a la estructura mediante pernos y otros dispositivos. En ambos casos los diseños se dividen en dos, en la norma oficializada el año 2003 la división es entre cuando el sistema de anclaje incluye pernos superficiales (longitud/diámetro <8) y cuando el sistema de anclaje está construido con materiales no dúctiles. Las especificaciones en cada caso se muestran a continuación.

Tabla 6: Fuerzas sísmicas según sistema NCh2369.Of2003

Sistema con pernos de superficiales	Sistema con materiales no dúctiles
Las fuerzas sísmicas establecidas en el punto anterior se deben incrementar en un 50% o deben ser calculadas con $R_p = 1,5$. Esto también se debe utilizar cuando los pernos son diseñados sin la longitud expuesta especificada en la sección 8.6.2.	Las fuerzas sísmicas establecidas en el punto anterior deben ser amplificadas por 3, o calculadas con $R_p = 1,0$.

En el proyecto de norma se tiene la clasificación entre sistemas de anclajes constituidos por materiales dúctiles y aquellos constituidos con materiales no dúctiles, para cada caso se tiene lo siguiente:

Tabla 7: Fuerzas sísmicas según sistema prNCh2369-junio2022

Sistema con materiales dúctiles	Sistemas con materiales no dúctiles
Las fuerzas sísmicas se establecen según el punto anterior, de acuerdo con los requerimientos establecidos en 8.5 (Anclajes).	Las fuerzas sísmicas se deben diseñar según el punto anterior pero amplificadas por R_p .

- **Sistemas de corte automático**

Se mantiene el hecho de que “los equipos o componentes de ellos que trabajen con fluidos peligrosos deben contar con sistema de corte automático”.

Se tiene que el diseño de corte automático debe considerar las necesidades particulares de operación de cada equipo y las limitaciones específicas que se hayan definido para él, eliminando la necesidad de satisfacer lo dispuesto en 8.5.4 de NCh433.Of.96.

2.8 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 8: “DISPOSICIONES ESPECIALES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO”

Considerando que la estructura en la cual se evalúa el impacto de las modificaciones es una estructura de acero, se hace un recorrido detallado de las modificaciones en este capítulo, los cuales son presentados en la tabla a continuación donde se presenta textualmente lo correspondiente a cada versión normativa.

En el texto extraído directamente de los documentos normativos las citas a secciones y tablas hacen referencia a las secciones de la norma oficial NCh2369 Of2003 y del proyecto de norma prNCh2369 junio-2022, según corresponda.

Tabla 8: Comparación Capítulo 8 "Disposiciones para estructuras de acero"

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
8. Disposiciones especiales para estructuras de acero		8. Disposiciones para estructuras de acero
8.1 Normas aplicables		8.1 Disposiciones generales
<p>Mientras no se oficialice la nueva versión de la norma chilena para el dimensionamiento y construcción de estructuras de acero, se deben usar las disposiciones contempladas en la presente norma complementadas con las disposiciones de las normas siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) <i>Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings</i>, 1999, de American Institute of Steel Construction (AISC); o alternativamente, <i>Specifications for Structural Steel Buildings, Allowable Stress Design</i>, 1989, de AISC. b) <i>Specifications for the Design of Cold Formed Steel Structural Members</i>, 1996, de American Iron and Steel 	<p>En el caso de la actualización normativa, para las disposiciones generales se considera la nueva versión de la norma chilena para el dimensionamiento y construcción de estructuras de acero, tomando esta como guía principal respecto a este tema.</p>	<p>8.1.1 Para el diseño de los siguientes sistemas estructurales de acero descritos en la Tabla 5.6 se deben utilizar las disposiciones de la norma NCh427/1 y/o NCh427/2 según corresponda, complementadas con las disposiciones del presente capítulo en lo que respecta al diseño sismorresistente.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>Institute (ANSI), para el diseño de elementos formados en frío no incluidos en las normas AISC.</p> <p>c) En las materias relacionadas con el diseño sísmico, las normas AISC se deben complementar con las disposiciones de <i>Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings, 1999</i>, de AISC. Alternativamente se pueden usar las disposiciones de cláusula 8 y del anexo B de la presente norma.</p>		
	<p>Se incluyen especificaciones para casos especiales, y se indican cuáles son las consideraciones que se deben tomar de forma general, especificando que los límites propuestos difieren para el caso de aquellas estructuras que cuentan con dispositivos de protección sísmica.</p>	<p>8.1.2 El diseño sismorresistente de sistemas estructurales de acero o compuestos, no incluidos en la Tabla 5.6, se debe basar en las disposiciones del documento ANSI/AISC 341-10 <i>Seismic Provisions for Structural Steel Buildings</i>, utilizando en la estimación de la demanda sísmica un factor de modificación de la respuesta (R) y un valor de la razón de amortiguamiento (ξ), consistentes con los requisitos del punto 4 de la presente norma y justificados a través de un análisis teórico de ingeniería que considere el estado del arte y de la práctica. El factor de modificación de la respuesta (R) no puede superar el valor 5. Por su parte, la razón de amortiguamiento no puede superar el valor de 5%. Hacen excepción a estos límites aquellas estructuras que cuenten con dispositivos de protección sísmica</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		(disipadores de energía, aisladores de base, etc.) especialmente diseñados para tal efecto.
	Explicita la prioridad que tiene el documento del proyecto de norma por sobre las otras normativas referentes al diseño de estructuras en acero en caso de existir contradicción.	8.1.3 En caso de contradicción, siempre debe prevalecer el uso de las disposiciones de este capítulo.
8.2 Materiales		8.2 Materiales
<p>8.2.1 El acero estructural debe cumplir los requisitos siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tener en el ensayo de tracción una meseta pronunciada de ductilidad natural con un valor del límite de fluencia inferior a 0,85 de la resistencia a la rotura y alargamientos de rotura mínimos de 20% en la probeta de 50 mm. - Soldabilidad garantizada según normas AWS. - Tenacidad mínima de 27 Joules a 21°C en el ensayo de Charpy según ASTM A 6. - Límite de fluencia no superior a 450MPa. 	<p>Respecto a los requisitos que debe cumplir el acero estructural, en la actualización se establece que se debe cumplir con lo establecido en la norma NCh203, en donde la versión oficial corresponde a la del año 2006. Respecto a los requisitos que se establecen en la norma NCh2369 vigente, se tiene que estos se mantienen y son considerados como requisitos para aceros sometidos a cargas dinámicas, ya que también son términos abarcados en la norma NCh203.</p>	<p>8.2.1 El acero estructural para elementos sismorresistentes debe cumplir los requisitos establecidos para estos fines en NCh203.</p>
<p>8.5.1 Los materiales deben cumplir los requisitos siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Los pernos de conexiones sismorresistentes deben ser únicamente de alta resistencia, de calidad ASTM A 325 o ASTM A 490, o sus equivalentes. 	<p><i>Se mantiene</i></p>	<p>8.2.2 Los materiales para conexiones deben cumplir los requisitos siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Los pernos de conexiones sismorresistentes deben ser de alta resistencia, de calidad ASTM A325 o ASTM A490, o sus equivalentes.

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<ul style="list-style-type: none"> - Los electrodos y fundentes de soldaduras al arco deben cumplir con la especificación AWS A 5.1, A 5.5, A 5.17, A 5.18, A 5.20, A 5.23, y A 5.29, o sus equivalentes. - Los electrodos deben tener una tenacidad mínima de 27 Joules a -29°C en el ensayo de Charpy según ASTM A6. <p>8.2.3 Las soldaduras sismorresistentes a tope deben ser de penetración completa con electrodos de tenacidad mínima de 27 Joules a +29°C en el ensayo de Charpy según ASTM A 6.</p>		<ul style="list-style-type: none"> b) Los electrodos y fundentes de soldaduras al arco deben cumplir con la especificación AWS A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23 y A5.29, o sus equivalentes. c) Los electrodos de soldadura deben satisfacer una tenacidad mínima de 27 Joules a -29° en el ensayo de Charpy según ASTM A6.
	<p>Se agrega consideración que se debe tener para <i>pernos de anclaje</i> de anclaje, especificando el alargamiento de rotura mínimo.</p> <p>Esto se debe a que se considera que el estiramiento inelástico del perno constituye un mecanismo de disipación de energía, pero también se debe considerar pernos de anclaje con ductilidad limitada.</p>	<p>8.2.3 Los pernos de anclaje deben fabricarse con aceros cuyo alargamiento de rotura mínimo sea de 20% en la probeta de 50 mm para ser considerados como dúctiles. En todos los casos, el alargamiento de rotura en aceros para pernos de anclaje no debe ser inferior a 14% en la probeta de 50 mm.</p>
		<p>8.3 Requisitos generales para el diseño</p>
	<p>Se mencionan las capacidades esperadas para poder estimar el comportamiento en el momento de plastificación tanto para conexiones como elementos.</p> <p>Estas definiciones son utilizadas según corresponda en el desarrollo del capítulo 8 del proyecto de norma.</p>	<p>8.3.1 Capacidades esperadas:</p> <p>Cuando dentro de este capítulo se haga referencia a capacidades esperadas debido a plastificación de los elementos, deben utilizarse las siguientes definiciones de acuerdo con el método de diseño y</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		<p>combinaciones de cargas que se hayan elegido.</p> <p><u>Método LRFD</u></p> <p>Tensión de fluencia esperada: $F_{ye} = R_y F_y$</p> <p>Tensión última esperada: $F_{ue} = R_t F_u$</p> <p>Capacidad en tracción esperada: $T_{ye} = F_{ye} A_g$</p> <p>Capacidad en compresión esperada: $P_{ne} = 1,14 F_{cre} A_g$</p> <p>Capacidad residual en compresión esperada: $0,3 P_{ne}$</p> <p>Capacidad flexural esperada: $M_{pe} = F_{ye} Z$</p> <p>Donde:</p> <p>F_y, tensión de fluencia especificada.</p> <p>F_u, tensión de fluencia última especificada.</p> <p>R_y, razón entre tensión de fluencia esperada y F_y.</p> <p>R_t, razón entre tensión última esperada y F_u.</p> <p>A_g, área bruta de la sección.</p> <p>Z, módulo de sección plástico tomado en torno al eje de flexión.</p> <p>F_{cre}, evaluación de F_{cr} considerando F_{ye} en lugar de F_y.</p> <p>La capacidad flexural esperada de los elementos cargados axialmente debe reducirse por efecto de la carga axial. Se permite el uso de la siguiente expresión simplificada:</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p>Se presenta el factor de compatibilidad para poder utilizar el método ASD dado la gran importancia en uso que tiene este método en la industria.</p>	<p>Capacidad flexural reducida esperada: $M_{pe}^* = M_{pe}(1 - P /T_{ye})$ Donde P corresponde a la máxima carga axial obtenida de las combinaciones de cargas definidas en la 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$. La máxima carga que el sistema puede transferir a un elemento o conexión se debe determinar considerando las capacidades esperadas de los componentes estructurales.</p> <p><u>Métodos ASD</u> Corresponde a las capacidades esperadas definidas anteriormente para el método LRFD divididas en 1,5.</p>
	<p>A pesar de incluir en el proyecto estudiado la norma NCh427/1, se especifica que no se permiten reducciones de rigidez en los elementos estructurales, prevaleciendo siempre lo expuesto en el proyecto de norma por sobre los otros documentos en el diseño de elementos sísmicos</p>	<p>8.3.2 No se permite ningún tipo de reducción de rigidez en los elementos, estructurales, producto de la aplicación de algún método de diseño por estabilidad indicado en NCh427/1, al momento de evaluar los efectos sísmicos mediante las metodologías elásticas expuestas en esta norma.</p>
	<p>En caso de que se requiera hacer uso de los factores de resistencia esperada, en esta</p>	<p>8.3.3 Cuando en el desarrollo de las verificaciones de diseño se requiera usar los factores de resistencia esperada R_y y R_t, se debe usar los valores asociados al material</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	sección se indican las especificaciones necesarias.	<p>correspondiente. Para materiales certificados según ASTM se puede usar los valores definidos en la tabla A3.1 de <i>ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings</i>.</p> <p>Otros valores pueden ser usados siempre y cuando sean debidamente justificados de acuerdo a resultados de los ensayos de control de calidad y certificación de la industria manufacturera de origen.</p>
<p>8.4.6 En columnas con compresión predominante, la resistencia a compresión sin considerar el efecto del momento flector, debe ser superior a las cargas axiales obtenidas de las combinaciones de 4.5, en que el estado de carga sísmico de estas combinaciones se ha amplificado por 2. Se define como compresión predominante la situación en que el esfuerzo axial obtenido de las combinaciones de 4.5 es mayor que el 40% de la resistencia de diseño a compresión de la columna.</p>	<p>El punto 8.4.6 de la norma original aplica este criterio sobre columnas con compresión predominante para estructuras con <i>marcos rígidos</i>. En cambio, en la actualización normativa este aumento en el cálculo de la resistencia requerida por columnas es parte de los requisitos generales para el diseño de estructuras de acero, también actualizando el factor por el cual se deben amplificar las cargas horizontales.</p> <p><i>Se agrega</i> la indicación de que la resistencia requerida no necesita ser mayor que la máxima carga que el sistema puede transferir a la columna, la cual se encuentra limitada por las plastificaciones, esta resistencia se puede obtener mediante métodos no lineales (pushover, tiempo-historia, etc).</p>	<p>8.3.4 La resistencia requerida de las columnas debe ser utilizada utilizando las combinaciones de cargas definidas en la 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$.</p> <p>La resistencia requerida no necesita ser mayor que la máxima carga que el sistema puede transferir a la columna.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p>Entrega indicaciones sobre que alternativas no deben ser consideradas para cierto tipo de estructuras, agregando también que para estructuras de cualquier categoría se puede realizar una validación según los procedimientos indicados en la sección 5.8 del proyecto normativo, la cual corresponde a los requerimientos de análisis sísmicos de equipos rígidos apoyados en el suelo.</p>	<p>8.3.5 Las estructuras que clasifiquen en Categorías III y IV, de acuerdo con 4.3.1, no pueden considerar alternativas indicadas en 8.4, 8.5, 8.6 y 8.7 en las cuales el estado de carga sísmico ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$.</p> <p>Las estructuras que clasifiquen como Categoría I, de acuerdo con 4.3.1, se pueden eximir del cumplimiento de los requisitos indicados en este capítulo si se diseñan utilizando un factor de reducción $R=1,5$ y los requisitos de NChh427.</p> <p>El diseño de sistemas estructurales de cualquier categoría puede ser validado mediante los procedimientos indicados en 5.8.</p>
	<p>Se incluye consideración para poder obtener el espesor a usar en las relaciones ancho espesor, en donde se menciona de forma explícita que se debe descontar cualquier tipo de pérdida de acuerdo con las condiciones de diseño</p>	<p>8.3.6 Cuando se requiera que las secciones de acero utilizadas como elementos sismorresistentes cumplan las relaciones ancho/espesor indicadas en la Tabla 8.1, se debe considerar únicamente el espesor que resulta después de descontar cualquier tipo de pérdida que deba asumirse de acuerdo a las condiciones de diseño.</p>
	<p>Indicación propuesta para reforzar los principios básicos, de protección a la vida y continuidad de operación.</p>	<p>8.3.7 La estructuración del sistema sismorresistente debe evitar que la incursión inelástica de los elementos comprometa la continuidad de operación.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		8.4 Requisitos generales para conexiones sismorresistentes
	<p>Se impone la amplificación de las cargas horizontales para las combinaciones de cargas definidas en 4.5 (del proyecto de norma), buscando imponer de forma general un nivel de desempeño máximo en las conexiones, considerando la máxima sollicitación probable en cada elemento. Esta disposición busca resolver conexiones entre dos elementos, la cual no necesariamente resuelve situaciones más complejas.</p>	<p>8.4.1 La resistencia requerida de las conexiones debe ser determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$.</p> <p>La resistencia requerida no necesita ser mayor que el menor valor entre:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) La capacidad esperada del elemento a conectar. b) La máxima carga que el sistema puede transferir a la conexión. <p>La resistencia requerida no debe ser menor que la mitad de la capacidad esperada del elemento.</p> <p>Este requisito no es aplicable a anclajes de bases de columnas.</p>
<p>8.5.9 Los empalmes de columnas deben cumplir las condiciones siguientes:</p> <p>a) En edificios, la distancia entre el empalme de columnas y el ala superior de la viga debe ser mayor o igual que el menor valor entre 900 mm y la mitad de la altura libre de la columna.</p> <p>b) Los empalmes se deben dimensionar para la fuerzas de diseño obtenidas de las combinaciones de 4.5, en que el estado de carga sísmico de estas combinaciones se ha amplificado por 2.</p>	<p>En la versión oficial de la norma la amplificación que se debe considerar en los empalmes de las columnas es 2, independiente de otras condiciones, y para el caso de la actualización normativa esta amplificación depende del valor de R_1. R_1 corresponde al factor de modificación de la respuesta corregido por el requerimiento de corte basal mínimo.</p> <p>El punto a) de la versión actual se mantiene y corresponde al punto 8.4.7 de la actualización normativa</p>	<p>8.4.2 Los empalmes de columnas se deben diseñar para resistir la menor capacidad esperada entre los elementos conectados.</p> <p>La resistencia requerida no necesita ser mayor que aquella determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$, o la máxima sollicitación que el sistema puede transferir al empalme.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	Nueva incorporación, se menciona como comentario a este punto que en ocasiones para lograr este objetivo es necesario aplicar requisitos de capacidad a uniones, dependiendo del tipo de esfuerzo en las placas y la posición que presenta la soldadura frente a ellos	8.4.3 Las soldaduras deben tener mayor resistencia disponible que las planchas conectadas para el esfuerzo de interés.
8.5.6 Los pernos de alta resistencia se deben colocar con la pretensión indicada para uniones de deslizamiento crítico (70% de la resistencia en tracción para los pernos A325 y A490). No obstante, la resistencia de diseño de las uniones apernadas se puede calcular como la correspondiente a uniones tipo aplastamiento. Las superficies de contacto se deben limpiar con rodillo mecánico, arenado o granallado; no se deben pintar, pero es aceptable el galvanizado.	La tabla J3.1 de la norma NCh427/1 indican la pretensión para pernos A325 y A490, dependiendo del diámetro de estos pernos. Lo cual indica un mayor detalle del que era propuesto en la normativa oficial. Se mantiene que la resistencia de diseño se puede considerar como uniones de tipo aplastamiento, existe una variación respecto a las consideraciones que deben tener las zonas de contacto	8.4.4 Los pernos de conexión de alta resistencia se deben instalar con la pretensión indicada en NCh427/1 Tabla J3.1. Las conexiones empernadas pueden ser diseñadas como uniones de tipo aplastamiento. En la zona de contacto entre placas empernadas de uniones pertenecientes al sistema sismorresistente, se debe proveer una rugosidad mínima de superficie clase A de acuerdo con NCh427/1.
8.5.7 No se permite uniones en que la resistencia dependa de una combinación de soldaduras con pernos de alta resistencia o remaches. Se exceptúan las modificaciones a estructuras remachadas existentes.	<i>Se mantiene</i> la limitación del uso de uniones donde la resistencia dependa de la combinación de soldadura y pernos. <i>Se elimina</i> la excepción que consideraba las modificaciones a estructuras remachadas existentes.	8.4.5 No se permiten uniones en que la resistencia dependa de una combinación de soldaduras y pernos.
8.5.8 En uniones de terreno se deben cumplir los requisitos siguientes: a) En conexiones con pernos de alta resistencia se deben aplicar metodologías de apriete y control que aseguren que los pernos queden con la pretensión requerida en 8.5.6.	Para el caso de las uniones a terreno en la actualización se refuerza la exigencia de no permitir uniones de una combinación de soldadura y pernos. En la actualización se indica que para todas las conexiones apernadas (no solo aquellas con pernos de alta resistencia) se deben	8.4.6 Uniones de terreno: Las uniones ejecutadas en terreno deben ser preferentemente apernadas, de acuerdo a las siguientes disposiciones:

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>b) Sólo se permiten soldaduras en las posiciones plana, vertical y horizontal, siempre que el soldador esté protegido del viento y de la lluvia.</p> <p>c) Las soldaduras deben ser de tope de penetración completa o de filete. Las soldaduras de tope se deben controlar con ultrasonido o radiografía.</p>	<p>utilizar metodologías que aseguren la obtención de la pretensión requerida.</p> <p>En la actualización se menciona de manera explícita que las soldaduras deben ser realizadas por soldadores calificados, punto no especificado en la versión oficial. Para el caso del control de calidad de uniones soldadas en terreno, se tiene que en la actualización estos controles se deben realizar para todos los tipos de soldaduras, no solamente en soldaduras de tope como se indica en la versión normativa actual.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • No se permiten uniones en que la resistencia dependa de una combinación de soldaduras y pernos. • En conexiones apernadas se deben aplicar metodologías de apriete y control que aseguren que los pernos queden con la pretensión requerida. • Las uniones soldadas deben ejecutarse por soldadores calificados mediante procedimientos que aseguren la calidad del resultado. Para ello se deben preferir las posiciones plana, vertical y horizontal. El resultado debe verificarse por los procedimientos de control de calidad definidos para el proyecto (ultrasonido, radiografías y otros según corresponda).
<p>8.5.9 Los empalmes de columnas deben cumplir las condiciones siguientes:</p> <p>a) En edificios, la distancia entre el empalme de columnas y el ala superior de la viga debe ser mayor o igual que el menor valor entre 900 mm y la mitad de la altura libre de la columna.</p> <p>b) Los empalmes se deben dimensionar para las fuerzas de diseño obtenidas de las combinaciones de 4.5, en que el estado de carga sísmico de estas</p>	<p>El límite presentado para la distancia entre el empalme de la columna y el ala superior de la viga se restringe para estructuras con configuraciones basadas en vigas y columnas, teniendo que en la versión actual este límite se establece para “edificios”.</p> <p>Respecto al límite, este se mantiene respecto al presentado en la normativa oficial, que corresponde al menor valor entre 900 mm y la mitad de la altura libre entre los dos niveles de vigas.</p>	<p>8.4.7 En estructuras cuyas configuraciones están basadas en vigas y columnas, la distancia entre el empalme de la columna y el ala superior de la viga debe ser mayor o igual que el menor valor entre 900 mm y la mitad de la altura libre entre los dos niveles de vigas.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>combinaciones se ha amplificado por 2.</p>	<p>El punto b) de la normativa oficial fue comentado anteriormente y corresponde al punto 8.4.2 de la actualización normativa.</p>	
8.6 Anclajes		8.5 Anclajes
<p>8.6.1 Los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones y otro elemento de hormigón se deben anclar por medio de pernos de anclaje, placas de corte, barras de refuerzo u otros medios adecuados</p>	<p><i>Se mantiene</i></p>	<p>8.5.1 Los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones y otro elemento de hormigón se deben conectar por medio de pernos de anclaje, llaves de corte y otros medios adecuados.</p>
<p>8.6.2 Los pernos de anclaje que quedan sujetos a tracción de acuerdo a los procedimientos de análisis indicados en cláusulas 4,5 y 7 deben tener silla y el vástago debe ser visible para permitir su inspección y reparación, y el hilo debe tener suficiente longitud para reapretar las tuercas (ver Anexo A, Figura A.1). La longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 mm ni a ocho veces su diámetro, ni el largo del hilo bajo la tuerca inferior a 75 mm.</p> <p>Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos pernos de anclaje con capacidad suficiente en 0,5 R veces, pero no menos que</p>	<p><i>Se mantiene</i></p> <p>Se actualiza la condición para poder exceptuar esta exigencia, la actualización indica no es necesario aplicar la exigencia en anclajes diseñados para una tracción</p>	<p>8.5.2 Los pernos de anclaje dúctiles deben detallarse considerando silla y el vástago debe permitir su inspección y reparación. Son aceptables también como pernos de anclaje dúctiles, aquellos que, sin presentar silla, cuenten con un detallamiento que permita su reemplazo. El hilo del perno bajo la tuerca no debe ser inferior a 75 mm (para permitir apriete). La longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 mm ni a ocho veces su diámetro nominal.</p> <p>Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos anclajes diseñados para una tracción determinada utilizando combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>1,5 veces, con respecto al valor indicado en las cláusulas 5 y 7.</p> <p>En equipos importantes como los recipientes de procesos de gran altura, y en la estructura de grandes equipos suspendidos, como calderas y similares, se deben usar pernos de gran capacidad de deformación dúctil, fácilmente reparables y que se puedan eventualmente reemplazar (Ver Anexo A, Figura A.7).</p>	<p>considerando una amplificación en el estado de carga sísmico horizontal.</p> <p>Según se indica en la norma NCh427, las conexiones de momento, las rigideces entre los miembros conectados no son despreciables y deben ser incluidos en el análisis estructural</p>	<p>estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$.</p> <p>En presencia de bases de columnas que se consideren como conexiones de momento, el análisis estructural debe incluir la rigidez rotacional secante de la base de columna.</p>
<p>8.6.3 Las placas bases de columnas y equipos en general deben estar provistas de placas de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el 100% del esfuerzo de corte basal (ver Anexo A, Figura A.1).</p> <p>Se exceptúan de esta exigencia los casos siguientes:</p> <p>a) Apoyos con esfuerzo de corte inferior a 50 kN; en este caso se aceptará tomar el corte con los pernos, considerando que sólo dos de ellos son activos para ese fin y las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción.</p>	<p>Se agrega en la actualización que el esfuerzo de corte en el apoyo se determina utilizando una amplificación en el estado de carga sísmico horizontal.</p> <p>En la práctica en Chile se han utilizado simplificaciones conservadoras para determinar la resistencia de los componentes en llaves de corte o topes sísmicos, respaldado en que las demandas eran obtenidas a partir de fuerzas sísmicas reducidas por el factor R. En la actualización se aplica una amplificación en los estados de carga sísmicos horizontales por lo que podría no ser adecuado el uso de criterios excesivamente conservadores.</p> <p>Se incluye en la amplificación la especificación del esfuerzo de corte inferior para metodología ASD y LRFD.</p>	<p>8.5.3 El sistema de anclaje debe considerar llaves de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el total del esfuerzo de corte del apoyo. El esfuerzo de corte en el apoyo debe ser determinado utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$.</p> <p>Se exceptúan del uso de llave de corte los casos siguientes:</p> <p>1- Apoyos con esfuerzos de corte inferior a 50kN (ASD) o 75kN (LRFD), considerando que sólo dos pernos de anclaje son activos y utilizando las fórmulas de interacción corte-tracción de NCh427/1.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>b) Bases de estanques y equipos provistos de nueve o más pernos; en este caso se aceptará tomar el 100% del corte con los pernos, considerando activos un tercio del número total de pernos, y aplicando las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción con la tracción máxima y el corte así calculado.</p> <p>c) Estanques de razón de aspecto menor que uno, que no requieren anclaje de acuerdo con 11.8. En este caso el corte podrá ser tomado con conicidad en la base.</p> <p>En los casos a) y b) los pernos deben estar embebidos en la fundación.</p>	<p>Se agrega especificación de que las fórmulas de interacción corte tracción, deben ser las mencionadas en la norma NCh427/1</p> <p>En la actualización se amplía para todos los sistemas de anclajes con nueve o más pernos, especificando que cuenten con holguras de contacto.</p> <p>Se permite en la actualización considerar la totalidad de los pernos como activos, para los casos donde los dispositivos que transmiten las cargas no cuenten con holguras.</p> <p><i>Se elimina</i> disposición c) de esta especificación</p>	<p>2- Sistemas de anclaje con nueve o más pernos que cuenten con holguras de contacto; en este caso se acepta tomar el corte total con los pernos, considerando activos un tercio del número total, utilizando las fórmulas de interacción corte-tracción de NCh427/1.</p> <p>En el caso de sistemas de anclaje en los cuales los dispositivos que transmiten las cargas desde el elemento de acero hasta el hormigón no cuenten con holguras, se permite considerar la totalidad de dichos dispositivos como activos.</p>
<p>8.6.4 En el diseño de la placa de corte no se debe considerar la resistencia del mortero de nivelación.</p> <p>8.6.5 El diseño de los elementos de anclaje al corte no debe contemplar el roce entre la placa base y la fundación.</p>	<p><i>Se mantiene</i></p>	<p>8.5.4 En el diseño de llaves de corte, topes sísmicos u otros dispositivos destinados al mismo fin, no se debe considerar la resistencia del mortero de nivelación, ni el roce entre placas base y hormigón de la fundación.</p>
<p>8.6.6 No se debe considerar la superposición de resistencia entre placa de corte y pernos de anclaje.</p>	<p><i>Se elimina</i></p>	
	<p>Dado que se trata de estructuras de hormigón armado se debe realizar el diseño según las disposiciones del capítulo 9 de la actualización normativa.</p>	<p>8.5.5 El diseño de los pedestales y zonas de la fundación en contacto directo con los anclajes, debe ser realizado de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 9.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
8.3 Marcos arriostrados	En la actualización se deja en claro desde el nombre de la sección hace referencia de forma específica a marcos arriostrados concéntricamente.	8.6 Marcos arriostrados concéntricamente (MAC)
8.3.1 No se permiten configuraciones con diagonales que solo trabajan en tracción, excepto en los casos de las naves de acero livianas que se rigen por las disposiciones de 11.2.	Se <i>mantiene</i> , actualizando el nombre a galpones livianos de acero, y la sección donde se encuentran las disposiciones correspondientes.	8.6.1 No se permiten sistemas de arriostamiento con elementos que solo resisten tracción, excepto en los casos de galpones livianos de acero que se rigen por las disposiciones de 12.2.
8.3.2 En una línea resistente cualquiera debe haber diagonales que trabajan en tracción y diagonales que trabajan en compresión. La resistencia proporcionada por las diagonales traccionadas, para cada sentido de la acción sísmica, debe ser como mínimo un 30% del esfuerzo de corte de la línea resistente en el nivel correspondiente	<i>Se mantiene</i>	8.6.2 En una línea resistente cualquiera, para cada nivel, la resistencia proporcionada por las diagonales traccionadas, para cada sentido de la acción sísmica, debe ser como mínimo un 30% del esfuerzo de corte total en esa línea.
8.3.3 Los elementos de sistemas sismorresistentes verticales que trabajan en compresión, deben tener relaciones ancho/espesor menores que λ_r según Tabla 8.1 (ver Figura 8.1). La esbeltez del elemento debe ser menor que $1,5\pi\sqrt{E/F_y}$. 8.3.8 Las disposiciones 8.3.3, 8.3.5 y 8.3.6 no se aplican a arriostamientos cuyos esfuerzos provenientes de las cargas sísmicas mayoradas sean inferiores a un tercio de la combinación que controla el dimensionamiento.	<i>Se mantiene</i> <i>Se modifica</i> la actualización sobre los casos en donde se puede exceptuar la exigencia de razón ancho/espesor, reemplazando el que las cargas mayoradas sean inferiores a un tercio de la combinación que controla, por simplemente que sea determinado utilizando las combinaciones de cargas que se presentan	8.6.3 Los elementos sismorresistentes de planos verticales que trabajen en compresión, deben tener razones ancho/espesor, menor que el valor λ_{md} establecido en la Tabla 8.1. La esbeltez global de estos elementos debe ser menor que $1,5\pi\sqrt{E/F_y}$. Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos elementos cuya resistencia requerida sea determinada utilizando combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$.

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	en 4.5, en donde la carga sísmica horizontal ha sido amplificada.	
8.3.4 Las diagonales en X se deben conectar en el punto de cruce. Dicho punto se podrá considerar fijo en la dirección perpendicular al plano de las diagonales para los efectos de determinar la longitud de pandeo de la pieza, cuando una de las diagonales sea continua.	Se agrega que aparte de una de las diagonales ser continua, se debe tener que una diagonal tiene que estar comprimida cuando la otra esté traccionada.	8.6.4 Las diagonales en X se deben conectar en el punto de cruce. Dicho punto se puede considerar fijo en la dirección perpendicular al plano de las diagonales para los efectos de determinar la longitud de pandeo de la diagonal comprimida cuando la otra esté traccionada y una de las diagonales sea continua en el cruce.
8.3.7 No se permite disponer arriostramientos sísmicos en K, en que las diagonales se intersectan en un punto intermedio de la columna, a menos que en ese punto exista un puntal que forma parte del sistema de arriostramiento.	Se elimina la excepción que indica que se pueden disponer arriostramientos sísmicos en K cuando en el punto de intersección de las diagonales exista un puntal que forme parte del sistema de arriostramiento.	8.6.5 No se permite disponer arriostramientos sísmicos en K, en que las diagonales se intersectan en un punto intermedio de la columna.
8.3.5 En edificios industriales con arriostramiento en V o V invertida, las vigas deben ser continuas sobre el punto de intersección con las diagonales, y se deben diseñar para resistir las cargas verticales suponiendo que no se apoyan en las diagonales. Por su parte, las diagonales deben ser capaces de soportar las cargas de peso propio y sobrecargas inducidas por la viga, más las cargas sísmicas provenientes del análisis amplificadas por 1,5. Las alas inferior y superior de las vigas se deben diseñar para	Se mantiene el hecho de la continuidad de las vigas en la conexión, sustituyendo el hecho de que deben ser diseñadas para resistir las cargas verticales suponiendo que no se apoyan en las diagonales porque no constituyan un apoyo vertical para cargas gravitacionales Se agrega el cómo debe ser considerando el efecto sísmico. También se adiciona que la tracción en la diagonal no debe ser mayor que la tracción determinada por las combinaciones de cargas definidas en 4.5 de la norma.	8.6.6 En configuraciones con arriostramientos en V o V invertida, la viga debe ser continua en la conexión con las diagonales no constituyen un apoyo vertical para cargas gravitacionales. El efecto sísmico en la viga se debe determinar por equilibrio considerando que la diagonal comprimida presenta su capacidad residual y la diagonal traccionada presenta su capacidad esperada. La tracción en la diagonal no necesita ser mayor que aquella determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	<p>Con esta nueva disposición se busca evitar fallas por pandeo, es por eso que se debe verificar que posean una resistencia axial en compresión. Evitando que al fallar la viga en cuestión se tenga como resultado una configuración en K, configuración que se encuentra prohibida en esta actualización normativa, sin excepciones.</p> <p>Este requisito es altamente importante cuando el puntal no forma parte de un nivel de plataforma, en el caso de formar parte de un nivel de plataforma el requisito de acople planteado no debiera ser tan exigente.</p> <p>Se indica que la resistencia no requiere ser mayor que la máxima carga que el sistema le puede transferir, y para obtener esto se pueden realizar análisis no lineales, para determinar los puntos de plastificación y tomar en consideración este límite.</p>	<p>8.6.7 Las vigas o puntales horizontales que unen los extremos de las diagonales se deben diseñar suponiendo que las diagonales comprimidas presentan su capacidad residual y que las diagonales traccionadas presentan su capacidad esperada. La tracción en las diagonales no necesita ser mayor que aquella determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$.</p> <p>La resistencia requerida de la viga o puntal horizontal que une los extremos de diagonales, para la combinación de esfuerzos que corresponda, no necesita ser mayor que la máxima carga que el sistema le puede transferir.</p>
<p>8.5.2 Las conexiones de las diagonales sísmicas se deben diseñar para resistir el 100% de la capacidad en tracción de la sección bruta de éstas.</p>	<p>Se agrega que las conexiones aparte de resistir la tracción esperada deben ser diseñadas para resistir la capacidad esperada en compresión del elemento.</p> <p><i>Nueva incorporación</i></p>	<p>8.6.8 Las conexiones de puntales y diagonales sísmicos se deben diseñar para resistir tanto la capacidad esperada en tracción como la capacidad esperada en compresión del elemento.</p> <p>La resistencia requerida en la conexión no necesita ser mayor que aquella determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$, o que la máxima carga que el sistema puede transferir a la conexión.
8.3.6 El esfuerzo sísmico en las diagonales comprimidas, debe ser menor o igual al 80% de la capacidad resistente definida en la especificación de diseño de acero.	<i>Se elimina</i>	
	Se busca garantizar que las conexiones sean capaces de soportar tracción, compresión y giros de los extremos de las diagonales al momento del pandeo.	8.6.9 Las diagonales sismorresistentes de marcos arriostrados deben presentar conexiones en sus extremos diseñadas para soportar los momentos flexurales o las rotaciones generadas por el pandeo del elemento. Para esto, deben cumplir una de las siguientes disposiciones: <ul style="list-style-type: none"> a) Resistencia flexural: La conexión debe ser diseñada para resistir la capacidad esperada flexural del elemento (flexión consistente con la dirección de pandeo de la diagonal). b) Capacidad de rotación: La geometría del gusset de conexión debe definirse de forma que este sea capaz de resistir y acomodar los giros plásticos derivados del pandeo de la diagonal sin presentar fallas (rotación consistente con la dirección del pandeo de la diagonal).

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
8.4 Marcos rígidos		8.7 Marcos resistentes a momento (MRM).
8.4.1 Las uniones de momento de marcos rígidos sismorresistentes deben ser de tipo TR (totalmente rígidas). No se permite usar conexiones del tipo PR (parcialmente rígidas). Estas uniones se deben diseñar en forma tal que la rótula plástica se desarrolle en la viga a una distancia prudente de la columna, lo que se puede obtener reforzando la conexión o debilitando la viga en la posición deseada para la rótula plástica.	Se <i>mantiene</i> que las uniones de marcos resistentes deben ser del tipo totalmente rígidas, y no se permiten conexiones del tipo parcialmente rígidas. Se <i>elimina</i> que el diseño de rótulas plásticas sea desarrollado a una distancia prudente de la columna.	8.7.1 Las uniones de momento de marcos resistentes a momento sismorresistentes deben ser del tipo totalmente rígidas (TR). No se permite usar conexiones del tipo parcialmente rígidas (PR).
8.4.2 No se permiten cambios abruptos del ancho de alas de vigas en las potenciales zonas de formación de rótulas plásticas o en sus cercanías, a menos que se trate de una sección de viga reducida, apropiadamente diseñada para inducir la rótula en esa posición.	Se <i>mantiene</i> que no se permiten cambios abruptos del ancho, pero en la actualización se amplía a discontinuidades geométricas, no solamente anchos de alas de las vigas. Se <i>elimina</i> la excepción para que se puedan permitir cambios abruptos en los anchos de las alas.	8.7.2 No se permiten discontinuidades geométricas abruptas en las potenciales zonas de formación de rótulas plásticas en la viga.
8.4.3 Las secciones transversales de las columnas y vigas de marcos rígidos sismorresistentes deben calificar como compacta, es decir, deben tener relaciones ancho-espesor menores que λ_p de Tabla 8.1. 8.4.7 La disposición 8.4.3 no se aplica a elementos de marcos rígidos cuyos esfuerzos provenientes de las cargas sísmicas mayoradas sean inferiores a un tercio de los esfuerzos de la combinación que controla el dimensionamiento.	Se <i>mantiene</i> Se <i>reemplaza</i> la condición para exceptuar la exigencia. Por la condición utilizada en general en el capítulo 8 para situaciones similares, en donde se aplica las	8.7.3 Las secciones transversales de las columnas y vigas de marcos resistentes a momento sismorresistentes deben contar con razones ancho espesor, menores que el valor λ_{md} establecido en la Tabla 8.1. Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellas columnas en que la resistencia requerida para todos los esfuerzos sea determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
	configuraciones de cargas con el estado de carga sísmico horizontal amplificado.	estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$.
<p>8.4.4 En las estructuras de varios pisos en que la totalidad de la resistencia sísmica depende de marcos rígidos diseñados con valores de R_1 mayores o iguales que 3, la suma de las capacidades resistentes a flexión de las columnas que concurren a un nudo debe ser mayor o igual a 1,2 veces la suma de las capacidades resistentes a flexión de vigas conectadas.</p> <p>No es necesario cumplir con este requisito en cualquiera de los casos siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> Si el esfuerzo de corte sísmico de todas las columnas en que no se cumple la disposición anterior es menor que el 25% del esfuerzo de corte sísmico del piso correspondiente. Si el análisis y el dimensionamiento de la estructura se hace con fuerzas sísmicas iguales al doble de los valores indicados en la cláusula 5 de esta normal. Si se demuestra por un método de análisis no lineal, (ver 5.2.3), que la estructura es estable frente a las demandas de deformación impuestas por el sismo. 	<p>Se <i>elimina</i> la indicación que menciona que la totalidad de la resistencia sísmica depende de marcos rígidos diseñados con valores de R_1 mayores o iguales a 3.</p> <p>Se <i>mantiene</i> el cómo se calcula la suma de las capacidades flexurales.</p> <p>Esta exigencia para excepción de las combinaciones presentadas en 4.5 en donde el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado se agrega.</p> <p>Se mantiene solo el punto a) como opción para no ser necesario cumplir con el requisito, pero se modifica que el esfuerzo de corte sísmico de todas las columnas es menor que un 20% del esfuerzo de corte sísmico, en la versión actual el porcentaje era de un 25%.</p>	<p>8.7.4 En estructuras de varios niveles, la suma de las capacidades flexurales esperadas reducidas por carga axial de las columnas que concurren a un nudo debe ser mayor o igual a 1,2 veces la suma de las capacidades flexurales esperadas de las vigas conectadas en dicho nudo. Este requisito no es aplicable en nudos del nivel superior.</p> <p>Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellas columnas en que la resistencia requerida para todos los esfuerzos sea determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$.</p> <p>No es necesario cumplir con este requisito si el esfuerzo de corte sísmico de todas las columnas en que no se cumple la disposición anterior es menor que el 20% del esfuerzo de corte sísmico del nivel correspondiente.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>8.4.5 El diseño de la zona panel de las uniones viga-columna de marcos rígidos sismorresistentes debe cumplir con las disposiciones de Anexo B.</p>	<p>En la versión actual el diseño de la zona panel se encuentra especificado en el Anexo B, estos requisitos ya no se encuentran expuestos en la actualización.</p> <p>Se agrega al diseño de conexiones de momento, atiesadores de continuidad y zonas panel, que se debe considerar la capacidad esperada en flexión y el esfuerzo de corte asociado. La capacidad esperada en flexión es definida en el punto 8.3.1 de la actualización normativa.</p> <p>Se aplica la amplificación en el estado de carga sísmico horizontal con lo cual se limita la resistencia requerida.</p>	<p>8.7.5 Las conexiones de momento de vigas a columnas de marcos resistentes a momento sismorresistentes, los atiesadores de continuidad y la zona panel se deben diseñar para resistir la capacidad esperada en flexión de la viga y el esfuerzo de corte asociado.</p> <p>La resistencia requerida en la conexión no necesita ser mayor que aquella determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$, o que la máxima sollicitación que el sistema puede transferir a la conexión.</p>
<p>B.7.1 Los atiesadores transversales o diagonales deben cumplir, además, con los criterios siguientes:</p> <p>a) El ancho de cada atiesador más la mitad del espesor del alma de la comuna no debe ser menor que un tercio del ancho del ala de</p>	<p>Se actualizan los límites de ancho y espesor de los atiesadores</p>	<p>8.7.6 Las zonas panel que definen el nudo de la conexión de momento dentro de la columna deben encontrarse limitadas por atiesadores de continuidad.</p> <p>El ancho atiesado de la columna no puede ser menor que el ancho del ala de la viga más ancha o de la placa que entrega la carga. El espesor del atiesador no debe ser menor que el mayor espesor entre las alas de vigas que</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>la columna o de la plancha de conexión de momento que entrega la fuerza concentrada.</p> <p>b) Es espesor del atiesador no debe ser menor que el espesor del ala o de la plancha de conexión de momento que entrega la carga concentrada; ni menor que su ancho multiplicado por $\sqrt{F_y/250}$. (F_y en MPa)</p>		<p>llegan al nudo o de la placa que entrega la carga.</p>
	<p>Se incluyen en la actualización normativa requerimientos específicos para la separación, resistencia y rigidez requeridas de los arriostramientos.</p>	<p>8.7.7 Las vigas de marcos resistentes a momento deben satisfacer las siguientes condiciones:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1- En zonas próximas a eventuales rótulas plásticas y en el tramo de la viga ambas alas deben arriostrarse lateralmente o la sección transversal debe ser arriostrada torsionalmente. 2- Los arriostramientos deben estar separados a una distancia no mayor a $0,086 \cdot r_y E / F_y$. 3- La resistencia requerida de los arriostramientos laterales debe ser de $0,06 \cdot R_y F_y Z$ (LRFD) o $0,06 \cdot R_y F_y Z / 1,5$ (ASD). 4- La rigidez requerida de los arriostramientos laterales debe cumplir los requisitos del Anexo 6 de NCh427/1, considerando que la resistencia flexural requerida corresponde a la capacidad flexural requerida y que la viga

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
		presenta momento uniforme ($C_b = 1,0$).
8.7 Sistemas de arriostramientos horizontales		8.8 Sistemas arriostrados horizontalmente (diafragmas)
8.7.1 Las siguientes disposiciones son aplicables a edificios e instalaciones industriales provistos de un sistema de arriostramiento de acero, de cubierta o de piso, cuya función es la de transferir cargas sísmicas de diseño y/o proveer redundancia estructural para cumplir con las exigencias de la presente norma para estructuras específicas.	<i>Se mantiene</i>	8.8.1 Las siguientes disposiciones son aplicables a edificios e instalaciones industriales provistos de un sistema de arriostramiento de acero, de cubierta o de piso, cuya función es transferir cargas sísmicas y/o proveer redundancia estructural para cumplir con las exigencias de la presente norma para estructuras específicas.
	Se especifica que en arriostramientos de piso o cubierta los arriostramientos deben resistir tracción y compresión.	8.8.2 No se permiten sistemas de arriostramiento de piso o cubierta con elementos que solo resisten tracción, excepto en los casos de galpones livianos de acero que se rigen por las disposiciones de 12.2.
8.7.3.2 Las diagonales en X se deben conectar en el punto de cruce. Dicho punto se podrá considerar fijo en la dirección perpendicular al plano de las diagonales para los efectos de determinar la longitud de pandeo de la pieza, cuando una de las diagonales sea continua.	<i>Se mantiene</i>	8.8.3 Las diagonales en X se deben conectar en el punto de cruce. Dicho punto se puede considerar fijo en la dirección perpendicular al plano de las diagonales para los efectos de determinar la longitud de pandeo de la diagonal comprimida cuando la otra esté traccionada y una de las diagonales sea continua en el cruce.
8.7.3.1 Las diagonales y puntales sismorresistentes que trabajan en compresión, deben tener relaciones ancho/espesor menor que λ_r , según la Tabla	<i>Se mantiene</i>	8.8.4 Las diagonales y puntales de sistemas de arriostramientos de piso o de cubierta deben tener razones ancho/especial, menores que el valor λ_{md} establecido en la Tabla 8.1.

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
<p>8.1 (ver Figura 8.1). La esbeltez del elemento debe ser menor que $1,5\pi\sqrt{E/F_y}$.</p> <p>8.7.3.3 La disposición 8.7.3.1, no se aplica a arriostramientos cuyos esfuerzos provenientes de la combinación que incluye cargas sísmicas sean inferiores a un tercio de los esfuerzos de la combinación que controla el dimensionamiento.</p> <p>8.7.3.4 La disposición 8.7.3.1 tampoco es aplicable cuando el diseño del sistema de arriostramientos se efectúe para los esfuerzos provenientes de las combinaciones que incluyen cargas sísmicas, en las cuales esta última carga se ha amplificado por $0,7R$.</p>	<p>La excepción a la disposición respecto a las relaciones ancho espesor, en la actualización está relacionada con la aplicación de las combinaciones de cargas presentadas en la misma norma, en donde las cargas sísmicas horizontales han sido amplificadas.</p>	<p>La esbeltez global de estos elementos debe ser menor que $1,5\pi\sqrt{E/F_y}$.</p> <p>Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos elementos cuya resistencia requerida sea determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$, o con la máxima carga que el sistema puede transferir al elemento.</p>
<p>8.7.4 Para sistemas de arriostramiento de cubierta o piso cuya función es la de proveer redundancia estructural de acuerdo con lo exigido en estructuras específicas, se deben cumplir los siguientes requisitos:</p> <p>8.7.4.1 El sistema de arriostramiento horizontal y sus conexiones deberá ser diseñado según lo dispuesto en 8.1 a) ó b), según corresponda.</p> <p>8.7.4.2 Las cargas sísmicas a considerar para sistemas de arriostramientos horizontales no debe ser inferior a la tributación sísmica de</p>	<p>En la actualización se indica que para los sistemas de arriostramientos de piso o de cubierta se deben diseñar utilizando las <i>capacidades esperadas, tanto en tracción como en compresión</i>. Teniendo que la máxima resistencia requerida es la determinada utilizando combinaciones de carga con la amplificación del estado de carga sísmico horizontal.</p>	<p>8.8.5 Las conexiones de diagonales y puntales de sistemas de arriostramiento de piso o de cubierta se deben diseñar para resistir tanto la capacidad esperada en tracción como la capacidad esperada en compresión del elemento.</p> <p>La resistencia requerida en la conexión no necesita ser mayor que aquella determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1,0$, o que la máxima carga que el sistema puede transferir a la conexión.</p>

NCh2369.Of2003	Comentarios	prNCh2369 junio-2022
un marco intermedio, en eventual falla prematura (ver Figura 8.2)		

2.9 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 9: “DISPOSICIONES ESPECIALES PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN”

El capítulo 9 de la NCh2369-junio2022 comienza especificando que el diseño de estructuras de hormigón armado debe ser realizado según la norma NCh430, para la oficialización de la norma actual, en el año 2003, aun no se encontraba publicada la versión correspondiente de la NCh430, por lo que se regía el diseño a la norma ACI 318-99. En la actualización también se menciona que aún se encuentra vigente el DS60 publicado el año 2011 el cual debe ser considerado mientras no sea derogado por la autoridad correspondiente.

En la actualización, en este capítulo al igual que en el capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero” se utiliza de forma normalizada para las situaciones límites, la aplicación de las combinaciones del punto 4.5 (NCh2369-junio2022) considerando una amplificación al estado de carga sísmico horizontal por un factor igual a $0.7R_1 \geq 1,0$. En donde:

R_1 : factor de modificación de la respuesta estructural corregido por el requerimiento de corte basal mínimo. Resulta de multiplicar el factor R , por el cociente $Q_0/Q_{mín}$ cuando $Q_0/Q_{mín}$ sea menor o igual que 1,0. En caso de que este cociente sea mayor a 1,0 se debe usar R_1 igual a R .

Respecto a las conexiones sismorresistentes, se mantiene la prohibición de utilización de conexiones que se basen solamente en la estabilidad generada por la fricción dadas las cargas gravitacionales. Se cambia el nombre de las conexiones, según lo siguiente:

- (NCh2369-junio2022) Conexiones que emulan el comportamiento del hormigón vaciado en sitio
(NCh2369 Of2003) Sistemas prefabricados con conexiones húmedas
- (NCh2369-junio2022) Conexiones especiales validadas mediante ensayo
(NCh2369 Of2003) Sistemas prefabricados con conexiones dúctiles
- (NCh2369-junio2022) Conexiones fuertes
(NCh2369 Of2003) Sistemas prefabricados con conexiones secas.

Casi en su totalidad se mantienen los requisitos y conceptos de las conexiones, actualizando las referencias normativas.

Se agregan en la actualización los términos y definiciones de las conexiones discontinuas, conexiones rotuladas y conexiones deslizantes. En donde se incluyen los requisitos y requerimientos propios de cada una de estas conexiones.

En la actualización se incluyen estructuras y elementos, con su descripción e indicaciones para proceder con su diseño, estas son:

- Muros prefabricados
- Marcos prefabricados arriostrados concéntricamente (MAC)
- Diafragmas

- Conexiones Prefabricadas Pilar-Fundación
- Anclajes Post-Instalados
- Pedestales para bases de columnas de acero
- Pedestales para bases de equipos

Otra de las estructuras que se menciona en ambas versiones son las naves industriales compuestas por pilares en voladizo, para estas estructuras se mantienen en su mayoría los requisitos y definiciones, agregando especificaciones para el esfuerzo de corte basal, se señala que sección de la norma debe utilizarse para diseñar los elementos según el tipo que estos sean. En la actualización se indica que se debe proveer confinamiento para las columnas en la base y el coronamiento de los pilares, y los requerimientos que debe tener ese confinamiento.

2.10 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 10: “DISPOSICIONES SOBRE FUNDACIONES”

En este capítulo en cuestión, se tiene que es reformulado casi en su totalidad, teniendo en consideración la acotada extensión que tiene en la versión actual de la norma.

De esto se hace un resumen de las disposiciones y restricciones más importantes consideradas en el proyecto de norma con fecha de junio del año 2022. En este proyecto de norma el capítulo se divide en Fundaciones Superficiales y Fundaciones Profundas.

- **Fundaciones Superficiales**

Se indica al igual que en la norma actual, que el modelo de análisis y verificación debe ser un reflejo de las características de geometría, comportamiento, rigidez y masa de la fundación diseñada. Agregando la indicación que en ocasiones esto puede significar la inclusión de los efectos de la interacción suelo-estructura.

Se indica que se debe comprobar que tanto fundaciones como suelos de fundación tengan deformaciones y esfuerzos que sean consistentes con el desempeño esperado.

Para el caso de los desplazamientos y giros en condiciones sísmicas las fundaciones deben evaluarse considerando al menos las siguientes fuentes según se indica en el proyecto de norma:

- a) Desplazamientos y giros “instantáneos máximos” durante el evento de diseño.
- b) Desplazamientos y giros remanentes después del evento de diseño, en los casos en que sea necesario.
- c) Desplazamientos y giros post-licuación, en los casos en que sea necesario.

Se indica de forma específica como se deben realizar las verificaciones de Deslizamiento Lateral. También se presenta de forma explícita las fórmulas para calcular la resistencia nominal de la superficie de fundación hormigonada contra el suelo, tanto para suelos drenados como para suelos no drenados, y también cual es el criterio para seguir en caso de que el suelo no pueda clasificarse en su totalidad como ninguno de los dos.

Para temas de estabilidad de fundaciones superficiales rígidas no ancladas, la suficiencia de estabilidad queda determinado por la clasificación de la fundación a evaluar y por las características

del suelo de apoyo. Se indica que, para suelos licuables, suelos afectos a densificación producto de sismos, estratos expansivos y suelos cuyo comportamiento difiere de los modelos aproximados comúnmente usados, los requisitos establecidos en el capítulo pudieran no ser suficientes.

Respecto al como determinar si una fundación es rígida o no, se presenta el siguiente límite para fundaciones rígidas:

$$L \cdot \sqrt[4]{\frac{k_v}{4 \cdot E \cdot I}} \leq 1.0$$

Donde:

I: $e^3/12$, representa el momento de inercia por unidad de longitud de fundación (m^3).

e: altura o espesor de la fundación (m)

E: módulo de deformación del material constitutivo de la fundación ($tonf/m^2$).

k_v : rigidez vertical sísmica del suelo para efectos de este cálculo ($tonf/m^3$).

L: longitud de cálculo (m) definida en tabla 10.1 del proyecto de norma.

Se indica que el procedimiento para fundaciones no rígidas (según criterio anterior) el análisis estructural de la fundación se debe realizar mediante la utilización de medios numéricos. Y para el caso de fundaciones rígidas se puede asumir una distribución de tensiones de contacto de forma plana.

En el proyecto de norma se presentan 3 clasificaciones para fundaciones rígidas, con su correspondiente descripción y los requisitos de estabilidad asociados a cada uno de estos casos, la clasificación es la siguiente:

- 1- Fundaciones estándares menores
- 2- Fundaciones estándares mayores
- 3- Fundaciones especiales

En la normativa vigente se hace una descripción de fundaciones superficiales, sin distinguir si son rígidas o no, y solamente se describe el caso que en la actualización se nombra como fundaciones estándares mayores, la cual contiene la forma tradicional de verificar fundaciones en Chile, en este caso se mantiene el porcentaje cual debe encontrarse apoyado (80%), pero el factor de seguridad mínima contra el levantamiento frente a las tracciones verticales netas que era de 1,5 se actualiza y es de 1.0.

Luego se indica que las fundaciones que no clasifiquen como fundaciones rígidas deben ser clasificadas como flexibles. De las cuales se indica lo que debe incluir en análisis. Se menciona que debe realizarse un control de asentamientos y deformaciones según corresponda, y también de tensiones de contacto. Las fundaciones flexibles no tienen como requisito el cumplir con un área mínima apoyada, pero en su reemplazo se debe verificar si el nivel y distribución de los levantamientos es tolerado por la superestructura y cumple con los objetivos de desempeño determinados para el proyecto.

Al igual que en la norma actual se indica que las fundaciones ancladas no deben garantizar un porcentaje mínimo de área de contacto. Respecto a la estabilidad de fundaciones ancladas también se menciona que el diseño de anclajes y verificación de tensiones de contacto máximas contra el suelo o roca debe realizarse considerando las combinaciones de cargas mencionadas en la actualización normativa, en la sección 4.5.

- **Fundaciones Profundas**

A la actualización normativa se incluye el punto de fundaciones profundas, las cuales no son descritas en la norma actual. De todas formas, en el proyecto de normas estas se mencionan con menor detalle que las fundaciones superficiales.

Se indica que, para considerar una fundación como fundación profunda, se tiene que la razón entre la profundidad de enterramiento y el ancho de la fundación debe ser mayor que 5.

Se indica cual es la separación mínima que deben tener los pilotes por efectos de la interacción sísmica horizontal:

- Pilotes aislados: separación mayor a 6 veces su diámetro.
- Pilotes hincados: máximo entre 2,5 veces el diámetro o 750 mm.
- Pilotes pre-excavados: 3 veces el diámetro.

En el proyecto de norma se indica cuáles son las medidas que se deben considerar con el objetivo de asegurar una llave de corte entre el pilote y el encepado del proyecto.

Se indica que en el análisis estructural se debe incluir la interacción de los pilotes con el terreno, en donde se puede utilizar resortes para así modelar la interacción, y también se puede realizar una modelación integral con el suelo adyacente.

2.11 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 11: “ESTANQUES, CHIMENEAS Y EQUIPOS GENERALES”

En la norma actual (NCh2369 Of.2003) se tiene que el capítulo 11 corresponde a “estructuras específicas” donde se tratan detalles para las siguientes estructuras:

- Galpones industriales
- Naves de acero livianas
- Edificios industriales de varios pisos
- Grandes equipos suspendidos
- Cañerías y ductos
- Grandes equipos móviles
- Estanques verticales apoyados en el suelo
- Hornos y secadores rotatorios
- Estructuras de albañilería refractaria
- Equipos eléctricos
- Estructuras y equipos menores
- Estructuras de madera

En la versión actualizada se agregan estructuras y se eliminan otras como Edificios industriales de varios pisos. Estas estructuras específicas son divididas en dos capítulos, el capítulo 11 “Estanques, Chimeneas y Equipos generales” y el capítulo 12 “Estructuras específicas”. En la actual sección se mencionará las estructuras pertenecientes al capítulo 11 del proyecto de norma, mencionando las diferencias respecto a la normativa actual, en caso de encontrarse.

En términos generales en la actualización normativa se indica que para todos los equipos de tipo membrana o de manto autosoportado, la resistencia requerida (en caso de pandeo generalizado) debe ser evaluado considerando un espectro elástico de referencia, lo cual implica considerar un factor de reducción de la respuesta sísmica $R=1.0$. También se indica que se permite el uso de un factor de seguridad igual a 1. Esta indicación no es considerada en la norma actual.

A continuación, se presentan los puntos modificados para cada estructura y algunos de los puntos agregados, considerando que se incluyeron una gran cantidad de especificaciones para cada una de las estructuras, de diferente relevancia cada una, se mencionan solo algunas en el presente capítulo, por lo que es solamente referencial y no excluye al lector del estudio de la actualización normativa una vez que esta sea oficializada.

- **Estanques**

- **Estanques cilíndricos verticales de acero apoyados en el suelo**

Este tipo de estanques en la norma actual corresponde al punto 11.8, una de las diferencias importantes es que las consideraciones de la norma actual publicada el año 2003 corresponden a estanques cilíndricos verticales apoyados en el suelo tanto de acero como de hormigón armado, en el proyecto de norma se hace una separación entre el tipo de material de construcción del estanque, dejando esta parte de la sección de forma exclusiva para acero.

Respecto a los estanques verticales apoyados en el suelo ya sea de acero u hormigón se mantiene la descripción del alcance de la sección, incluyendo en la actualización normativa, que debe ser para estanque con manto de acero.

En la versión actual se indica que los estanques pueden contener cualquier tipo de líquido, en cambio en la actualización se especifica que el alcance es sobre estanques que almacenan contenidos cuyo comportamiento puede asemejarse a un líquido no viscoso.

Se agregan especificación de las consideraciones de llenado del estanque y para la masa de techo que se deben considerar para realizar el análisis sísmico.

Los parámetros de diseño que se indican que deben ser utilizados para estanques de acero bajos según la actualización de diseño considerando el valor máximo para el factor de modificación de respuesta son los siguientes:

Tabla 9: Parámetros de diseño Estanques cilíndricos verticales de acero apoyados en el suelo

	Anclados	No Anclados
Respuesta impulsiva	$R= 4$ y $\xi= 2\%$	$R= 2,5$ y $\xi= 2\%$
Respuesta convectiva	$R= 1$ y $\xi= 0,5\%$	$R= 1$ y $\xi= 0,5\%$

Los parámetros de diseño en la norma actual, es un máximo $R=4$, en donde no se especifica si está anclado o no, y una razón de amortiguamiento $\xi= 2\%$ para el modo impulsivo.

En la actualización se incluye la especificación que la respuesta impulsiva y convectiva deben ser superpuestas mediante la regla SRSS.

En la actualización normativa se indica el cómo considerar el líquido del interior del estanque, tanto para estanque metálicos anclados contra el volcamiento como aquellos que no se encuentran anclados.

También se agrega la mención respecto a los requisitos para los sistemas de anclajes, teniendo que estos deben ser capaces de transferir el corte a la fundación, esto debe ser sin considerar la resistencia provista por las fuerzas de roce que se generen entre ellos. Respecto a la norma actual se mantiene que para el diseño se puede considerar como máximo 1/3 de la totalidad de pernos debe ser capaz de tomar la totalidad del esfuerzo de corte sísmico. Sobre lo cual también se mantiene la condición para la cual no se tiene que cumplir lo anterior mencionado, lo cual indica que en caso de incorporar un dispositivo que garantice que todos los pernos transfieren corte sísmico no es necesario cumplir con el 1/3 mencionado.

Respecto a los pernos de anclaje se incluye que, en caso de considerar los pernos de anclaje como sistema resistente al corte, se debe considerar en el momento de dimensionarlos, que la demanda máxima de corte y tracción ocurren de forma simultánea. Adicionalmente se incluye que para una demanda de corte superior a 5 tonf, según método ASD, el corte sísmico total del estanque debe ser transferido mediante llaves de corte.

Respecto a estanques anclados se incluye en la actualización que se debe realizar una evaluación del efecto de las cargas concentradas sobre el manto y fondo del estanque, cargas concentradas generadas por la tracción de los pernos de anclaje.

Sobre estanques no anclados se tiene que el corte basal total se puede considerar que es transferido mediante un mecanismo de roce entre el fondo y la conicidad de la cara superior de la base. Se mantiene la indicación de que la zona de contacto debe tener una inclinación desde el borde y hacia el centro de un 1% como mínimo.

Se mantiene en la actualización normativa que es posible dejar una revancha entre la superficie del líquido y el borde superior del manto que sea mayor que la altura de ola del modo convectivo (medido respecto a la superficie libre), esto con el objetivo de reducir

derrames y prevenir daños en el techo y en la parte superior del manto. En el caso que las revanchas utilizadas sean menores se deben considerar en el diseño los efectos de las subpresiones causadas por el contacto entre el líquido y el techo.

Se incluye de forma explícita en la actualización que en caso de que el estanque no tenga techo se deben considerar los efectos que se pueden generar por posibles derrames del contenido del estanque. También se incluye que, en caso de existir elementos dentro del estanque, como columnas, cañerías u otros, se debe considerar la influencia de la ola del modo convectivo mediante el uso de metodologías reconocidas.

○ **Estanques de hormigón armado**

Considerando que en la norma actual las especificaciones para estanques de hormigón que se mencionan son para estanques verticales apoyados en el suelo. Tomando esto como referencia se tiene que en la actualización lo referente a estanques de hormigón armado son puntos nuevos.

En los comentarios de la actualización normativa se indica que el valor de R considerado es aplicable a una construcción normal, en donde se tiene una unión continua entre la pared y base del estanque, se tiene que, si esta condición no se cumple, se deben utilizar valores menores para R.

Los parámetros de diseño que se deben utilizar según la actualización normativa son para el modo de respuesta impulsivo obtenidos de la tabla 5.5 del proyecto normativo, estos son los siguientes:

Tabla 10: Parámetros de diseño Estanques de Hormigón Armado

	Estanques de hormigón armado
Respuesta impulsiva	$R= 3$ y $\xi= 3\%$
Respuesta convectiva	$R= 1$ y $\xi= 0,5\%$

El valor mínimo para el espectro de respuesta se mantiene, pero se amplifica por el factor S, el cual depende del tipo de suelo donde se encuentra la estructura.

En la actualización se tiene que las respuestas del modo impulsivo y convectivo se deben superponer mediante la regla SRSS.

Se especifica que, para estanques enterrados o semienterrados, dentro de los esfuerzos a considerar se debe incluir el efecto sísmico de la porción de suelos y napas freáticas sobre las paredes del estanque.

○ **Estanques elevados**

En la norma actual la única mención específica que se realiza como indicación para estanques elevados es que para el diseño de estos se debe considerar la movilidad del agua.

Y para la sección de estanques, elevados, recipientes de procesos y chimeneas de acero también se indica se incluye un valor límite para que en el manto no exista pandeo local. Para esto se indica en la norma actual que la tensión de compresión del manto no debe exceder el menor de los siguientes valores:

$$F_a = 135F_y e/D \quad F_a \leq 0,8F_y$$

En donde:

F_a : tensión admisible en condición sísmica.

F_y : tensión de fluencia.

E : espesor.

D : diámetro del manto.

En la actualización se aumenta la mención a este tipo de estructuras, se indica que se deben realizar verificaciones de tensiones locales, especialmente en las zonas de unión entre el estanque y el sistema de soporte. Esto ya que estas uniones tienden a generar tensiones elevadas.

Se indican de forma específica cuales son las consideraciones que debe tener el modelo estructural. Y también se menciona que se puede aplicar un modelo simplificado que incluya dos masas desacopladas, y cuales son estas dos masas quedan especificadas en el texto.

Para la respuesta impulsiva se tiene que los parámetros de razón de amortiguamiento y el valor máximo del factor de modificación de la respuesta se encuentran tabulados en la tabla 5.5 del proyecto normativo. Estas dependen del tipo de unión, material, presencia de arriostamiento, entre otros. Para el caso de los parámetros para la respuesta convectiva se tiene que los parámetros deben ser $R=1$ y $\xi=0.5\%$.

Para estas estructuras se indica que se debe considerar el efecto sísmico vertical definida en el capítulo 5 del proyecto de norma.

- **Chimeneas industriales**

En términos amplios para chimeneas no hay alguna especificación en la normativa actual, solamente se entrega indicación para chimeneas de acero y para chimeneas de acero elevadas.

En la actualización normativa respecto a chimeneas industriales se tiene que el alcance es para chimeneas de acero, hormigón armado in situ o prefabricado, las secciones de estas pueden ser tanto circulares como cónicas. Para las fundaciones de las chimeneas se indica que deben ser diseñadas según el capítulo 10 de la norma, y se debe considerar la interacción entre suelo-fundación-estructura. En caso de que el suelo sea de tipo D o E, también se debe considerar los efectos de la interacción dinámica entre el suelo y la fundación.

- **Chimeneas de acero**

Respecto a chimeneas de acero, la especificación que hace la norma actual es referente a la tensión de compresión máxima del manto para que no haya efecto de pandeo local, este es el mismo que el presentado para estanques elevados. También menciona respecto a las chimeneas de acero elevadas que estas deben ser diseñadas por el método dinámico. En caso de que el ducto de gas no sea autosoportante se indica que se debe considerar la interacción entre el ducto y la estructura exterior, ya sea de acero y hormigón, y que se debe considerar para el cálculo de la rigidez, no así de la resistencia, el revestimiento interior de hormigón, en caso de existir alguno.

Sobre este punto en la actualización normativa indica que las verificaciones deben tener en cuenta el pandeo local y global, pero no especifica la tensión de compresión máxima. Respecto al diseño por el método dinámico esto no se referencia, pero si se indica respecto al diseño, que se deben incluir en este el efecto de las imperfecciones tanto de fabricación como de montaje. También se indica que se deben considerar las concentraciones tensionales en el manto y los requerimientos de refuerzos.

- **Recipientes de Proceso**

Para el caso de la normativa actual se tiene que para los recipientes de procesos las especificaciones hacen referencia a la atención que se debe presentar sobre la unión de los apoyos con el manto cuando este no llega a las fundaciones, y al igual que para estanques elevados y chimeneas industriales, se presentar la tensión de compresión máxima que debe haber en el manto para evitar pandeo local.

En la actualización del documento se tiene que el alcance es para recipientes de procesos apoyados en el suelo, o sobre una fundación apoyada a nivel de terreno, excluyendo de su alcance los recipientes de procesos ubicados en niveles superiores, y estos deben ser diseñados según lo especificado en el capítulo 7, del proyecto de norma.

Estas especificaciones en la actualización normativa se separan en:

- Recipientes de proceso verticales
- Recipientes de proceso horizontales y estanques horizontales.

- **Cañerías y ductos**

Para el caso de cañerías y ductos se mantiene en ambas versiones estudiadas el tipo de configuración que se debe utilizar para lograr que los elementos se mantengan íntegramente en el desarrollo de eventos sísmicos y también que se permitan las deformaciones térmicas. En la normativa oficializada el año 2003, la deformación admisible dependía de si las cañerías o ductos se consideraban como livianos o no livianos, con respecto a los edificios o estructuras que conectan. La mención actualizada respecto a las

deformaciones de cañerías y ductos tiene relación con la flexibilidad o rigidez de estos elementos en comparación con las estructuras que conectan.

- **Grandes equipos móviles**

La versión actual de la norma indica que se debe hacer un análisis dinámico de esta estructura, en donde se deben considerar las magnitudes y posiciones más desfavorables de las cargas. También se indica que el equipo debe ser autocentrante y se debe prestar especial atención a los efectos de la excentricidad sísmica.

En la actualización normativa se destaca la importancia en la estabilidad de los equipos móviles, respecto al modelo se tiene que estos deben ser integrados, en donde se represente de forma correcta la interacción entre el equipo y la estructura de apoyo. Respecto al análisis estructural se presentan dos opciones, en primer lugar, en caso de no realizar un análisis de desempeño se debe realizar un análisis especial considerando una demanda sísmica con un espectro elástico de sitio o el espectro de referencia (en caso de ser aplicable), en esta situación se considera como indicador suficiente de estabilidad que no se produzcan tracciones netas en los apoyos de los equipos.

Finalmente, para el caso de realizar un análisis de desempeño de un potencial descarrilamiento, el descarrilamiento del equipo puede aceptarse en el caso que este sea parcial y no genere daños que impliquen no cumplir con la continuidad de operación, y que no represente un riesgo de volcamiento, nunca se debe aceptar un descarrilamiento total de los equipos.

- **Hornos y secadores rotatorios (no anclados)**

En la normativa oficializada el año 2003 solamente se hace mención de que el sismo longitudinal debe ser resistido por llantas y rodillos de empuje los cuales consideran solamente un apoyo para así permitir dilataciones longitudinales. Se indica que se permite considerar rodillos como elementos de sacrificio que pueden fallar en un sismo. Y para el caso del sismo transversal se indica que este debe ser resistido por llantas y rodillos laterales instalados con varios apoyos.

En la actualización que se encuentra en desarrollo se tiene que se deben realizar estudios específicos con el objetivo de evaluar la estabilidad de estas estructuras en específico. También se debe considerar que los modelos deben ser integrados, considerando la interacción del equipo y la estructura de apoyo. Y de esto poder evaluar y estimar el nivel de resistencia requerido para llantas, rodillos de empuje o laterales, topes sísmicos, anclajes u otros elementos que entreguen estabilidad en eventos sísmicos.

En el caso de no hacerse un análisis especial (tiempo-historia no lineal) se tiene que un indicador de estabilidad suficiente es que no se produzca volcamiento, deslizamiento ni levantamiento durante un análisis modal espectral o estático, aplicado una demanda sísmica determinada por el espectro elástico de sitio o por el espectro de referencia, cuando sea aplicable.

En la actualización normativa también se permite que los rodillos se consideren como elementos de sacrificio, indicando que estos pueden fallar en un evento sísmico, siempre que esta falla no perjudique la estabilidad ni ponga en riesgo la operación normal de la industria.

2.12 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 12: “ESTRUCTURAS ESPECÍFICAS”

El capítulo 12 de la actualización recoge estructuras específicas que en la normativa actual eran consideradas en su mayoría dentro de las descritas en el capítulo 11. A continuación, se mencionan las diferencias principales de las estructuras presentadas en este capítulo del proyecto de norma prNCh2369-junio2022

- **Galpones industriales**

Para el caso de galpones industriales se tiene que las indicaciones casi en su totalidad se mantienen. El primer punto que tiene una consideración nueva es para el caso de los edificios con puente grúa donde se mantiene que el análisis debe ser considerando las magnitudes y alturas más probables durante el terremoto de diseño, en la actualización se incluye que se pueden considerar las simplificaciones conservadoras que se encuentren disponibles en alguna documentación reconocida.

Dentro de las consideraciones que se indicaban en la versión oficializada el año 2003 y que en la actualización ya no se consideran están:

- La unión lateral entre las vigas portagrúas y las columnas debe ser flexible en el sentido vertical
- En edificios con marcos rígidos, los arriostramientos de muros externos que dan apoyo lateral a las columnas de viento no deben entregar una rigidez lateral mayor a la proporcionada por los marcos interiores, a menos que estos arriostramientos sean considerados en el modelo estructural.

- **Galpones livianos de acero**

En primer lugar, en la normativa actual se hace referencia a estas estructuras específicas como “Naves de acero livianas” en cambio en la actualización se hace referencia como “Galpones livianos de acero”. Las condiciones con las cuales tiene que cumplir la estructura se reducen a 5 puntos, los cuales se mantienen de los requisitos de la normativa actual, eliminando las otras 5 condiciones que debían cumplir las estructuras.

Las condiciones que se mantienen para definir el alcance tienen que ver con la altura libre interior de las columnas, la clasificación de categoría entregada en el punto 4.3.1 de la norma, la capacidad nominal de los puentes grúa, el peso por marco de los equipos soportados y que no tengan estanterías de almacenamiento apoyadas sísmicamente en la

estructura. El resto de las especificaciones que era mencionado en la norma actual quedan fuera.

Se elimina en el proyecto de norma la indicación de cómo deben ser determinadas las fuerzas sísmicas, dejándolo dependiente del entendimiento y estudio de la norma, y las consideraciones que tienen como alcance para este tipo de estructuras.

En ambas versiones de la norma se indica que se debe utilizar el capítulo 8 respecto a estructuras de acero, tal y como ya fue comentado en esta memoria anteriormente, este capítulo tiene modificaciones, lo cual tendrá un impacto en este tipo de estructuras específicas.

También en la normativa actual se indican puntos del capítulo 8 que no son obligatorios de aplicar, estas consideraciones consisten en algunos puntos de Marcos arriostrados, Marcos rígidos y conexiones. Para el caso de la actualización normativa se indica que se puede exceptuar cumplir con las indicaciones que son especificadas en esta sección de la norma.

Respecto a los elementos que solamente trabajen en tracción estas se permiten en ambas versiones, la diferencia es que en la versión actual se considera que estos elementos deben ser inspeccionables y contar con dispositivos que permitan el tensado inicial y ajuste posterior, en cambio en la actualización normativa se indica respecto a estos elementos que debe cumplir tanto el elemento como las uniones con las combinaciones de carga con una amplificación en la carga sísmica horizontal (tal y como se indica en el capítulo 8 para estos elementos).

La otra especificación respecto a estas estructuras presente en la actualización normativa es para naves que no cuenten con puente grúa. En estos casos se tiene que es posible considerar los paneles de techo como diafragma que pueden transmitir esfuerzos sísmicos y se indica como debe determinar la resistencia del panel.

Respecto a las otras consideraciones existentes en la normativa actual estos son omitidos en la actualización normativa, dejando estos puntos abiertos y deben ser considerados según lo indicado en el Capítulo 8 de la norma.

- **Estructuras de albañilería refractaria**

Se mantiene en ambas versiones en términos generales la misma indicación, que indica que para el diseño de hornos industriales que se componen con acero u hormigón combinado con albañilería refractaria, esta última no debe ser considerada como aporte a la resistencia sísmica. En la actualización normativa se indica que en el caso de que no sea posible evitar que desarrollen esfuerzos sísmicos, se deben considerar análisis y parámetros que incluyan el comportamiento potencialmente frágil del material. Mientras que en la normativa actual se indica que se deben utilizar análisis especiales que consideren el comportamiento no lineal del material.

También se deja como comentario que comúnmente en el diseño es necesario considerar las condiciones de operación normal como las condiciones para el horno frío o de puesta en marcha. En la normativa actual esto se debía hacer ya que era un punto de la especificación.

- **Estructuras de madera**

En primer punto se tiene que para estructuras de madera se debe utilizar la norma NCh1198, lo cual es indicado en ambas versiones. Para el caso de la normativa actual se tiene que la consideración de que las conexiones deben ser dúctiles y con una resistencia de falla menor a la de los elementos de madera conectados es eliminada.

Respecto a los valores de la razón de amortiguamiento y el factor de modificación de la respuesta, en la versión actual se indica el factor R solamente para torres de enfriamiento, el cual debe ser igual a 4. En el caso de la actualización referencia a la tabla 5.5 de la norma, para el caso del factor de modificación de la respuesta en la tabla tiene 5 clasificaciones diferentes según el tipo de estructura, los cuales tienen modificaciones de la respuesta distintos (entre 1 y 4).

En la actualización normativa se agregan indicaciones para los diafragmas horizontales con placas arriostrantes, en donde se mencionan los documentos a los cuales corresponde referirse, y para diafragmas horizontales con arriostramiento de madera estructural, para este caso se menciona que el sistema de arriostramiento debe ser continuo y estar constituido por elementos diagonales y puntales que trabajen tanto a tracción como en compresión.

- **Sistemas de almacenamiento o estanterías en acero**

Esta estructura específica no se encuentra considerada en el caso de la norma oficializada el año 2003. Por lo que todo lo mencionado en la actualización es nuevo, no se puede realizar una comparación.

En la actualización se tiene que el alcance de esta disposición es al diseño de sistemas de almacenamiento en acero, fabricados a partir de elementos estructurales de acero conformadas en frío o laminados en caliente. Al ser el material de construcción acero, se indica que estas deben cumplir con la norma NCh427/1 y/o NCh427/2 complementando con lo indicado en el documento actualizado. Se indica como se deben estimar las fuerzas sísmicas, y cuál es la sobrecarga de uso a utilizar en el diseño sísmico.

También se menciona cual es el factor de modificación de la respuesta y la indicación para las razones de amortiguamiento. Se indica que para el cálculo de las deformaciones sísmicas según lo estipulado en el Capítulo 6 de la norma, se debe realizar considerando el efecto P-Delta.

Finalmente, se mencionan los requisitos para considerar un sistema de almacenamiento del tipo selectivo, en donde se emplea un factor de modificación de la respuesta $R=4$.

2.13 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 13 “ESTRUCTURAS MARÍTIMAS DE TIPO MUELLE TRANSPARENTE”

La normativa actual no hace ninguna referencia a muelles transparentes, por lo que se subentiende que estas estructuras se encuentran fuera de su alcance. Por lo que no se puede generar una comparación de lo que se plantea en la actualización, pero sí se indica a continuación un resumen de los puntos que se tratan en este capítulo de forma general.

De forma textual se tiene que el alcance del capítulo 13 del proyecto de norma “corresponde a estructuras ubicadas en zonas de borde marino o situaciones similares, en que el nivel de terreno se encuentre por debajo del nivel de las aguas. Las disposiciones del presente capítulo cubren el diseño sismorresistente de estructuras que cuenten con un único nivel de tablero de operaciones construido sobre pilotes que se apoyan en el fondo marino.”

Dentro de las especificaciones del presente capítulo, considerando el alcance ya presentado se tiene:

- Aplicación de las disposiciones 8.3.4 de la norma (resistencia requerida para columnas de acero) en los pilotes que pertenezcan al sistema resistente a cargas gravitacionales con fallas que comprometan la continuidad de operación luego de un evento sísmico severo.
- Las solicitaciones sísmicas para estructuras tradicionales (sin aisladores o disipadores de energía) son determinadas según el capítulo 5 de la norma, incluyendo las modificaciones y disposiciones del presente capítulo.
- Se incluyen los factores de modificación de la respuesta y razones de amortiguamiento para siete tipologías distintas.
- Garantías que deben entregar los empotramientos de las barras de anclaje que conectan un pilote de acero con un elemento de hormigón armado.
- Se indica que las relaciones ancho-espesor que deben cumplir las secciones de acero utilizadas como pilotes son las determinadas en el capítulo 8 de la norma, en la tabla correspondiente.
- Resistencia requerida según la tipología de la estructura.
- Condiciones que deben cumplir el diseño de los nudos ubicados en la parte superior de los pilotes que forman marcos resistentes a momento con las vigas de tablero, tanto para el caso en que las vigas sean de acero o de hormigón.
- Resistencia requerida para la evaluación de la ficha de pilotes hincados en el fondo marino, para poder definir el anclaje a roca, o la condición de apoyo que corresponda.
- Se debe considerar tanto las consideraciones del capítulo 6 de la norma para desplazamiento y deformaciones estructurales, pero también se deben respetar las restricciones que sean propias de un servicio portuario.

- Se indican consideraciones que se deben cumplir para el diseño de estructuras marítimas que incorporen aisladores sísmicos. También se debe considerar que estos dispositivos tengan acceso para ser inspeccionados y/o realizar un recambio durante la vida útil de la estructura.
- En el diseño estructural se debe considerar el hacer estudios específicos para evaluar la estabilidad de grúas u otros equipos importantes.
- La clasificación y caracterización sísmica de suelos debe considerar los estratos de suelos que tienen una influencia en la respuesta sísmica de la estructura.

2.14 COMPARACIÓN DEL CAPÍTULO 14: “SISTEMAS DE GENERACIÓN Y TRANSMISIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA”

Al igual que lo que ocurre con el capítulo anterior correspondiente a estructuras marítimas, este es un capítulo de formulación nueva. Ya que recién en esta versión de la norma se considera incluir en el alcance de estos sistemas de generación y transmisión eléctrica, ya que tanto centrales de energía eléctrica como líneas de transmisión se encuentran específicamente fuera del alcance de la normativa actual. El documento que se utilizó para realizar esta memoria con fecha de junio del año 2022, este capítulo aún se encuentra con varios puntos no definidos y sin una armonización evidente.

En el alcance del capítulo se menciona que los requisitos que se establecen son para sistemas, estructuras y equipos eléctricos y mecánicos relacionados con la generación de energía eléctrica. Se incluye también los sistemas de instrumentación y control asociados al funcionamiento de estas instalaciones. Las disposiciones tienen el objetivo de cumplir con el nivel de desempeño que se ha definido según la estructura estudiada. También se incluyen requisitos específicos para Centrales termoeléctricas, Eólicas, Termo-solares con Torre Concentradora y Plantas Fotovoltaicas. Quedan fuera del alcance de este capítulo (y norma) las centrales nucleares de generación, las instalaciones GNL (gas natural licuado) y sus terminales portuarias.

La filosofía de diseño fija establecer requisitos mínimos de resistencia y límites de deformación o desplazamiento con el objetivo de poder garantizar la obtención del desempeño esperado.

Otra de las siguientes secciones importantes de este capítulo son las definiciones propias de los términos con referencia a “Sistemas de generación y transmisión de energía eléctrica”.

Los Sistemas, Equipos, Estructuras de soporte y estructuras relacionadas se clasifican de la siguiente forma:

- A- Sistemas críticos sin interrupción
- B- Sistemas críticos con interrupción
- C- Sistemas críticos no esenciales
- D- Sistemas no críticos o normales
- E- Sistemas secundarios
- F- Casos especiales

Para cada categoría se definen las características correspondientes, y también se define el factor de importancia I_E .

La definición de la sollicitación sísmica que se debe utilizar para los análisis de estas estructuras es la definida en este capítulo en el proyecto norma, en el cual se definen valores de factor de modificación de la respuesta, según el periodo de vibración del modo horizontal considerado. Este factor de modificación de la respuesta y el factor de importancia I_E , son los que deben ser utilizados en el espectro de diseño que se define en el capítulo 5 del proyecto de norma.

El estudio de amenaza sísmica también es posible definir el espectro de diseño según como se define en este proyecto de norma. Los parámetros para definir el sismo de nivel de servicio son $R=1$ y $\xi=2\%$.

Para el caso de la acción sísmica en dirección vertical se realiza en base al espectro de diseño vertical indicado en los capítulos previos del proyecto normativo, tomando el coeficiente de importancia definido en el capítulo 14 del por.

Se presentan indicaciones para el desarrollo del Análisis Elástico Estático (AEE) y para el Análisis Modal Espectral (AME). La definición de corte basal mínimo para el diseño de estructuras es:

$$Q_{mín} = 0,25 \cdot I_E \cdot \frac{a_0}{g} \cdot P$$

Se entregan especificaciones y requisitos para el diseño de:

- Sistema de anclaje
- Centrales de generación Termoeléctrica
 - o Turbo generador y su fundación
 - o Caldera y estructura de soporte
- Parques eólicos
- Centrales de generación con torre de concentración solar
- Parques fotovoltaicos

3 APLICACIÓN DE MODIFICACIÓN NORMATIVA

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Con el objetivo de poder identificar el impacto que tienen las modificaciones normativas sobre una estructura industrial de acero, se toma como base un edificio de chancado de Pebbles, en fase de ingeniería de detalle.

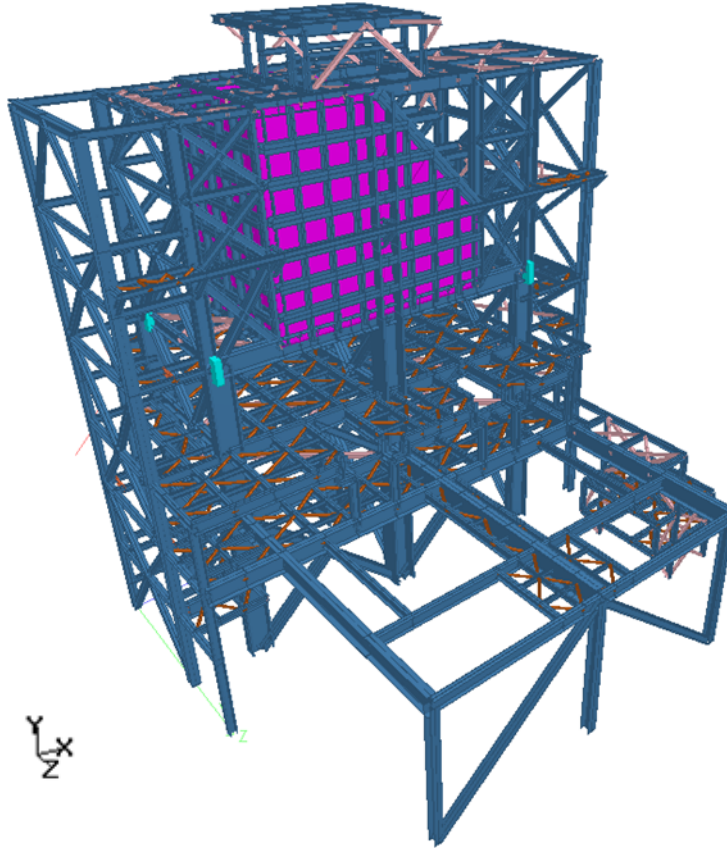


Ilustración 2: Imagen 3D de Chancado de Pebbles

El edificio Chancado de Pebbles corresponde a una estructura de acero formado por marcos arriostrados, que tiene dimensiones nominales de 22.1 m x 24.3 m en planta y 24 m en altura. Este edificio tiene una tolva de Pebbles cuya capacidad es de 500 toneladas, los alimentadores de los chancadores de Pebbles y también alberga todos los equipos necesarios para el traspaso del material.

Se tiene a disposición la memoria de cálculo de la estructura de acero del sistema sismo resistente, de donde se obtiene la información necesaria para obtener las cargas y los cálculos necesarios, que no tienen relación ni sufren modificación debido a la actualización de la norma sísmica. También el modelo computacional correspondiente, desarrollado en Staad.Pro, modelo al cual se le realizan las modificaciones necesarias para obtener un modelo que se encuentre

verificado con las especificaciones propuestas en el proyecto de norma (documento con fecha de junio-2022)

Los materiales utilizados para este diseño son:

- Acero estructural: ASTM A36
- Pernos de Anclaje: F1554 Gr.36
- Pernos de conexión: A325
- Piso: plancha diamantada con ángulos atiesadores
- Hormigón pedestales: G30

El modelo estructural desarrollado en Staad.Pro, fue realizado con elementos de tipo barra para el caso de los perfiles y atiesadores y para la tolva las planchas se modelan mediante elementos tipo placa. Para esa estructuración, por la dificultad que presentó la modelación de la tolva, se realizan dos modelos de cálculo, utilizando el que entregue valores más desfavorables para cada elemento, que en el caso del diseño actual es el “modelo estático” descrito a continuación. Estos modelos son:

1. **Modelo con método modal espectral:** Este modelo considera las cargas estáticas tales como peso propio, sobrecargas y cargas de operación y también se incorporan las cargas sísmicas, consideradas como un espectro de aceleraciones según lo propuesto en la norma NCh2369. La masa del contenido de la tolva se considera como una carga puntual ubicada en el centro de gravedad del material, la cual se encuentra conectada al resto de la estructura por medio de una barra vertical sin masa y un diafragma horizontal.
2. **Modelo estático:** En este modelo, al igual que en el modelo con método modal espectral se consideran las cargas estáticas anteriormente mencionadas, pero para el caso de las cargas sísmicas estas son consideradas de manera estática. Tomando del modelo con método modal espectral las masas y aceleraciones de cada nodo, y así obteniendo la fuerza equivalente. En este modelo no se considera la masa concentrada, al igual que la barra y el diafragma horizontal. Tomando la masa y aceleración correspondiente al nodo donde se aplica la carga puntual y aplicándola como carga distribuida con una distribución triangular invertida.

De estos dos modelos se diseña según la situación más desfavorable, la cual, según la memoria de cálculo, es el modelo estático, por lo que este es el modelo en el cual se realizan las principales evaluaciones y modificaciones según indica el proyecto de norma estudiado, y en base a esto se obtiene el análisis comparativo correspondiente.

Los parámetros que definen la estructura en ambas versiones del documento normativo son los siguientes:

Tabla 11: Características Chanado de Pebbles

Parámetro	NCh2369 Of 2003	prNCh2369-junio 2022
Tipo de estructura	Edificios y estructuras de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles.	Edificios y estructuras de marcos arriostrados con anclajes dúctiles.
Zona sísmica	2	2
Tipo de suelo	II	B
Factor de importancia	1	1
Razón de amortiguamiento	0.03	0.03
Aceleración efectiva máxima	0.3g	0.3g

El modelo inicial con el cual se trabaja está diseñado de manera estricta bajo las restricciones y requisitos de la norma oficial la cual corresponde a la versión oficializada el año 2003. Este diseño estructural tiene los siguientes resultados generales (según direcciones presentadas en la Ilustración 2):

- Periodos fundamentales de vibración
 - 0.47 s Dirección Z
 - 0.42 s Dirección X
- Corte basal
 - 185 tonf Dirección Z
 - 216 tonf Dirección X
- Peso sísmico
 - 1534 tonf
- Corte basal mínimo
 - 115 tonf

3.2 VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Según el capítulo 6 de prNCh2369 se indica que el cálculo de desplazamientos sísmicos se debe realizar utilizando el espectro de referencia, ponderado por el factor de importancia I, también se puede realizar mediante análisis especiales.

Para el caso de este estudio se realiza el cálculo de los desplazamientos mediante el uso del espectro de referencia horizontal que es presentado en el capítulo 5 de la norma.

$$S_{aH}(T_H) = 1,4SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^3} \right)$$

Donde:

A_0 : aceleración efectiva máxima según la zonificación sísmica;

S, T_0, p : parámetros relativos al tipo de suelo de fundación;

T_H : período de vibración del modo horizontal considerado;

R : factor de modificación de la respuesta

Los parámetros utilizados son obtenidos de las tablas correspondientes considerando un suelo tipo B y una zona sísmica 2, según lo que se explica en la memoria de cálculo de la estructura, y también tomando en cuenta las características del edificio de Chancado de Pebbles. El resumen de estos valores es presentados en la siguiente tabla:

Tabla 12: Parámetros para construcción de espectro de referencia

A_0	0.3 g
S	1
T_0	0.3 s
p	1,6
R	5
I	1

Tomando en consideración estos parámetros, y la ecuación representativa del espectro de referencia horizontal se obtiene el siguiente gráfico, de donde se puede observar el comportamiento que tiene este espectro de aceleraciones utilizado para obtener los desplazamientos sísmicos.

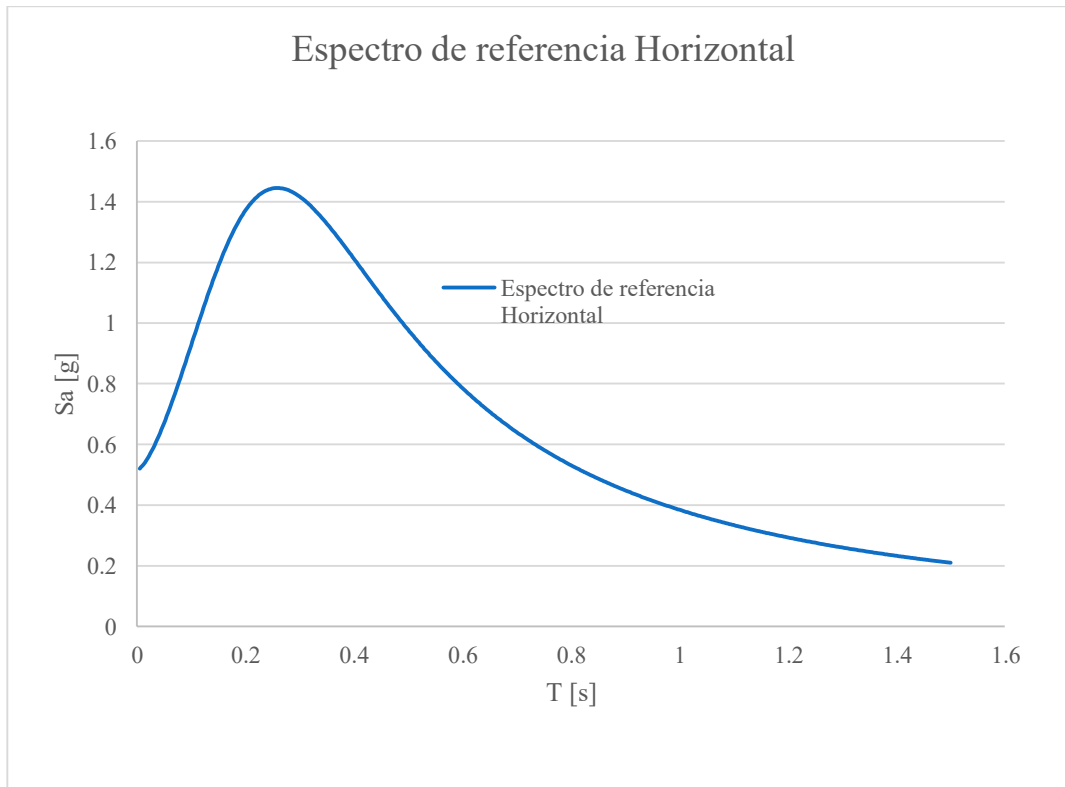


Ilustración 3: Espectro de referencia Horizontal

Los desplazamientos sísmicos máximos definidos en el proyecto normativo son los mismos respecto a los considerados en la norma vigente (NCh2369 Of2003). El desplazamiento sísmico máximo utilizado es el correspondiente a estructuras en general.

$$d^{m\acute{a}x} = 0.015 \cdot h$$

En donde h corresponde a la altura del nivel o entre dos puntos ubicados sobre la misma línea vertical, según se define en prNCh2369-junio2022.

Para poder comparar respecto a los resultados obtenidos según la normativa vigente, se tiene que los resultados según se indica se calculan mediante la aplicación del espectro de diseño amplificado por R_1 , en donde:

$$R_1 = \begin{cases} \frac{Q_0}{Q_{m\acute{i}n}} \cdot R, \frac{Q_0}{Q_{m\acute{i}n}} \leq 1 \\ R, \frac{Q_0}{Q_{m\acute{i}n}} > 1 \end{cases}$$

Donde,

Q_0 : esfuerzo de corte basal del edificio o estructura

Q_{min} : valor mínimo del esfuerzo basal

P: Peso total del edificio sobre el nivel basal (1534.06 tonf)

$$Q_{min} = 0.25I \frac{A_0}{g} P = 115.06 \text{ tonf}$$

Y recordando que los cortes basales para la dirección X es de 216 tonf y para la dirección Z es de 185 tonf, se tiene que el valor de R_1 es:

$$R_1 = R = 5$$

Como $R_1 = R$ se tiene que los desplazamientos se pueden obtener de la aplicación del espectro de diseño sin la reducción correspondiente.

Al aplicar al modelo el espectro de diseño sin la amplificación y el espectro de referencia horizontal correspondiente al análisis indicado por el proyecto de norma, se obtienen los desplazamientos por nodo, esto se realiza para ambas direcciones, en ambos sentidos (X, -X, Z, -Z). Considerando la gran cantidad de nodos de la estructura (1084 nodos) en el Anexo A de esta norma se presentan los 50 nodos que tienen una mayor variación en sus desplazamientos comparando ambos procedimientos de cálculo, y el valor admisible para cada uno de estos nodos.

En términos generales se tiene un aumento de los desplazamientos sísmicos en ambas direcciones, considerando la evaluación en los dos sentidos de cada dirección (X, -X, Z, -Z), pero en cada uno de los nodos se tienen desplazamientos menores a los desplazamientos sísmicos máximos indicados por ambas versiones normativas.

El promedio de aumento en porcentaje respecto al desplazamiento obtenido considerando el espectro de diseño indicado en la norma NCh2369 Of2003 sin la consideración del factor de reducción (R), son los siguientes para cada dirección.

Tabla 13: Aumento desplazamientos sísmicos

Dirección	Comparación
X	56.7%
-X	56.5%
Z	51.6%
-Z	51.6%

En las cuatro direcciones el desplazamiento sísmico aumenta más de un 50% comparado con los desplazamientos sísmicos analizando la estructura con el espectro de diseño sin reducción de la norma NCh2369 vigente.

Como se verifica que los desplazamientos sísmicos son menores al desplazamiento sísmico máximo indicado por normativa, se tiene que no es necesario realizar modificaciones en la estructuración para poder cumplir con los requisitos de desplazamientos.

3.3 MODIFICACIONES GENERALES APLICADAS

3.3.1 COMBINACIONES DE CARGA

Del análisis hecho a ambos documentos normativos, tanto a la versión oficial publicada el año 2003, como al proyecto de norma que se encuentra en desarrollo, una de las diferencias identificadas son las combinaciones de cargas. Estas combinaciones son mostradas en la tabla a continuación.

Tabla 14: Combinaciones de carga

	Combinaciones de carga Método de tensiones admisibles
NCh2369 Of2003	$CP + aSC + SO + SA \pm Sismo\ horizontal \pm Sismo\ Vertical$
prNCh2369-junio2022	$D + 0.75aL + 0.75SO + 0.75SA + E$ $D + 0.75SA + E$

En donde la nomenclatura utilizada es la siguiente:

- CP, D: carga permanente
- SC, L: carga de uso
- SO: carga de operación esperada concurrente con el sismo de diseño
- SA: carga accidental esperada producida por la ocurrencia del sismo de diseño
- E: carga sísmica direccionalmente combinada

En el proyecto de norma la combinación direccional que se debe usar es la siguiente:

$$E = \pm 1.0E_x \pm 0.3E_y \pm 0.6E_z$$

$$E = \pm 0.3E_x \pm 1.0E_y \pm 0.6E_z$$

$$E = \pm 0.6E_x \pm 0.2E_y \pm 1.0E_z$$

$$E = \pm 0.2E_x \pm 0.6E_y \pm 1.0E_z$$

En la Tabla 14 se presentan las combinaciones de carga, en esta tabla se tiene la siguiente nomenclatura de cargas, que es tomada desde la memoria de cálculo del proyecto.

- DPP: Peso propio estructura
- DEQ: Peso propio equipo

- DEQCONT: Peso contenido en equipos. Incluye carga en tolva en condición de operación, carga de operación normal en chutes, carga de operación normal de correas (vertical)
- L: Sobrecarga en plataformas. Se usa 500kgf/m²
- LOP1: Tensión de correa que llega
- LOP2: Tensión de alimentadores
- Gd: Grúa detenida (sin carga)
- EXest: Sismo estático en dirección X
- -EXest: Sismo estático en dirección -X
- EZest: Sismo estático en dirección Z
- -EZest: Sismo estático en dirección -Z

Tabla 15: Combinaciones de carga

N°Carga	DPP	DEQ	DEQCONT	L	LOP1	LOP2	Gd	EXest	-EXest	EZest	-EZest	EV
11563	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	1	0	0.3	0	0.6
11564	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	1	0	0	0.3	-0.6
11565	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	1	0	0.3	0	-0.6
11566	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	1	0	0	0.3	0.6
11567	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	1	0.3	0	0.6
11568	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	1	0	0.3	-0.6
11569	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	1	0.3	0	-0.6
11570	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	1	0	0.3	0.6
11571	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.3	0	1	0	0.6
11572	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.3	0	0	1	-0.6
11573	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.3	0	1	0	-0.6
11574	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.3	0	0	1	0.6
11575	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.3	1	0	0.6
11576	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.3	0	1	-0.6
11577	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.3	1	0	-0.6
11578	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.3	0	1	0.6
11579	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.6	0	0.2	0	1
11580	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.6	0	0	0.2	-1
11581	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.6	0	0.2	0	-1
11582	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.6	0	0	0.2	1
11583	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.6	0.2	0	1
11584	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.6	0	0.2	-1
11585	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.6	0.2	0	-1
11586	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.6	0	0.2	1
11587	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.2	0	0.6	0	1
11588	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.2	0	0	0.6	-1
11589	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.2	0	0.6	0	-1
11590	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.2	0	0	0.6	1

11591	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.2	0.6	0	1
11592	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.2	0	0.6	-1
11593	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.2	0.6	0	-1
11594	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.2	0	0.6	1
11595	1	1	1	0	0.75	0.75	1	1	0	0.3	0	0.6
11596	1	1	1	0	0.75	0.75	1	1	0	0	0.3	-0.6
11597	1	1	1	0	0.75	0.75	1	1	0	0.3	0	-0.6
11598	1	1	1	0	0.75	0.75	1	1	0	0	0.3	0.6
11599	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	1	0.3	0	0.6
11600	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	1	0	0.3	-0.6
11601	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	1	0.3	0	-0.6
11602	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	1	0	0.3	0.6
11603	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.3	0	1	0	0.6
11604	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.3	0	0	1	-0.6
11605	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.3	0	1	0	-0.6
11606	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.3	0	0	1	0.6
11607	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.3	1	0	0.6
11608	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.3	0	1	-0.6
11609	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.3	1	0	-0.6
11610	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.3	0	1	0.6
11611	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.6	0	0.2	0	1
11612	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.6	0	0	0.2	-1
11613	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.6	0	0.2	0	-1
11614	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.6	0	0	0.2	1
11615	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.6	0.2	0	1
11616	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.6	0	0.2	-1
11617	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.6	0.2	0	-1
11618	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.6	0	0.2	1
11619	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.2	0	0.6	0	1
11620	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.2	0	0	0.6	-1
11621	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.2	0	0.6	0	-1
11622	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.2	0	0	0.6	1
11623	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.2	0.6	0	1
11624	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.2	0	0.6	-1
11625	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.2	0.6	0	-1
11626	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.2	0	0.6	1

Estas combinaciones de cargas son aplicadas al modelo “estático”, el cual fue definido anteriormente. Todas las cargas con excepción de las cargas sísmicas se mantienen de lo propuesto y utilizado en la memoria de cálculo existente. En la sección siguiente se presenta la modificación correspondiente a las cargas sísmicas.

Se consideran cargas sísmicas estáticas, ya que estas son las obtenidas del “modelo espectral”, en donde se obtienen masas y aceleraciones por nodo, de donde se obtienen fuerzas puntales nodales que son aplicadas al “modelo estático”.

3.3.2 ESPECTROS DE DISEÑO

Ambos espectros de diseño para estudiar la amenaza sísmica en las dos direcciones son actualizados en el proyecto de norma.

3.3.2.1 ESPECTRO DE DISEÑO HORIZONTAL

Para el espectro de diseño horizontal en el proyecto de norma se encuentra definido en base al espectro de referencia horizontal, este último es el utilizado para el cálculo de los desplazamientos sísmicos.

- Espectro de referencia horizontal:

$$S_{aH}(T_H) = 1,4SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right)$$

- Espectro de diseño horizontal:

$$S_a(T_H) = 0,7 \frac{IS_{aH}(T_H)}{R} \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$$

Considerando las ecuaciones enunciadas y los parámetros sísmicos ya presentados y tomando un factor de reducción de la respuesta $R=5$ y una razón de amortiguamiento $\xi=0.03$, con esto se tiene que el gráfico que representa el espectro de diseño horizontal utilizado para este análisis sísmico es el siguiente.

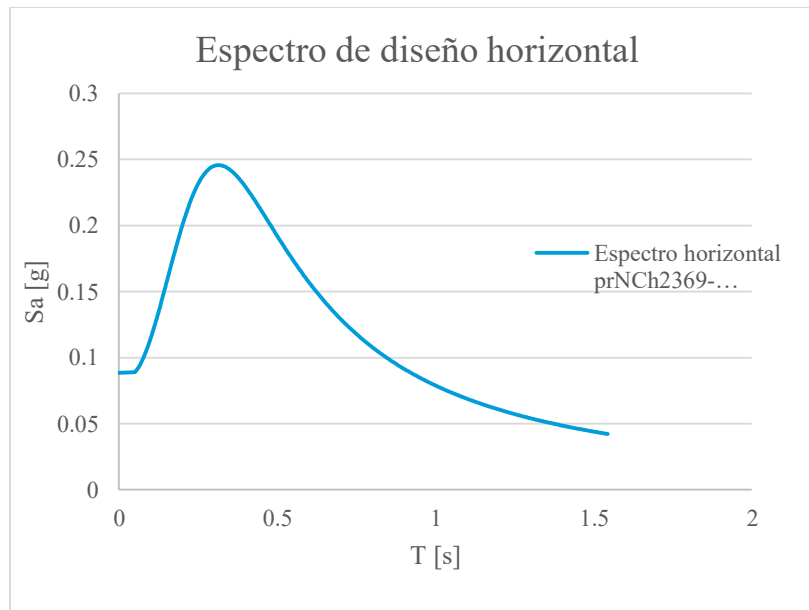


Ilustración 4: Espectro de diseño horizontal

Estos datos son obtenidos e ingresados en el modelo estructural “espectral”, de donde, como ya se mencionó anteriormente, se obtienen las masas y aceleraciones nodales para el espectro en ambas direcciones, y de estos se calculan las fuerzas sísmicas que se deben aplicar en cada nodo para aplicarlas en el modelo “estático”.

3.3.2.2 ESPECTRO DE DISEÑO VERTICAL

En el proyecto de norma se enuncia que se puede utilizar el espectro sísmico vertical enunciado en el capítulo 5 del proyecto de norma. También se indica que se puede representar el efecto sísmico vertical como una fuerza estática equivalente la cual se calcula como:

$$F_v = \pm C_v \cdot P$$

En donde C_v corresponde al coeficiente sísmico vertical y P a los valores que efectivamente generan fuerzas verticales. Esta definición es la misma que en la norma oficial. Lo que cambia es el cálculo del coeficiente sísmico vertical.

- NCh2369 Of.2003

$$C_v = \frac{2A_0}{3g} = 0.2$$

- prNCh2369-junio2022

$$C_v = 1.18 \cdot I \cdot S \cdot \frac{A_0}{g} = 0.354$$

Se mantienen los parámetros que determinan las cargas que efectivamente generan cargas verticales en donde:

$$P = DPP + DEQ + DEQCONT + L + Gd$$

Donde,

- DPP: Peso propio estructura
- DEQ: Peso propio equipo
- DEQCONT: Peso contenido en equipos. Incluye carga en tolva en condición de operación, carga de operación normal en chutes, carga de operación normal de correas (vertical)
- L: Sobrecarga en plataformas. Se usa 500kgf/m²
- Gd: Grúa detenida (sin carga)

Estos valores del coeficiente vertical son reemplazados para obtener la acción sísmica vertical tal como lo indica el proyecto de norma, con sus valores correspondientes. Esto se utiliza de manera directa en el “modelo estático”.

3.4 MODIFICACIONES CAPÍTULO 8: “DISPOSICIONES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO”

3.4.1 CAPACIDAD COLUMNAS

El punto 8.3.4 del proyecto de norma, establece lo siguiente:

“La resistencia requerida de las columnas debe ser determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en la 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0.7R_1 \geq 1,0$.”

La resistencia requerida no necesita ser mayor que la máxima carga que el sistema puede transferir a la columna”

Este punto busca detectar y proteger las columnas que son sensibles a la acción sísmica, para así prevenir un colapso temprano de esta estructura sismorresistente.

La indicación que presenta que la resistencia requerida no necesita ser mayor que la máxima carga que el sistema puede transferir a la columna se encuentra limitada por la plastificación de elementos que pueda producirse en otros puntos de la estructura, en el camino de las cargas. Esta evaluación se puede realizar mediante métodos no lineales, tales como análisis pushover o tiempo historia no lineal. Estos tipos de análisis quedan fuera del alcance de esta memoria, por lo que se procede a verificar la resistencia requerida de las columnas aplicando la amplificación del estado de carga sísmico.

Las combinaciones de cargas con la amplificación del estado de carga horizontal por $0.7R_1 \geq 1,0$ son presentadas en el Anexo B de esta memoria.

En la actualización normativa la definición de R_1 es la misma que en la norma oficializada el año 2003. Por lo tanto $R_1 = R = 5$.

$$0,7R_1 = 3,5$$

La revisión del factor de utilización de las columnas evaluadas con las 64 combinaciones de cargas con el estado sísmico horizontal amplificado por 3,5 da como resultado el fallo en las siguientes columnas en las cuales el factor de utilización supera la unidad

Tabla 16: Columnas con $FU > 1$

Elemento	Sección	FU
2267	HN20X54.8	1.234
2269	HN20X54.8	1.178
2243	HN20X54.8	1.158
2259	HN20X54.8	1.122
2261	HN20X54.8	1.066
2244	HN20X54.8	1.006

Estas columnas tienen la siguiente ubicación dentro de la estructura estudiada.

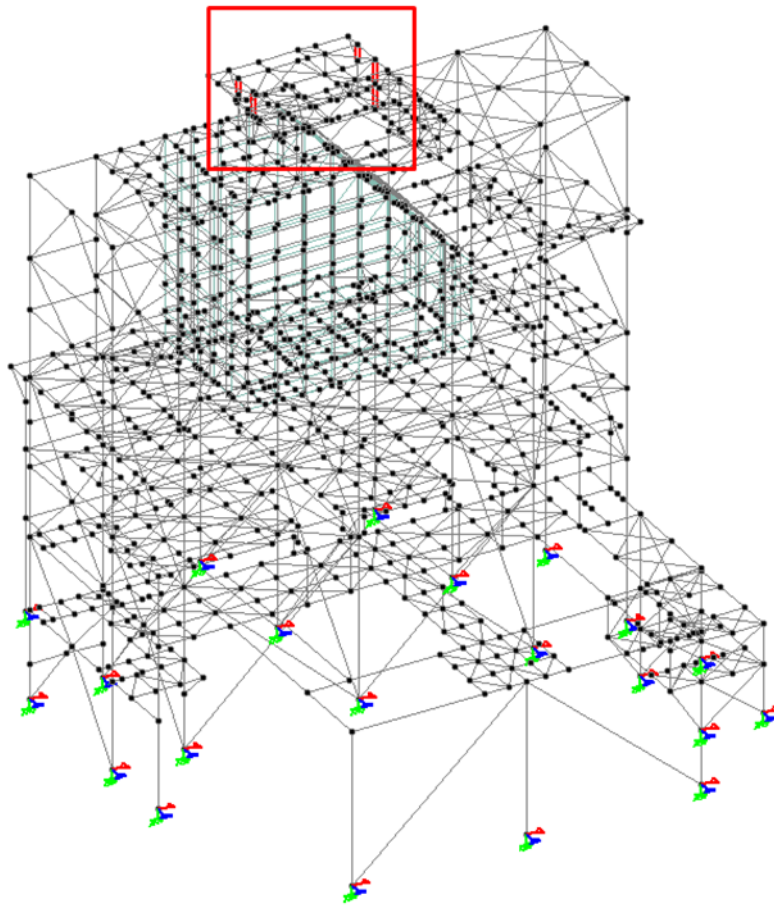


Ilustración 5: Columnas con $FU > 1$

Para poder mejorar el comportamiento de estas columnas y protegerlas de la acción sísmica se mantiene el uso de una columna HN20, por las dimensiones generales, pero se aumenta su sección tomando un perfil HN20x69.4 lo que da como resultado los siguientes factores de utilización.

Elemento	Sección	FU
2267	HN20X69.4	1.0
2269	HN20X69.4	1.0
2243	HN20X69.4	0.99
2259	HN20X69.4	0.97
2261	HN20X69.4	0.89
2244	HN20X69.4	0.82

Por un tema de diseño se modifican también otros elementos, para respetar continuidad y temas de constructibilidad, a pesar de que estos tenían comportamiento dentro de los parámetros

aceptables para la demanda estudiada. Las columnas que se modifican son mostradas en la siguiente ilustración:

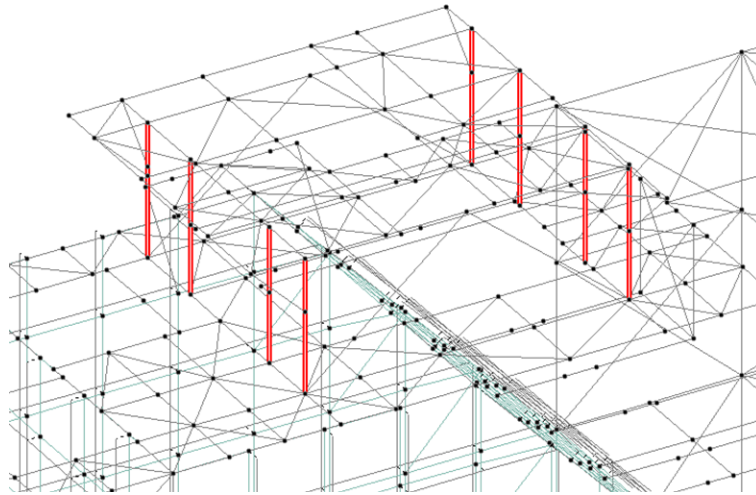


Ilustración 6: Columnas modificadas a sección HN20x 69.4

En términos generales, y posterior a estas modificaciones se calcula el promedio del factor de utilización de las columnas, evaluadas según las combinaciones normativas y términos de la normativa vigente, y con las combinaciones de cargas propuestas en el proyecto de norma con la amplificación correspondiente, para poder comparar el impacto de estas modificaciones sobre las demandas de resistencia que tienen los elementos.

- NCh2369 Of2003 0.17
- prNCh2369-junio2022 0.29

Estos factores de utilización corresponden a las columnas que tienen como demanda máxima combinaciones que consideran cargas sísmicas en su ponderación, en donde al considerar la amplificación en la carga sísmica horizontal para las cargas definidas en el punto 4.5 del proyecto de norma la cantidad de columnas que quedan determinadas por combinaciones sísmicas aumentan.

3.4.2 ESFUERZO EN BASE DE COLUMNAS

En el punto 8.5.3 indica y agrega lo siguiente para las llaves de corte:

“El esfuerzo de corte en el apoyo debe ser determinado utilizando las combinaciones de carga definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0.7R_1 \geq 1,0$.”

Queda fuera del alcance de esta norma el diseño de las llaves de corte y las placas base, pero si se considera importante evaluar el impacto que tiene esta amplificación en las cargas que se deberán considerar para el diseño de estos elementos.

Cabe recalcar que esta exigencia se aplica en el diseño de las llaves de corte, el cual tiene implicancia en el cálculo de los anclajes, no así de forma directa para el caso de fundaciones, las especificaciones técnicas para el diseño de fundaciones se especifican en el capítulo 10 del proyecto de norma.

El comité que desarrollo la norma deja expresado en los comentarios que se mantiene el uso de las llaves de corte debido al exitoso comportamiento que han presentados estos sistemas en eventos sísmicos pasados que se consideraron para la redacción del documento.

El impacto en la amplificación de las cargas sísmicas horizontales es en las demandas de corte, pero también tiene influencia la modificación del espectro en otras combinaciones que no provienen de la norma NCh2369 si no de otras normas y guías, como son guías internas de la compañía y las combinaciones de carga de la norma NCh3171. Por lo que igual se presentan influencias en las reacciones verticales para las llaves de corte, pero se trabajan por separado.

Es importante para tener un punto de comparación saber cuáles son las reacciones basales en el modelo original, el que considera las restricciones y el espectro de diseño de la norma NCh2369 Of2003.

El proceso para obtener las cargas para poder obtener una comparación razonable consiste en separar la carga dominante en reacciones horizontales y vertical, ya que la carga que se debe obtener aplicando la amplificación en el estado sísmico horizontal son las reacciones horizontales, no hay una indicación similar para las reacciones verticales.

Para obtener la combinación de carga más perjudicial para ambas direcciones horizontales se considera criterio de diseño en donde se toma la combinación de carga más críticas para ambas direcciones, no por separado, buscando optimizar las cargas entregadas para el diseño de las llaves de corte.

Tabla 17: Reacciones basales Originales, NCh2369 Of23003

Nodo	Placa Base	Combinación de carga	Fx [kN]	Fz [kN]	Combinación de carga	Fy [kN]
1	PB5	2051	3.30	112.99	2051	462.12
1	PB5	2089	-0.05	-72.97	2063	-256.60
2	PB6	2049	2.26	-87.23	2091	-81.92
2	PB6	2091	-0.60	52.98	2063	1438.89
3	PB1	2004	1.87	-0.35	2049	91.65
3	PB1	2007	-1.89	0.84	2091	4.47
4	PB1	2004	3.16	0.61	2051	141.74
4	PB1	2007	-3.37	-0.89	2089	5.42
5	PB8	2051	12.49	388.81	2047	3097.37
5	PB8	2007	-270.12	25.75	2085	-870.40
6	PB8	2081	672.79	-201.88	2083	3647.42
6	PB8	2057	302.64	-344.05	2091	-682.19
7	PB2	2081	324.11	0.00	2081	489.59
7	PB2	2002	-191.76	0.00	2007	7.54

8	PB1	2095	0.03	2.09	2051	281.00
8	PB1	2092	-1.85	-0.05	2089	-0.30
9	PB7	2051	-63.27	659.75	2089	-1151.84
9	PB7	2053	-529.46	187.00	2051	8788.03
10	PB7	2087	427.59	-44.35	2083	10710.68
10	PB7	2057	-12.91	-608.13	2091	-608.84
11	PB3	2094	0.00	-2.12	2001	-144.70
11	PB3	2095	0.00	2.83	2082	773.63
12	PB1	2095	0.04	2.53	2051	141.73
12	PB1	2003	-3.13	0.58	2089	5.42
13	PB8	2051	-88.01	445.27	2051	3595.13
13	PB8	2001	-342.45	281.92	2089	-901.45
14	PB8	2008	257.50	42.61	2045	3949.66
14	PB8	2081	-758.94	-242.20	2087	-542.84
15	PB2	2002	190.78	0.00	2081	496.35
15	PB2	2081	-325.32	0.00	2008	11.91
16	PB5	2093	1.84	0.02	2051	282.48
16	PB5	2094	-0.02	-2.16	2089	-146.76
17	PB6	2010	1.05	4.01	2064	1048.20
17	PB6	2094	-0.03	-3.31	2095	23.30
18	PB4	2081	23.47	0.44	2049	111.15
18	PB4	2002	-32.72	-0.54	2091	22.16
19	PB4	2001	22.07	-1.38	2047	88.87
19	PB4	2082	-33.20	1.25	2085	12.83
20	PB4	2082	32.90	-0.70	2092	15.87
20	PB4	2001	-23.82	0.63	2093	-6.03
21	PB4	2002	33.99	1.21	2092	16.84
21	PB4	2081	-23.15	-1.29	2008	-6.19

En la tabla anterior se destacan las combinaciones de cargas que tienen dentro de su combinación cargas sísmicas, estas se originan de prácticas de la industria y normas chilenas, distribuidas de la siguiente manera:

- 2011 a 2018: prácticas de la industria
- 2029 a 2036: prácticas de la industria
- 2037 a 2060: NCh2369
- 2084 a 2091: NCh3171

Las combinaciones que se obtienen de prácticas de la industria y de la norma NCh3171 se mantienen, con la excepción de que se modifica la definición de las cargas sísmicas y la definición del espectro de diseño horizontal utilizado y también del coeficiente sísmico vertical, por lo que la carga sísmica vertical también sufre modificaciones. Las combinaciones que si sufren modificaciones son las correspondientes a la norma en estudio (NCh2369), las cuales corresponden a la numeración 11563 a 11626. A continuación, se presentan las reacciones de los apoyos de la

estructura, considerando la amplificación del estado sísmico horizontal para las reacciones horizontales, que corresponden a Fx y Fz. Fy corresponde a la carga vertical, en la cual no se aplica la amplificación. Las combinaciones de cargas que consideran la amplificación correspondiente del estado sísmico horizontal tienen la siguiente numeración

- 10370 a 10401
- 10531 a 10562

Tanto estas cargas como las cargas sin la amplificación consideran la regla de simultaneidad indicada en el capítulo 4 del proyecto de norma, y discutido anteriormente en esta memoria.

Tabla 18: Reacciones Basales Modificadas

Nodo	Placa Base	Combinación de carga	Fx [kN]	Fz [kN]	Combinación de carga	Fy [kN]
1	PB5	10385	4.49	303.50	2062	455.86
1	PB5	10541	-2.29	-263.75	2089	-275.53
2	PB6	10378	1.07	-218.13	2091	-151.96
2	PB6	10544	0.62	190.26	2063	1438.90
3	PB1	10534	1.88	0.13	2063	77.65
3	PB1	2007	-1.89	0.84	2091	-7.15
4	PB1	2004	3.16	0.61	2017	119.94
4	PB1	2007	-3.37	-0.89	2089	-12.76
5	PB8	10385	297.56	1001.93	11578	3210.68
5	PB8	10533	-845.06	-364.80	2089	-1076.70
6	PB8	10374	1368.11	-494.82	11575	3660.08
6	PB8	10532	-1055.58	376.40	2091	-929.46
7	PB2	2081	324.11	0.00	2081	489.59
7	PB2	2002	-191.76	0.00	2085	-4.03
8	PB1	2095	0.03	2.09	2017	237.42
8	PB1	2092	-1.85	-0.05	2089	-35.61
9	PB7	10385	447.61	1562.08	2083	9117.33
9	PB7	10370	-1664.35	-180.17	2089	-1833.93
10	PB7	10537	1526.04	-449.21	2083	10711.40
10	PB7	10373	-1635.65	139.20	2091	-1439.02
11	PB3	2095	0.00	2.83	2082	773.63
11	PB3	2094	0.00	-2.12	2001	-144.70
12	PB1	2095	0.04	2.53	2017	119.93
12	PB1	2003	-3.13	0.58	2089	-12.76
13	PB8	10381	-343.44	1120.77	11574	3688.82
13	PB8	10373	-915.15	582.28	2089	-1097.26
14	PB8	10536	975.22	459.87	11563	4110.36
14	PB8	10370	-1446.86	-630.73	2091	-866.10
15	PB2	2002	190.78	0.00	2081	496.35
15	PB2	2081	-325.32	0.00	2087	-3.52

16	PB5	2093	1.84	0.02	11574	261.26
16	PB5	2094	-0.02	-2.16	2089	-153.21
17	PB6	10380	1.26	-7.17	2091	-19.44
17	PB6	10546	-1.17	7.65	2064	1048.14
18	PB4	2081	23.47	0.44	11587	111.32
18	PB4	2002	-32.72	-0.54	2091	9.56
19	PB4	2001	22.07	-1.38	11586	84.56
19	PB4	2082	-33.20	1.25	2085	3.95
20	PB4	2082	32.90	-0.70	2092	15.87
20	PB4	2001	-23.82	0.63	2093	-6.03
21	PB4	2002	33.99	1.21	2092	16.84
21	PB4	2081	-23.15	-1.29	2008	-6.19

En la tabla anterior también se encuentran destacadas las combinaciones de carga que tienen un factor sísmico en su tributación.

Tanto en la tabla 17 como en la tabla 18 se presentan los valores máximos y mínimos (en ese respectivo orden) para cada nodo considerando la combinación más perjudicial general para las direcciones horizontales, no separando por dirección, para poder tener un resultado más representativo

En todos los apoyos hay variación de las reacciones basales, a excepción del nodo 20 y 21. Si se considera solamente las reacciones horizontales, de corte, se tienen 10 nodos que se mantienen y no sufren modificaciones, estos son los nodos 4, 7, 8, 12, 15, 16, 18, 19, 20 y 21.

En la tabla presentada a continuación se presentan los nodos que, si sufren modificaciones, en donde se tiene que la columna 2 y 3 de la tabla representan la cantidad de veces que aumentó la reacción horizontal aplicando la modificación propuesta en prNCh2369-junio2022 respecto a las reacciones obtenidas según el diseño realizado con las especificaciones de la norma oficial NCh2369 Of2003.

Tabla 19: Comparación reacciones horizontales

NODO	FX	FZ
1	0.36	1.69
1	41.48	2.61
2	-0.53	1.50
2	0.03	2.59
3	0.00	-0.63
3	0.00	0.00
5	22.83	1.58
5	2.13	13.17
6	1.03	1.45
6	2.49	0.09
9	6.08	1.37
9	2.14	-0.04
10	2.57	9.13
10	125.72	-0.77
11	0.00	0.33
11	0.00	-0.25
13	2.90	1.52
13	1.67	1.07
14	2.79	9.79
14	0.91	1.60
17	0.20	0.79
17	36.84	1.31
PROMEDIO	11.44	2.27

El mayor aumento absoluto es en el nodo 10, en donde originalmente el mínimo para la dirección X en la dirección general más perjudicial es -12.91 kN, y aumenta (en valor absoluto) a -1635.65, lo cual ocurre para la combinación de carga 10373 que considera amplificación de la carga sísmica horizontal.

En la tabla a continuación se presentan los valores máximos y mínimos de las reacciones para ambos casos. En donde se ve un aumento tanto en el absoluto de los valores máximos y mínimos en ambas direcciones de corte. En la dirección vertical el máximo se mantiene, mientras que el mínimo en términos absolutos aumenta.

Tabla 20: Valores máximos y mínimos

		CORTE		VERTICAL
		Fx [kN]	Fz [kN]	Fy [kN]
NCh2369 Of2003	Máximo	672.79	659.75	10710.68
	Mínimo	-758.94	-608.13	-1151.84
prNCh2369-junio2022	Máximo	1526.04	1562.08	10711.40
	Mínimo	-1664.35	-630.73	-1833.93

De la tabla anterior se puede desprender que, al evaluar las reacciones basales para el diseño del sistema de anclaje con las nuevas condiciones propuestas, las reacciones de corte máximas tienen aumentos mayores a un 100% respecto a las reacciones con las condiciones correspondientes a la normativa oficial. Para el caso de las reacciones verticales, recordando que éstas no incluyen el análisis con el estado de carga sísmico amplificado, el aumento del valor máximo no es considerable, esto se debe a que esta proviene de una combinación de carga sin factor sísmico.

3.4.3 RESISTENCIA PUNTALES HORIZONTALES

El punto 8.6.7 del proyecto normativo establece lo siguiente:

“Las vigas o puntales horizontales que unen los extremos de las diagonales se deben diseñar suponiendo que las diagonales comprimidas presentan su capacidad residual y que las diagonales traccionadas presentan su capacidad esperada. La tracción en las diagonales no necesita ser mayor que aquella determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0.7R_1 \geq 1,0$.”

La resistencia requerida de la viga o puntal horizontal que une los extremos de diagonales, para la combinación de esfuerzos que corresponda, no necesita ser mayor que la máxima carga que el sistema puede transferir”

El objetivo de este requerimiento es garantizar que las vigas o puntales horizontales poseen una resistencia axial suficiente en compresión, para evitar una falla por pandeo. En los comentarios de esta especificación se menciona que se busca que “posan una resistencia axial en compresión suficiente”.

Se busca proteger la configuración y evitar que si falla el elemento horizontal la configuración se comporte como una configuración K, configuración que no se encuentra permitida, en ninguna de las versiones normativas.

Para poder cumplir con este requisito en primer lugar se procedió a identificar las vigas que deben ser verificadas ya que cumplen con la disposición de ser un puntal horizontal entre dos diagonales.

Posteriormente se realiza un equilibrio estático en cada nodo correspondiente considerando la combinación de carga estática que domina el elemento más demandado de los que llegan al nodo estudiado.

En las vigas que son continuas y llegan a dos nodos, se escoge el con mayor demanda, y para los casos de las vigas que tienen cortes y apoyos, donde el largo libre no es completo, se respeta la continuidad de la sección.

Tal y como indica la sección citada las diagonales principales de la configuración se deben considerar suponiendo que trabajan con su capacidad residual en compresión y capacidad esperada en tracción, teniendo que el valor en tracción no necesita ser mayor que la demanda debido a las combinaciones de cargas definidas con el estado sísmico horizontal amplificado.

Las definiciones para la capacidad residual y la capacidad esperada se encuentran en la sección “8.3 Requisitos generales para el diseño” del proyecto de norma, y son las siguientes:

- Capacidad en tracción esperada: $T_{ye} = F_{ye}A_g$
- Capacidad residual en compresión esperada: $0.3 P_{ne}$

Donde:

F_{ye} : Tensión de fluencia esperada = $R_y F_y$

A_g : Área bruta de la sección

P_{ne} : Capacidad en compresión esperada: $1,14 F_{cre} A_g$

F_{cre} : Evaluación de F_{cr} considerando F_{ye} en lugar de F_y

Las vigas o puntales horizontales que fueron analizados y evaluados son presentados en el Anexo C de este trabajo. Para obtener las demandas correspondientes a esta especificación, se realizó un equilibrio estático en cada uno de los nodos involucrados, un detalle mayor del equilibrio por nodo y los elementos involucrados se encuentra expuesto en el Anexo D de esta memoria.

Al aplicar las condiciones mencionadas y verificar según cada sección y sus características, se obtiene lo siguiente.

Tabla 21: Verificación Vigas

VIGA	COMPRESIÓN [kN]	SECCIÓN	CAPACIDAD MÁXIMA [kN]	VERIFICACIÓN
48	86.56	IN25X54.4	997.69	OK
53	93.46	IN25X54.4	997.69	OK
60	113.98	IN25X54.4	997.69	OK
65	113.12	IN25X54.4	997.69	OK
233	606.98	HN25X57.7	1078.54	OK
235	721.48	HN25X57.7	1078.54	OK
289	322.51	HN30X92.2	1700.06	OK
293	373.93	HN30X92.2	738.88	OK
299	1939.38	IE70X203	3843.56	OK
367	3153.40	IE70X203	3834.16	OK
390	2393.73	HN40X160	2610.17	OK
401	2742.51	IE70X203	3834.16	OK
482	2314.70	IE70X203	3843.56	OK
492	877.83	HN30X92.2	1297.04	OK
1208	597.23	IE50X91.91	1627.90	OK
1212	580.69	IE50X91.91	1727.90	OK
1217	518.06	HN25X57.7	984.03	OK
1219	570.57	HN25X57.7	1078.54	OK
1584	1289.02	HN30X92.2	1512.22	OK
1585	1325.13	HN30X92.2	1512.22	OK
1614	1419.00	HN30X92.2	1660.25	OK
1617	1412.79	HN30X92.2	1660.25	OK
1627	202.63	HN30X92.2	1660.25	OK
1630	1262.86	HN30X92.2	1660.25	OK
1665	347.42	HN20X39.9	653.32	OK
1666	598.62	HN20X39.9	653.32	OK
1801	461.08	HN20X39.9	557.42	OK
1842	484.93	HN20X39.9	557.42	OK
1843	671.55	HN25X57.7	989.49	OK
1844	656.43	HN25X57.7	989.49	OK
1867	629.77	HN25X57.7	989.49	OK
1868	642.95	HN25X57.7	989.49	OK

En la tabla anterior se puede observar que en las 32 vigas estudiadas en todas se cumple con los requisitos para compresión, teniendo así un diseño que cumple con la especificación propuesta y evitando una falla por pandeo.

A pesar de que por las secciones con las cuales se diseñan las vigas cumplen con los requisitos de compresión propuestos, se tiene que, respecto a las reacciones de las vigas para las combinaciones de cargas con más demandas en cada caso, aumenta en el caso más crítico a más de 600 veces la demanda sin considerar las condiciones enunciadas en esta sección correspondiente al punto 8.6.7 del proyecto de norma, lo cual es obtenido del modelo de análisis. Los valores que son obtenidos del modelo, y los valores obtenidos del equilibrio de nodos considerando las condiciones. Estos valores son presentados en la tabla a continuación.

Tabla 22: Comparación valores compresión Puntales horizontales

VIGA	COMPRESIÓN [kN]		
	MODELO	EQUILIBRIO DE NODOS	CAPACIDAD
48	10.36	86.56	997.69
53	6.15	93.46	997.69
60	12.19	113.98	997.69
65	6.01	113.12	997.69
233	33.56	606.98	1078.54
235	33.34	721.48	1078.54
289	143.11	322.51	1700.06
293	159.91	373.93	738.88
299	81.59	1939.38	3843.56
367	101.68	3153.40	3834.16
390	314.18	2393.73	2610.17
401	147.79	2742.51	3834.16
482	93.77	2314.70	3843.56
492	192.48	877.83	1297.04
1208	0.95	597.23	1627.90
1212	17.78	580.69	1727.90
1217	8.05	518.06	984.03
1219	2.70	570.57	1078.54
1584	10.22	1289.02	1512.22
1585	12.11	1325.13	1512.22
1614	35.54	1419.00	1660.25
1617	18.41	1412.79	1660.25
1627	35.90	202.63	1660.25
1630	65.86	1262.86	1660.25
1665	20.94	347.42	653.32
1666	13.43	598.62	653.32
1801	26.94	461.08	557.42
1842	66.03	484.93	557.42
1843	16.05	671.55	989.49

1844	14.65	656.43	989.49
1867	15.45	629.77	989.49
1868	11.40	642.95	989.49

Esta variación y aumento de las demandas de compresión en las vigas o puntales tiene un impacto en el factor de utilización de estos elementos, ya que la demanda aumenta y la capacidad de compresión se mantiene, ya que, al cumplir con las demandas, las secciones no se modifican.

La variación de estos Factores de Utilización (FU) son presentados en la tabla 23, se comparan los factores de utilización de las vigas según el diseño realizado con la normativa oficial, y según las modificaciones de la actualización normativa, específicamente aplicando la especificación mencionada en esta sección.

Se puede observar que a excepción de en dos vigas puntales los factores de utilización aumentan, solamente en el caso de la Viga con numeración 289 y 1627. En estos casos la máxima demanda ocurre con el análisis sin esta consideración, y en las cuales el diseño está controlado por combinaciones de carga no sísmicas.

Tabla 23: Factores de utilización Puntales Horizontales

VIGA	FU NCh2369Of2003	FU EQUILIBRIO NODOS
48	0.034	0.087
53	0.031	0.094
60	0.032	0.114
65	0.029	0.113
233	0.261	0.563
235	0.269	0.669
289	0.253	0.190
293	0.271	0.506
299	0.129	0.505
367	0.091	0.822
390	0.187	0.917
401	0.094	0.715
482	0.131	0.602
492	0.17	0.677
1208	0.089	0.367
1212	0.094	0.336
1217	0.232	0.526
1219	0.3	0.529

1584	0.046	0.852
1585	0.055	0.876
1614	0.134	0.855
1617	0.122	0.851
1627	0.134	0.122
1630	0.122	0.761
1665	0.148	0.532
1666	0.168	0.916
1801	0.221	0.827
1842	0.206	0.870
1843	0.041	0.679
1844	0.042	0.663
1867	0.026	0.636
1868	0.022	0.650

En términos generales, se observa que tanto el factor de utilización promedio como el factor de utilización máximo de estas vigas, aumenta. Estas comparaciones se realizan entre los factores de utilización obtenidos del modelo computacional basado en la normativa original, donde no se aplica este criterio que amplifica las reacciones y la utilización de los elementos (puntales horizontales), y los factores de utilización obtenidos aplicando la especificación discutida en esta sección.

Tabla 24: Valores máximos y promedio Factores de utilización Puntales Horizontales

	NCh2369 2003	EQUILIBRIO NODOS
FU PROMEDIO	0.13	0.58
FU MÁXIMO	0.3	0.917

3.5 COMPARACIÓN RESULTADOS GENERALES

Luego de haber aplicado las modificaciones específicas a la estructura escogida “Planta Chancado de Pebbles” se presentan en esta sección la comparación de resultados generales, tanto para la estructura diseñada teniendo como marco normativo la norma vigente, y las modificaciones propuestas para esta normativa y que aplican al tipo de estructura estudiada.

Esta estructura corresponde a una configuración de marcos arriostrados concéntricamente (MAC), en donde sus ejes globales, de los cuales se presentan los resultados, pueden ser observados en la imagen a continuación:

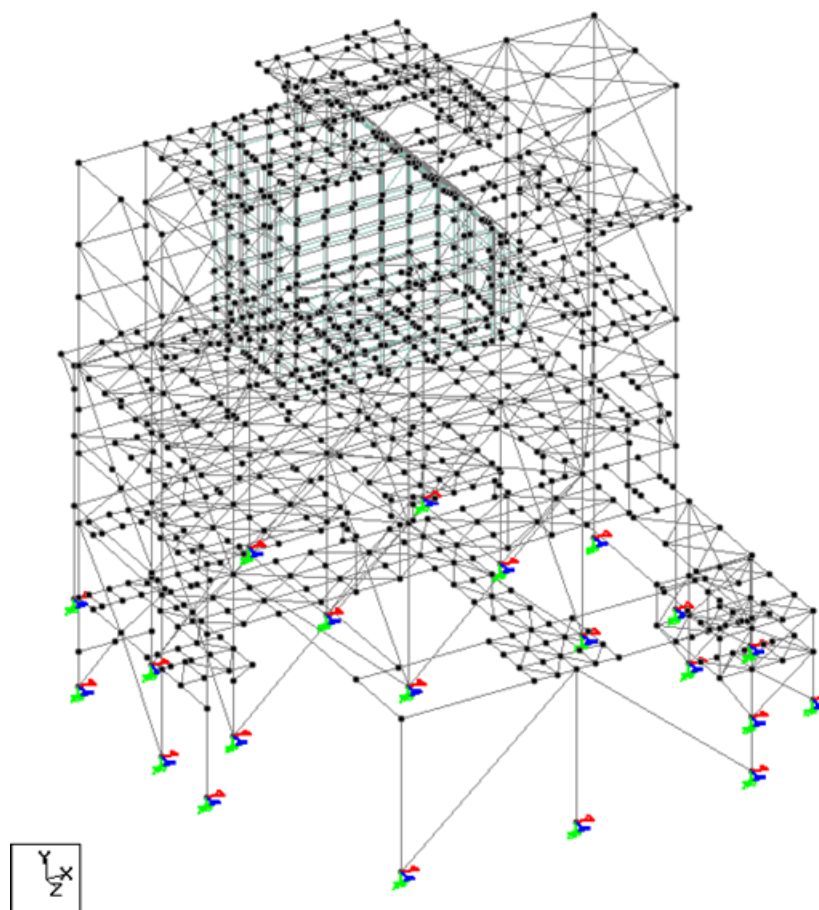


Ilustración 7: Chancado de Pebbles

En la tabla a continuación se presentan los periodos fundamentales correspondientes a ambos ejes principales, en donde en ambos casos la dirección X corresponde al tercer modo de vibrar y la dirección Z al primer modo.

Tabla 25: Periodos Fundamentales

	NCh2369 Of2003	prNCh2369-junio2022
Tx [s]	0.42	0.42
Tz [s]	0.47	0.47

De los valores de periodos mostrados se tiene que no hay variación apreciable. Esto se debe a que las modificaciones que se debieron realizar por verificación de resistencia fueron mínimas, teniendo un impacto mínimo en estos valores. Se debe considerar que no se modificó la configuración de la estructura, ni las dimensiones estructurales, tampoco se realizaron modificaciones respecto a los materiales de construcción ni sus propiedades, ya que los requerimientos del proyecto de norma no lo especificaban así. Por ende, la rigidez de la estructura no sufre modificaciones sustantivas que generen un impacto considerable en los periodos fundamentales.

Con estos periodos fundamentales se pueden obtener las aceleraciones asociadas a estos modos de vibrar, para ambos espectros de diseño.

Tabla 26: Aceleraciones sísmica asociada a periodos fundamentales

-	NCh2369 Of2003	prNCh2369-junio2022
Sa (Tx) [g]	0.159	0.168
Sa (Tz) [g]	0.138	0.154

De estas aceleraciones obtenidas de los espectros de diseño propuestos en cada uno de los documentos normativos (oficial y proyecto) se tiene que en la dirección X el aumento es de un 5.6% y en la dirección Z de un 11.3% de la aceleración.

De los modos de vibrar de donde se obtienen los periodos fundamentales también se obtienen los cortes basales, en donde se tienen los siguientes valores para ambos diseños.

Tabla 27: Esfuerzos de cortes basales

	NCh2369 Of2003	prNCh2369-junio2022
Qx [tonf]	216	227
Qz [tonf]	185	206

En ambas direcciones el corte basal aumenta, teniendo una mayor variación en la dirección Z. En la dirección X la variación es de un 5.1% respecto al diseño original y en el caso de la dirección Z es de un 11.2%, lo cual se correlaciona con la variación debido a la evaluación de los periodos fundamentales en los espectros de diseño, para obtener las aceleraciones sísmicas correspondientes.

Al obtener el peso sísmico de la estructura se tiene que el aumento despreciable, esto se debe a que las modificaciones aplicadas en las secciones fueron moderadas, debido a que el diseño conservador de esta estructura se comporta en general de forma certera respecto a las especificaciones propuestas en la actualización, cumpliendo de buena manera las especificaciones modificadas.

Tabla 28: Peso sísmico y esfuerzo de corte basal mínimo

	NCh2369 Of2003	prNCh2369-junio2022
Peso sísmico [tonf]	1534	1535
Qmin [tonf]	115	115

Tanto en la versión original como en el proyecto normativo, debido al periodo fundamental que tiene la estructura el Corte basal mínimo se obtiene a partir de los mismos parámetros, con la diferencia que en el proyecto normativo (definición para periodos mayores a 0.25 s) se encuentra ponderado por el parámetro S, el cual está asociado según el tipo de suelo. Para el caso de la estructura estudiada (Suelo tipo B) el parámetro S es igual a 1, por lo que no tiene impacto en el corte basal mínimo, ni en los otros parámetros donde pondera.

En ambos diseños se tiene que se verifica correctamente que los cortes basales son mayores al corte basal mínimo.

La demanda sísmica a la cual se somete el sistema en el proyecto de norma aumenta, tal y como se presentó en la tabla 26, de aceleraciones sísmicas.

Aparte del aumento de las aceleraciones sísmicas también se tiene un aumento en los factores de utilización debido a las especificaciones propuestas en el proyecto normativo, estas especificaciones son discutidas de forma puntual en este capítulo. El promedio general de los factores de utilización en ambos modelos se tiene en la tabla a continuación.

Tabla 29: Factores de utilización

	NCh2369 Of2003	prNCh2369-junio2022
Promedio	0.21	0.23

En términos generales el promedio de los factores de utilización por resistencia tiene un incremento de un 10% en el proyecto de norma en comparación con la normativa oficial, esto considerando los nuevos requisitos en elementos tipo columna y puntales horizontales.

A modo de aclaración, se tiene que el diseño del edificio estudiado tiene factores de utilización por resistencia bajos por diferentes factores, tales como: las diagonales de la estructura se encuentran controladas por esbeltez, no por resistencia, también por consideraciones geométricas tanto por temas de facilidad constructiva, restricciones de equipos y también por consideraciones estéticas. Estas consideraciones tienen mayor influencia y decisión del ingeniero diseñador de la estructura, y no se encuentran controlados por temas normativos, por lo que para esta memoria queda fuera del alcance generar modificaciones sobre esta. Ya que, de tener un impacto, al realizar las modificaciones estas no tendrían relación con una actualización de la normativa sísmica.

También, estas consideraciones que tienen como consecuencia tener bajos factores de utilización por resistencia, tienen como consecuencia que al aplicar las modificaciones presentadas en el proyecto de norma sean absorbidas de buena manera por el diseño estructural estudiado, por lo que las modificaciones estructurales realizadas son menores.

3.6 EXCLUSIONES DEL ESTUDIO

El alcance de este trabajo de título deja fuera de estudio los siguientes tópicos:

1. Diseño de conexiones

Entendiendo que el diseño de conexiones es un proyecto de gran envergadura sobre todo en proyectos de estas dimensiones, este diseño queda excluido del alcance de esta memoria, pero se debe destacar que el diseño de estos elementos tiene diferentes modificaciones en las especificaciones propuestas en el proyecto de norma.

En el proyecto de norma se indica que, al igual que en otros puntos, la resistencia requerida de las conexiones debe ser calculada considerando la amplificación de las cargas sísmicas horizontales en las combinaciones definidas en la sección 4.5 del proyecto de norma. Se indica también que esta carga no requiere ser mayor que la capacidad desperada del elemento a conectar y que la máxima carga que el sistema puede transferir a la conexión. Siendo esta la principal (no

única) modificación de requerimiento, lo cual incrementa la demanda, dejando la opción de realizar un análisis no lineal para poder evaluar los mecanismos de plastificación.

2. Razones ancho/espesor y esbeltez global

En el proyecto de norma se mantienen los valores de razones de ancho/espesor, y de esbeltez global para los elementos sismorresistentes de planos verticales que trabajen en compresión. Pero se incluye la excepción de esta exigencia para aquellos elementos que la resistencia pueda ser determinada utilizando las combinaciones de carga definidas en 4.5, donde el estado sísmico horizontal es amplificado.

Es importante tener en consideración esta excepción para el diseño de nuevas estructuras, ya que de cumplir con la resistencia requerida considerando la amplificación en el estado de carga sísmico horizontal, permitiría la disminución en las dimensiones de los elementos que cumplen con los requerimientos señaladas.

En el caso de la estructura estudiada en la presente memoria, no se realiza este proceso, ya que al no ser un diseño propio no es posible identificar aquellos elementos que se encuentren controlados solamente por esbelteces globales, y no por otros factores de diseño, como geométricos o constructivos, por lo que la evaluación del impacto de esta consideración no sería posible evaluar.

3. Torsión accidental

En tercer lugar, queda fuera del alcance de esta memoria, aplicar la modificación indicada para torsión accidental, la cual en la normativa oficial era aplicada solamente en pisos que se consideraban con diafragma rígido, y para el caso del proyecto de norma se tiene que esta indicación se aplica tanto para pisos con diafragma rígido como para diafragma flexible.

Este análisis se decide no realizar, dado el tipo de estructura estudiada, ya que el principal propósito de este edificio es sostener la tolva con material, y al tener esta función la sobrecarga accidental tiene baja implicancia, ya que es una fase del proceso minero con pocos operadores. Y la principal sobrecarga que es la tolva, tiene una ubicación fija, al igual que la forma en que se carga y descarga el material.

4 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En términos generales esta memoria puede separarse en dos partes, en primer lugar, el análisis de ambos documentos normativos, versiones de la norma chilena NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, la versión oficial publicada el año 2003, y el proyecto de norma que busca actualizar los requisitos para el diseño sismorresistente de estructuras industriales. Y una segunda parte en donde se aplican las modificaciones a una estructura diseñada según los criterios de la norma oficial, obteniendo el impacto en esta estructura en específico.

Se debe recalcar que la estructura analizada no necesariamente es representativa de las estructuras de acero diseñadas en territorio nacional, ya que esta estructura cumple con criterios de diseño específicos para el proyecto en el cual se enmarca.

A continuación, se detallan los principales comentarios y conclusiones para los puntos que fueron estudiados en esta memoria.

- **Comparación documentos normativos**

El estudio de ambos documentos normativos tomó en consideración la versión oficial de la norma NCh2369, publicada el año 2003, y el proyecto de norma desarrollado por el Comité prNCh2369, el proyecto de norma que se consideró en el estudio fue el disponible a la fecha de junio del año 2022.

El proyecto de norma de forma natural entrega una actualización respecto a las normas a la cuales hace referencia, actualizando a las últimas versiones de estos documentos, teniendo una correcta relación con estas especificaciones.

Las actualizaciones incluidas en prNCh2369-junio2022 aumentan el detalle e indicaciones para el diseño de estructuras sismorresistentes en el área industrial, aumentando exigencias de demanda en algunos de los elementos de forma puntual, para poder preservar ciertas configuraciones y ciertos elementos. Siempre buscando preservar y reforzar la protección a la vida y la continuidad de operación de la industria, los cuales son parte de los principios e hipótesis básicos de este documento.

Se incluyen en detalle al alcance de esta norma dos grupos estructurales que quedaban fuera del alcance de la norma oficial, estos son las estructuras marítimas de tipo muelle transparente y los sistemas de generación y transmisión de energía eléctrica.

- **Análisis de desplazamientos**

El análisis de desplazamientos fue realizado y estudiado en base a la estructura minera seleccionada Planta de Chancado de Pebbles en donde se estudiaron los desplazamientos siguiendo las especificaciones de ambos documentos normativos (oficial y proyecto). Obteniendo que los desplazamientos aumentaban en más de un 50% en ambas direcciones respecto a lo analizado con el espectro de diseño del año 2003 sin aplicar el factor de reducción (R). Si bien la estructura analizada tiene un buen comportamiento frente a los desplazamientos sísmicos y su diseño no está controlado por este factor, cumpliendo con los límites máximos de desplazamientos sísmicos en todos los nodos. El aumento neto de los desplazamientos es considerable, lo cual implicará un

impacto en estructuras que presenten holguras menores. Es importante destacar que el análisis correspondiente para la obtención de los desplazamientos se realiza con el espectro de referencia, el cual no es igual que el espectro de diseño, por lo que requerirá correr análisis por separado, aumentando el tiempo de estudio y generando un factor extra en la iteración del diseño de las estructuras, para poder llegar a un diseño que tenga comportamientos óptimos y con criterios correctos.

- **Combinaciones de carga**

En el proyecto normativo se propone la aplicación de la simultaneidad de la carga sísmica, para poder combinarla direccionalmente, esta tiene 4 expresiones que deben ser evaluadas de manera independiente, combinándose también respecto al signo de cada una de las tres direcciones, por lo que en total las combinaciones de cargas aumentan a un total de 48 combinaciones que deben ser estudiadas. Duplicándose las 24 indicadas en la norma original. De todas formas, esto aparte de ser necesario incluir en el análisis, no presenta mayor dificultad a la hora de generar el diseño, ya que industrialmente los diseños se realizan en software de análisis estructural, los cuales no tienen complicaciones con la cantidad de combinaciones ingresadas para el estudio.

Estas nuevas combinaciones de carga mantienen la demanda sísmica, de todas formas, se debe tener en consideración el impacto que genera la modificación del espectro de diseño según el periodo característico de la estructura y los parámetros de diseño correspondientes al tipo de estructura y a la ubicación de esta. En el proyecto de norma se disminuye en un 25% la demanda asociada a la carga de uso (L), carga de operación esperada concurrente con el sismo de diseño (SO) y la carga accidental esperada producida por la ocurrencia del sismo de diseño (SA).

- **Espectro de diseño**

El espectro de diseño implica una variación de las aceleraciones dependiendo del periodo fundamental de la estructura en cada una de sus direcciones horizontales principales, en el rango de periodos de la estructura estudiada se tiene un aumento entre un 5% y un 11% en los valores de aceleración sísmica.

La modificación del espectro de diseño, y su impacto tiene directa relación con el tipo de estructura y con los parámetros definidos según el tipo de suelo y la zonificación sísmica. Por lo que es una modificación que de todas formas generará un impacto en el diseño de nuevas estructuras.

De todas formas, tal como se menciona en los comentarios del proyecto normativo, queda pendiente en este proyecto de norma la inclusión del impacto de la sismicidad intraplaca y de los espectros con dos máximos locales. Es por eso que en el proyecto normativo se mantiene la zonificación sísmica y los niveles de demanda definidos en la versión oficial.

Para el caso de la acción sísmica vertical, también se debe incluir en las modificaciones relevantes ya que cambia el valor del coeficiente sísmico vertical, y también se mantiene la alternativa de utilizar un espectro de diseño vertical, el cual se modifica, y es obtenido a partir del espectro horizontal.

- **Modificaciones capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de Acero”**
 - **Aumento requisitos de resistencia columnas**

Buscando prevenir un colapso temprano de la estructura sismorresistente se aumenta la demanda definida para verificar resistencias en las columnas. Esto se aplica mediante la amplificación del estado sísmico horizontal en las combinaciones de cargas definidas en el proyecto de norma. Para el caso de la estructura estudiada, se tiene que los factores de utilización de las columnas ubicadas sobre la tolva aumentan a valores sobre los permitidos, por lo que se deben hacer modificaciones a las secciones.

Se puede observar que esto genera un aumento en las demandas de las columnas y por ende en sus factores de utilización. En términos generales en la estructura estudiada en su mayoría las columnas tienen factores de utilización bajos, que si bien aumentan al aplicar la especificación correspondiente se mantienen dentro de los rangos aceptados. Lo cual, si generará un impacto en aquellas estructuras que presenten holguras menores, y criterios de diseño que impliquen la obtención de FU mayores, impactando directamente en el peso total de la estructura, aumentando su rigidez y modificando su comportamiento frente a sismos.

- **Esfuerzo base de columnas**

Queda fuera del alcance de esta memoria el diseño de las placas base, debido a que el criterio utilizado en el diseño de estos elementos considera criterios conservadores, obteniendo las cargas de las reacciones, por lo que el análisis comparativo no evidenciaría el impacto real del criterio aplicado para estos elementos. Criterio incluido en el proyecto normativo que indica que las reacciones de corte en los apoyos deben ser obtenida considerando una amplificación en el estado sísmico horizontal. Al igual que todas las especificaciones comentadas estas tienen impacto en el diseño de elementos de las estructuras controladas por condiciones sísmicas, recordando que hay estados de carga no sísmicos que controlan elementos.

Los apoyos que si se encuentran controlados por un estado de carga sísmico sufren aumentos considerables en los valores de las reacciones de corte, tanto por la variación en el espectro de diseño como por la amplificación aplicada al estado sísmico horizontal. Lo cual tendrá un impacto en el diseño de las placas base, aumentando las demandas con las que estas deberán ser calculadas.

- **Resistencia puntales horizontales**

El procedimiento para poder evaluar la especificación referente a la resistencia de puntales horizontales propuesta en el proyecto normativo implica un gran aumento en la cantidad de horas que se debe dedicar al diseño de estas estructuras complejas, debido a que para aplicar la actualización se debe realizar un equilibrio en todos los nodos involucrando, considerando todos los elementos que confluyen en ese nodo.

De todas formas, al aplicar las condiciones propuestas se tiene un evidente aumento de la demanda de los puntales horizontales, el cual verifica que no se produzca una falla por pandeo, por lo que se controla específicamente estos elementos en compresión. En la estructura estudiada se tiene que todas las vigas puntales tienen un comportamiento aceptable al aplicar la especificación correspondiente. Por lo que se cumple que se protegen la configuración estructurada, en donde se

busca evitar que al fallar la viga estudiada se tenga como resultado una configuración en K, las cuales no se encuentran permitidas.

- **Resultados generales**

La estructura puntualmente estudiada tiene un evidente aumento en las demandas con las cuales se estudian los elementos, pero se sigue manteniendo dentro de los valores aceptados y con factores de utilización correctos. Con esto se puede concluir que esta estructura tiene un criterio de diseño conservador, que absorbe estas modificaciones y mantiene su comportamiento de buena manera, no generando grandes impactos en el diseño de la estructura ni un impacto sustantivo en su peso sísmico total.

Debido al aumento que generan en la demanda estas especificaciones, y a que varias secciones se indica que las resistencias consideradas no deben ser mayores a la máxima resistencia que puede transferir el sistema, se considera de gran relevancia la inclusión de un análisis no lineal como un análisis pushover o tiempo historia no lineal, para poder identificar la formación de rótulas plásticas en la ruta de las cargas, y así poder identificar estas cargas máximas que el sistema puede transmitir, y evitar sobredimensionar elementos, dándole la característica de resistir más cargas de las que pudieran llegarle al elemento. Y así limitar los aumentos de secciones que tienen un impacto directo en los costos del proyecto, sobre todo impacto que se verá en estructuras que tengan un mayor grado de optimización.

5 BIBLIOGRAFÍA

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

INN. (2016). *Construcción-Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios, NCh427/1.Of.2016*. Instituto Nacional de Normalización.

INN. (2006). *Acero para uso estructural, NCh203.Of2006*. Instituto Nacional de Normalización.

INN. (2017). *Diseño estructural- Disposiciones generales y combinaciones de cargas, NCh3171.Of2017*. Instituto Nacional de Normalización

Madariaga, R. (1998). *Sismicidad de Chile*.

Zúñiga Rodríguez, L. J. (2017). *Análisis del efecto de las modificaciones de la norma NCh2369 en el diseño y desempeño de estructuras industriales de acero*. (Memoria para Optar al título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Arellano Antiguay, D. C. (2018). *Análisis de los efectos de las modificaciones propuestas en la revisión del capítulo 9.2 y 9.3 de la norma NCh2369 Of.2003 en el diseño de naves industriales*. (Memoria para Optar al título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Pena, C. Urzúa, C. (2019). *Nuevas disposiciones de diseño en actualización de NCh2369, Capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero”. Origen e implementación*.

ANEXOS

ANEXO A: DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS

En las tablas a continuación se presentan los 50 nodos que tienen mayor incremento en los desplazamientos al evaluar el sismo en las dos direcciones, en ambos sentidos (X, -X, Z, -Z).

Tabla 30: Desplazamientos sismo dirección X con su valor admisible

NODO	NCh2369 Of2003		prNCh2369-junio2022		ADMISIBLE [mm]
	dx [mm]	dz [mm]	dx [mm]	dz [mm]	
2175	-0.01	2.84	0.04	3.90	57.12
2230	0.01	3.18	0.04	4.30	57.12
2280	0.01	3.07	0.02	3.87	31.11
2221	-0.01	3.17	0.03	4.29	57.12
2248	-0.01	3.49	0.01	4.35	31.11
2251	0.04	3.57	0.09	4.75	57.12
2168	0.04	2.84	0.09	3.90	57.12
2278	0.04	3.95	0.08	5.20	57.12
2213	0.04	3.17	0.09	4.29	57.12
1304	56.45	0.59	94.13	0.82	260.04
1868	15.12	1.60	24.66	1.53	139.80
2259	15.78	1.64	25.00	1.37	150.08
1225	29.14	3.05	46.16	4.39	206.93
2208	15.76	3.58	24.97	4.57	150.08
1356	29.16	0.54	46.19	0.74	206.93
1272	29.16	1.78	46.18	2.53	206.93
2264	33.50	2.09	53.04	1.11	265.50
2227	15.35	3.57	24.29	4.56	150.08
2198	33.57	1.99	53.14	1.22	265.50
2239	33.50	1.91	53.03	0.96	265.50
2137	33.73	2.13	53.37	1.59	265.50
1923	30.10	1.34	47.62	1.03	206.93
1837	30.04	1.20	47.53	1.01	206.93
1887	30.08	1.26	47.59	1.01	206.93
1874	30.08	1.25	47.59	1.01	206.93
1933	30.12	1.37	47.64	1.04	206.93
1962	30.11	1.42	47.63	1.06	206.93
1998	30.12	1.50	47.64	1.09	206.93
1785	29.98	1.17	47.42	1.05	206.93
1796	30.02	1.19	47.49	1.04	206.93
2123	29.92	1.84	47.33	1.50	206.93

2140	29.92	1.89	47.33	1.57	206.93
1616	30.01	1.10	47.47	1.14	206.93
1604	30.03	1.09	47.50	1.17	206.93
1645	29.97	1.11	47.41	1.12	206.93
1714	29.86	1.14	47.22	1.09	206.93
1735	68.83	1.68	108.86	1.51	336.98
2041	34.07	1.88	53.88	1.51	265.50
2027	30.99	1.55	49.02	1.12	224.63
1530	30.07	1.06	47.55	1.19	206.93
1532	30.07	1.06	47.55	1.19	206.93
1935	30.93	1.44	48.92	1.07	224.63
1491	30.09	1.00	47.59	1.20	206.93
1480	30.09	0.98	47.58	1.20	206.93
1509	30.08	1.02	47.57	1.20	206.93
1798	30.93	1.27	48.91	1.10	224.63
1876	30.93	1.33	48.91	1.05	224.63
1716	30.95	1.24	48.95	1.19	224.63
1408	30.91	1.01	48.87	1.28	224.63
1402	30.09	0.93	47.58	1.18	206.93
1302	29.87	0.43	47.24	0.57	206.93

Tabla 31: Desplazamientos sismo dirección -X con su valor admisible

NODO	NCh2369 Of2003		prNCh2369-junio2022		ADMISIBLE [mm]
	dx [mm]	dz [mm]	dx [mm]	dz [mm]	
2175	0.01	-2.84	-0.04	-3.90	57.12
2230	-0.01	-3.18	-0.04	-4.30	57.12
2280	-0.01	-3.07	-0.02	-3.87	31.11
2221	0.01	-3.18	-0.03	-4.29	57.12
2248	0.01	-3.49	-0.01	-4.35	31.11
2251	-0.04	-3.57	-0.09	-4.75	57.12
2168	-0.04	-2.84	-0.09	-3.90	57.12
2278	-0.04	-3.95	-0.08	-5.20	57.12
2213	-0.04	-3.17	-0.09	-4.29	57.12
1304	-56.66	-0.62	-94.41	-0.87	260.04
1868	-15.12	-1.61	-24.63	-1.53	139.80
2208	-15.77	-3.61	-24.95	-4.61	150.08
1225	-29.21	-2.97	-46.23	-4.25	206.93
2259	-15.79	-1.66	-24.99	-1.40	150.08
1356	-29.23	-0.54	-46.26	-0.73	206.93
1272	-29.23	-1.73	-46.25	-2.46	206.93
2239	-33.36	-1.94	-52.76	-1.00	265.50
2198	-33.44	-2.08	-52.88	-1.35	265.50
2264	-33.37	-2.06	-52.77	-1.05	265.50
2227	-15.35	-3.60	-24.28	-4.61	150.08
2137	-33.61	-2.26	-53.15	-1.79	265.50
1923	-30.06	-1.37	-47.52	-1.08	206.93
1962	-30.07	-1.48	-47.53	-1.15	206.93
1874	-30.05	-1.27	-47.50	-1.03	206.93
1887	-30.05	-1.28	-47.50	-1.03	206.93
1837	-30.02	-1.21	-47.45	-1.01	206.93
1933	-30.08	-1.42	-47.54	-1.11	206.93
1796	-30.01	-1.19	-47.42	-1.04	206.93
1785	-29.97	-1.18	-47.36	-1.06	206.93
1998	-30.07	-1.59	-47.52	-1.23	206.93
1645	-29.98	-1.11	-47.37	-1.12	206.93
1616	-30.02	-1.10	-47.44	-1.14	206.93
1530	-30.08	-1.05	-47.53	-1.18	206.93
1532	-30.08	-1.05	-47.53	-1.18	206.93
2123	-29.87	-1.89	-47.19	-1.58	206.93
2041	-34.00	-1.94	-53.72	-1.61	265.50
1491	-30.11	-0.97	-47.58	-1.15	206.93

1714	-29.86	-1.15	-47.18	-1.10	206.93
1604	-30.05	-1.09	-47.48	-1.17	206.93
2140	-29.87	-1.93	-47.19	-1.64	206.93
1480	-30.11	-0.94	-47.57	-1.13	206.93
1876	-30.89	-1.60	-48.80	-1.47	224.63
1402	-30.11	-0.87	-47.57	-1.09	206.93
1509	-30.10	-1.00	-47.56	-1.16	206.93
2027	-30.90	-1.66	-48.81	-1.28	224.63
1493	-30.94	-1.21	-48.87	-1.48	224.63
1408	-31.01	-0.99	-48.98	-1.25	224.63
1935	-30.88	-1.63	-48.78	-1.39	224.63
1302	-29.92	-0.43	-47.26	-0.58	206.93
1357	-29.92	-0.49	-47.26	-0.65	206.93
1798	-30.91	-1.52	-48.83	-1.49	224.63

Tabla 32: Desplazamientos sismo dirección Z con su valor admisible

NODO	NCh2369 Of2003		prNCh2369-junio2022		ADMISIBLE [mm]
	dx [mm]	dz [mm]	dx [mm]	dz [mm]	
1236	0.41	16.43	1.55	25.35	250.50
1235	-2.19	16.19	-2.29	24.94	250.50
1237	-1.63	16.19	0.48	24.93	250.50
1226	-0.15	13.40	0.62	20.64	206.93
1224	5.60	13.44	9.17	20.69	206.93
1225	3.70	13.43	6.33	20.67	206.93
1223	-1.69	13.46	-1.62	20.71	206.93
1233	-2.34	18.07	-2.51	27.80	284.25
1222	-0.97	11.53	-0.77	17.74	178.58
1227	0.60	17.67	1.85	27.16	265.50
1234	0.58	18.30	1.83	28.14	284.25
1230	0.42	20.96	1.63	32.21	336.98
1229	-2.40	20.96	-2.54	32.22	336.98
1231	-1.01	20.96	-0.48	32.21	336.98
1228	-3.94	17.76	-4.81	27.28	265.50
1216	1.59	9.50	2.57	14.60	150.08
1215	-0.24	9.53	0.08	14.64	150.08
1208	0.05	6.52	0.34	10.01	104.70
1217	0.56	9.75	1.22	14.97	150.08
1209	-0.11	6.53	0.09	10.02	104.70
1218	-0.69	9.87	-0.62	15.15	150.08
1219	-2.41	9.94	-3.15	15.26	150.08
1220	-4.11	10.01	-5.65	15.36	150.08
1221	-5.85	10.01	-8.20	15.36	150.08
1204	-0.09	2.84	-0.02	4.35	57.00
1823	-2.06	68.11	-1.96	104.34	369.23
1826	-4.02	68.11	-4.96	104.34	369.23
1206	-0.48	2.92	-0.63	4.47	57.00
1906	-1.15	66.10	-0.57	101.25	369.23
1822	0.86	68.10	2.46	104.31	369.23
1825	-1.15	68.11	-0.57	104.33	369.23
1901	0.86	66.06	2.46	101.18	369.23
1787	-3.22	69.01	-3.73	105.70	369.23
1821	-3.25	68.11	-3.78	104.33	369.23
1903	-2.05	66.10	-1.95	101.25	369.23
1909	-4.02	66.07	-4.96	101.21	369.23
1824	-0.27	68.12	0.77	104.35	369.23

1900	-3.25	66.07	-3.78	101.20	369.23
1789	-2.06	68.99	-1.96	105.67	369.23
1902	-0.27	66.10	0.76	101.24	369.23
1792	-4.02	68.99	-4.96	105.68	369.23
1907	2.43	65.99	4.87	101.08	369.23
1788	0.82	68.93	2.40	105.58	369.23
1791	-1.15	68.97	-0.58	105.64	369.23
1210	-0.57	6.55	-0.63	10.03	104.70
1790	-0.27	68.93	0.77	105.57	369.23
1744	0.81	69.30	2.37	106.14	369.23
1743	-3.20	69.41	-3.70	106.30	369.23
1674	-0.27	69.57	0.76	106.55	369.23
1232	-1.21	2.94	-1.70	4.50	57.00
1203	0.07	2.85	0.25	4.36	57.00

Tabla 33: Desplazamientos sismo dirección -Z con su valor admisible

NODO	NCh2369 Of2003		prNCh2369-junio2022		ADMISIBLE [mm]
	dx [mm]	dz [mm]	dx [mm]	dz [mm]	
1236	-0.34	-16.46	-1.43	-25.41	250.50
1235	2.27	-16.23	2.40	-24.99	250.50
1237	1.71	-16.22	-0.37	-24.98	250.50
1224	-5.57	-13.46	-9.12	-20.72	206.93
1226	0.16	-13.43	-0.58	-20.67	206.93
1225	-3.67	-13.45	-6.29	-20.71	206.93
1223	1.70	-13.48	1.63	-20.75	206.93
1233	2.47	-18.11	2.70	-27.86	284.25
1222	0.97	-11.55	0.77	-17.76	178.58
1227	-0.50	-17.71	-1.69	-27.22	265.50
1234	-0.45	-18.34	-1.63	-28.19	284.25
1231	1.19	-21.01	0.74	-32.28	336.98
1230	-0.24	-21.01	-1.35	-32.28	336.98
1229	2.56	-21.01	2.79	-32.28	336.98
1228	4.01	-17.80	4.91	-27.34	265.50
1215	0.24	-9.55	-0.07	-14.66	150.08
1216	-1.58	-9.52	-2.57	-14.61	150.08
1208	-0.05	-6.53	-0.34	-10.02	104.70
1217	-0.56	-9.76	-1.21	-14.98	150.08
1209	0.11	-6.53	-0.09	-10.02	104.70
1218	0.69	-9.88	0.62	-15.16	150.08
1219	2.41	-9.95	3.15	-15.27	150.08
1220	4.10	-10.02	5.64	-15.37	150.08
1221	5.83	-10.02	8.19	-15.37	150.08
1903	2.14	-66.12	2.08	-101.27	369.23
1902	0.38	-66.11	-0.59	-101.26	369.23
1906	1.25	-66.12	0.73	-101.26	369.23
1907	-2.29	-66.01	-4.65	-101.09	369.23
1824	0.38	-68.12	-0.60	-104.33	369.23
1821	3.32	-68.11	3.88	-104.32	369.23
1901	-0.73	-66.08	-2.26	-101.20	369.23
1823	2.15	-68.12	2.09	-104.32	369.23
1826	4.09	-68.12	5.05	-104.32	369.23
1909	4.09	-66.09	5.05	-101.22	369.23
1900	3.32	-66.09	3.88	-101.21	369.23
1825	1.25	-68.11	0.73	-104.31	369.23
1822	-0.73	-68.10	-2.26	-104.30	369.23

1791	1.25	-68.96	0.73	-105.61	369.23
1787	3.29	-69.00	3.84	-105.68	369.23
1790	0.38	-68.92	-0.60	-105.54	369.23
1789	2.15	-68.98	2.09	-105.64	369.23
1792	4.09	-68.99	5.05	-105.65	369.23
1788	-0.70	-68.92	-2.21	-105.55	369.23
1210	0.56	-6.55	0.62	-10.03	104.70
1743	3.27	-69.39	3.81	-106.27	369.23
1202	-0.16	-2.86	-0.40	-4.37	57.00
1744	-0.68	-69.29	-2.18	-106.11	369.23
1203	-0.07	-2.85	-0.25	-4.36	57.00
1674	0.39	-69.56	-0.59	-106.50	369.23
1205	0.33	-2.90	0.39	-4.43	57.00
1635	4.06	-69.97	5.01	-107.11	369.23

ANEXO B: COMBINACIONES DE CARGAS CON ESTADO DE CARGA SÍSMICA HORIZONTAL AMPLIFICADA

A continuación, se presentan las combinaciones de cargas con el estado sísmico amplificado, estas combinaciones de cargas son las presentadas en la sección 4.5 del proyecto de norma para el método ASD, las cuales son:

$$D+0,75aL+0,75SO+0,75SA+E$$

$$D+0,75SA+E$$

Donde,

D: Carga permanente.

L: carga de uso

a: factor de reducción de la sobrecarga de uso en base a la probabilidad de ocurrencia de su valor nominal en conjunto con el sismo de diseño

SO: carga de operación esperada concurrente con el sismo de diseño

SA: carga accidental esperada producida por la ocurrencia del sismo de diseño

E: carga sísmica direccionalmente combinada

A la carga sísmica se le debe aplicar la siguiente simultaneidad:

$$E = \pm 1,0E_x \pm 0,3E_z \pm 0,6E_y$$

$$E = \pm 0,3E_x \pm 1,0E_z \pm 0,6E_y$$

$$E = \pm 0,6E_x \pm 0,2E_z \pm 1,0E_y$$

$$E = \pm 0,2E_x \pm 0,6E_z \pm 1,0E_y$$

En donde X y Z corresponden a las direcciones horizontales e Y a la dirección vertical.

Tabla 34: Combinaciones de cargas con estado de carga sísmico amplificado por $0.7R_1=5$

N°carga	DPP	DEQ	DEQCONT	L	LOP1	LOP2	GD	EXest	EXest	EZest	-EZest	EV
10370	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	3.5	0	1.05	0	0.6
10371	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	3.5	0	0	1.05	-0.6
10372	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	3.5	0	1.05	0	-0.6
10373	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	3.5	0	0	1.05	0.6
10374	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	3.5	1.05	0	0.6
10375	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	3.5	0	1.05	-0.6
10376	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	3.5	1.05	0	-0.6
10377	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	3.5	0	1.05	0.6
10378	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	1.05	0	3.5	0	0.6
10379	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	1.05	0	0	3.5	-0.6

10380	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	1.05	0	3.5	0	-0.6
10381	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	1.05	0	0	3.5	0.6
10382	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	1.05	3.5	0	0.6
10383	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	1.05	0	3.5	-0.6
10384	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	1.05	3.5	0	-0.6
10385	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	1.05	0	3.5	0.6
10386	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	2.1	0	0.7	0	1
10387	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	2.1	0	0	0.7	-1
10388	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	2.1	0	0.7	0	-1
10389	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	2.1	0	0	0.7	1
10390	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	2.1	0.7	0	1
10391	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	2.1	0	0.7	-1
10392	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	2.1	0.7	0	-1
10393	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	2.1	0	0.7	1
10394	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.7	0	2.1	0	1
10395	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.7	0	0	2.1	-1
10396	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.7	0	2.1	0	-1
10397	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0.7	0	0	2.1	1
10398	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.7	2.1	0	1
10399	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.7	0	2.1	-1
10400	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.7	2.1	0	-1
10401	1	1	1	0.1875	0.75	0.75	1	0	0.7	0	2.1	1
10531	1	1	1	0	0.75	0.75	1	3.5	0	1.05	0	0.6
10532	1	1	1	0	0.75	0.75	1	3.5	0	0	1.05	-0.6
10533	1	1	1	0	0.75	0.75	1	3.5	0	1.05	0	-0.6
10534	1	1	1	0	0.75	0.75	1	3.5	0	0	1.05	0.6
10535	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	3.5	1.05	0	0.6
10536	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	3.5	0	1.05	-0.6
10537	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	3.5	1.05	0	-0.6
10538	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	3.5	0	1.05	0.6
10539	1	1	1	0	0.75	0.75	1	1.05	0	3.5	0	0.6
10540	1	1	1	0	0.75	0.75	1	1.05	0	0	3.5	-0.6
10541	1	1	1	0	0.75	0.75	1	1.05	0	3.5	0	-0.6
10542	1	1	1	0	0.75	0.75	1	1.05	0	0	3.5	0.6
10543	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	1.05	3.5	0	0.6
10544	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	1.05	0	3.5	-0.6
10545	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	1.05	3.5	0	-0.6
10546	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	1.05	0	3.5	0.6
10547	1	1	1	0	0.75	0.75	1	2.1	0	0.7	0	1
10548	1	1	1	0	0.75	0.75	1	2.1	0	0	0.7	-1
10549	1	1	1	0	0.75	0.75	1	2.1	0	0.7	0	-1
10550	1	1	1	0	0.75	0.75	1	2.1	0	0	0.7	1

10551	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	2.1	0.7	0	1
10552	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	2.1	0	0.7	-1
10553	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	2.1	0.7	0	-1
10554	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	2.1	0	0.7	1
10555	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.7	0	2.1	0	1
10556	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.7	0	0	2.1	-1
10557	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.7	0	2.1	0	-1
10558	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0.7	0	0	2.1	1
10559	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.7	2.1	0	1
10560	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.7	0	2.1	-1
10561	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.7	2.1	0	-1
10562	1	1	1	0	0.75	0.75	1	0	0.7	0	2.1	1

ANEXO C: VIGAS O PUNTALES HORIZONTALES EVALUADOS

En esta sección se presentan las vigas o puntales horizontales que fueron evaluados para verificar la condición 8.6.7 del proyecto de norma.

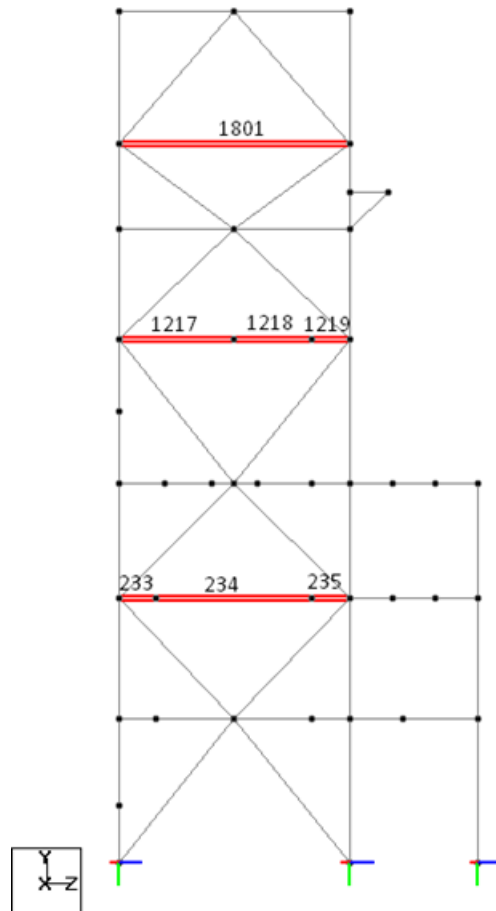


Ilustración 8: Vigas evaluadas en $X=0$ m

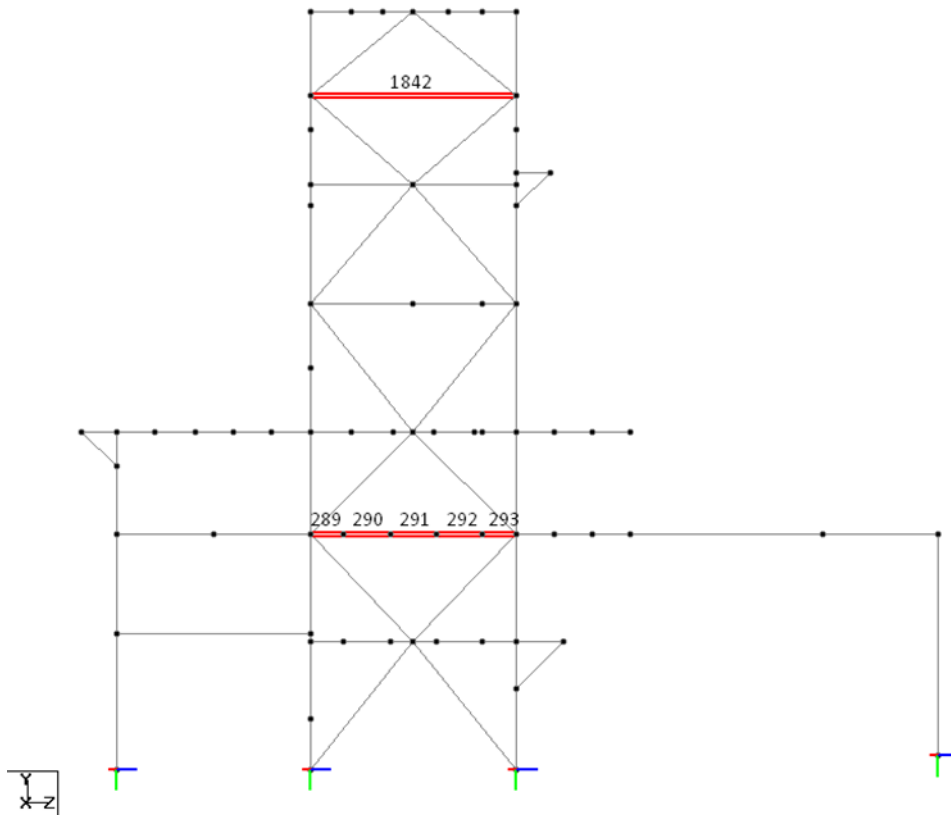


Ilustración 9: Vigas evaluadas en $X=3.1$ m

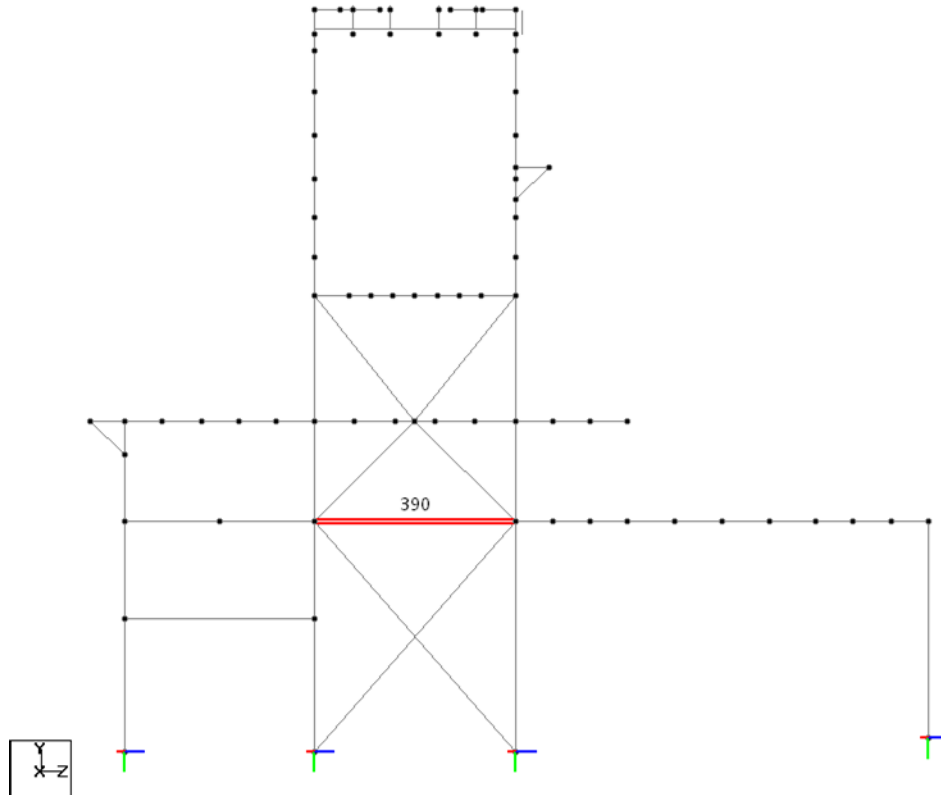


Ilustración 10: Vigas evaluadas en $X=10.6$ m

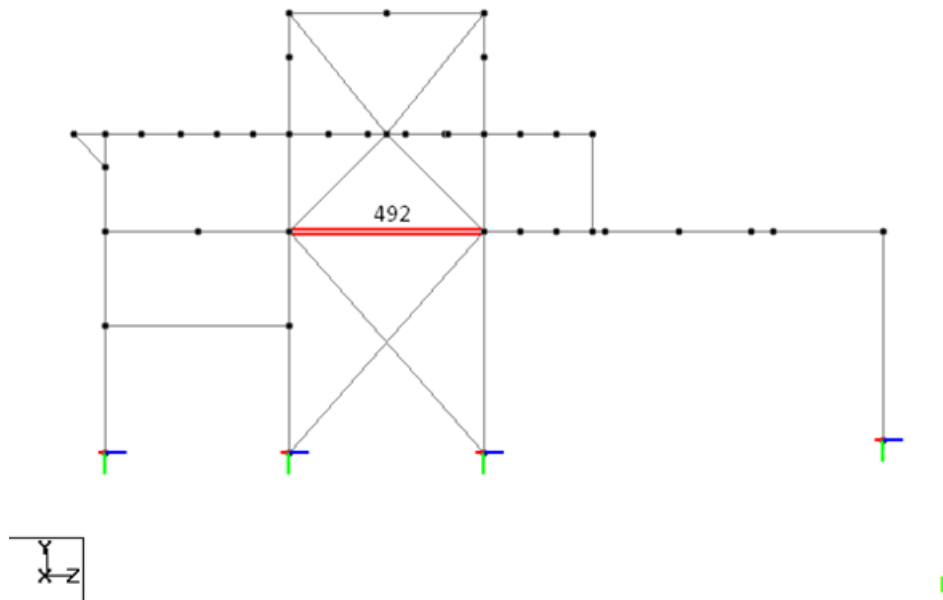


Ilustración 11: Vigas evaluadas en 18.1 m

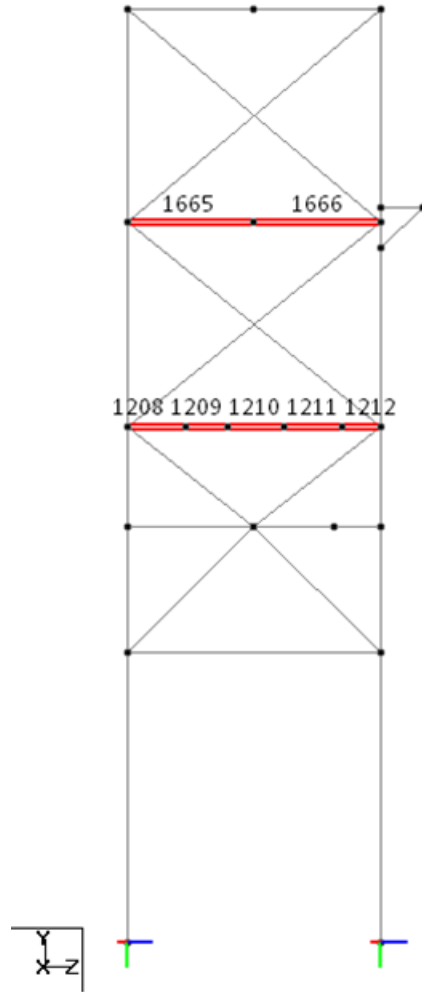


Ilustración 12: Vigas evaluadas en X=22.1 m

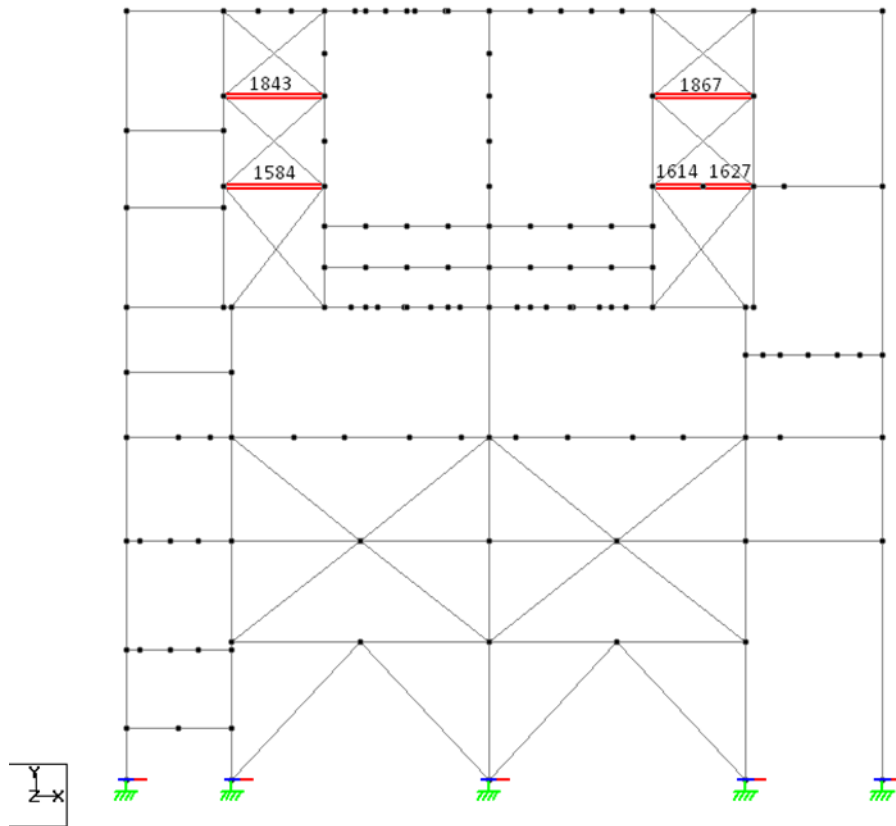


Ilustración 13: Vigas evaluadas en Z=0 m

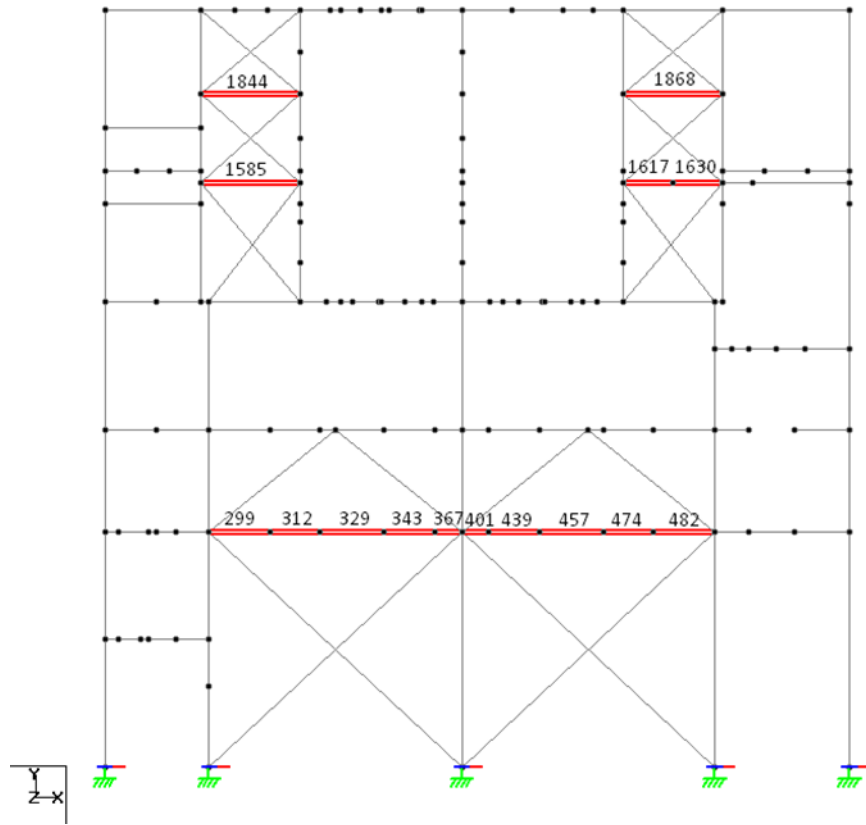


Ilustración 14: Vigas evaluadas en $Z=6.1$ m

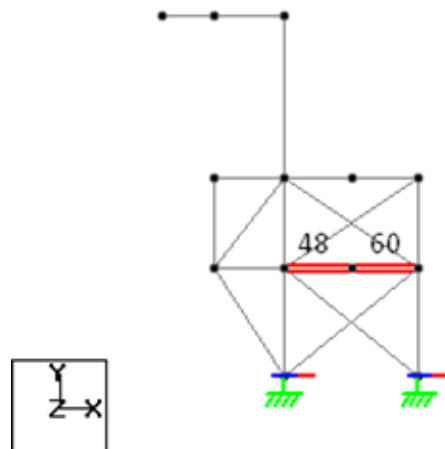


Ilustración 15: Vigas evaluadas en $Z=9.9$ m

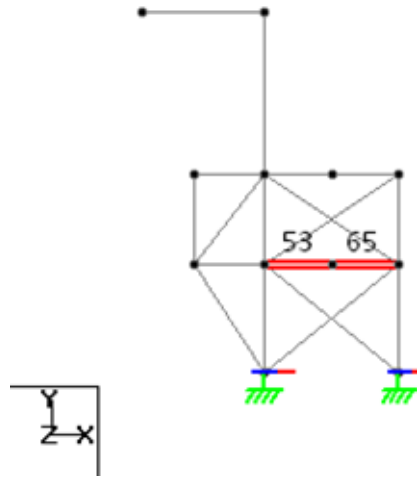


Ilustración 16: Vigas evaluadas en Z=14.5

ANEXO D: EQUILIBRIO NODOS PARA EVALUACIÓN DE VIGAS O PUNTALES HORIZONTALES

En este anexo se presenta la información relevante respecto al equilibrio que se realizó por nodo, para cumplir con la disposición 8.6.7 del proyecto de norma el cual se cita textual a continuación:

“8.6.7 Las vigas o puntales horizontales que unen los extremos de las diagonales se deben diseñar suponiendo que las diagonales comprimidas presentan su capacidad residual y que las diagonales traccionadas presentan su capacidad esperada. La tracción en las diagonales no necesita ser mayor que aquella determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0.7R_1 \geq 1,0$.

La resistencia requerida de la viga o puntal horizontal que une los extremos de diagonales, para la combinación de esfuerzos que corresponda, no necesita ser mayor que la máxima carga que el sistema puede transferir”

En el anexo C se presenta la disposición de las vigas estudiadas, que son las que cumplen con la configuración de interés, en estas vigas, tal como se menciona en los comentarios de la disposición en el proyecto de busca garantizar una resistencia axial en compresión suficiente para evitar una falla por pandeo.

En este anexo se muestra la imagen del nodo de interés con los elementos que confluyen en este punto, cada uno de estos elementos tiene representados sus ejes locales en donde los colores tienen asociados los siguientes ejes:

X: Azul

Y: Rojo

Z: Verde

El trabajo que se realiza es obtener de cada uno de los elementos las cargas en los elementos según la combinación sísmica que más demanda tiene en ese nodo, para luego con ayuda de los ejes locales encontrar la proyección a los ejes globales.

Tal y como se enuncia en la especificación del proyecto de norma, la diagonal comprimida se considera con su capacidad residual y la traccionada con la capacidad esperada, aunque esta capacidad esperada no necesita ser mayor que la carga obtenida del modelo con las combinaciones de carga sísmicas con el estado sísmico horizontal amplificado. Estas diagonales se representan en color rojo en las tablas para distinguirlas de los otros elementos de la configuración.

La viga de interés por nodo en la tabla se destaca en verde, y sus reacciones son resultado del equilibrio estático realizado en el nodo.

- Viga de interés: 48; Nodo:2215; Combinación sísmica dominante: 11571

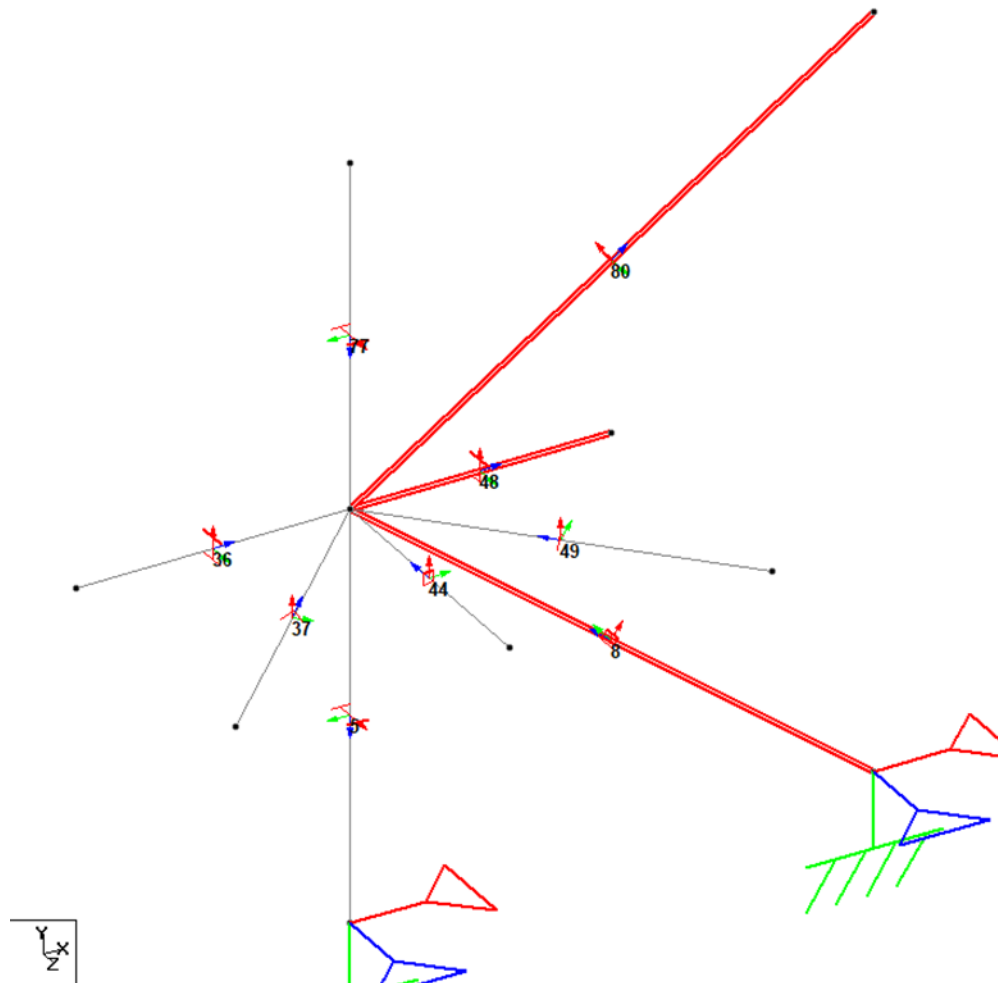


Ilustración 17: Nodo 2215, Viga 48

Tabla 35.: Equilibrio en nodo 2215 para evaluar Viga 48

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
5	0.01	1.67	-63.26
8	91.24	0.00	-92.88
36	-10.66	0.00	-0.51
37	-0.98	0.98	0.00
44	0.00	1.27	-0.14
48	-86.56	-3.05	206.48
49	0.20	0.22	0.00
77	-0.37	-1.08	-54.39
80	7.11	0.00	4.69

- Viga de interés: 53; Nodo:2216; Combinación sísmica dominante: 11578

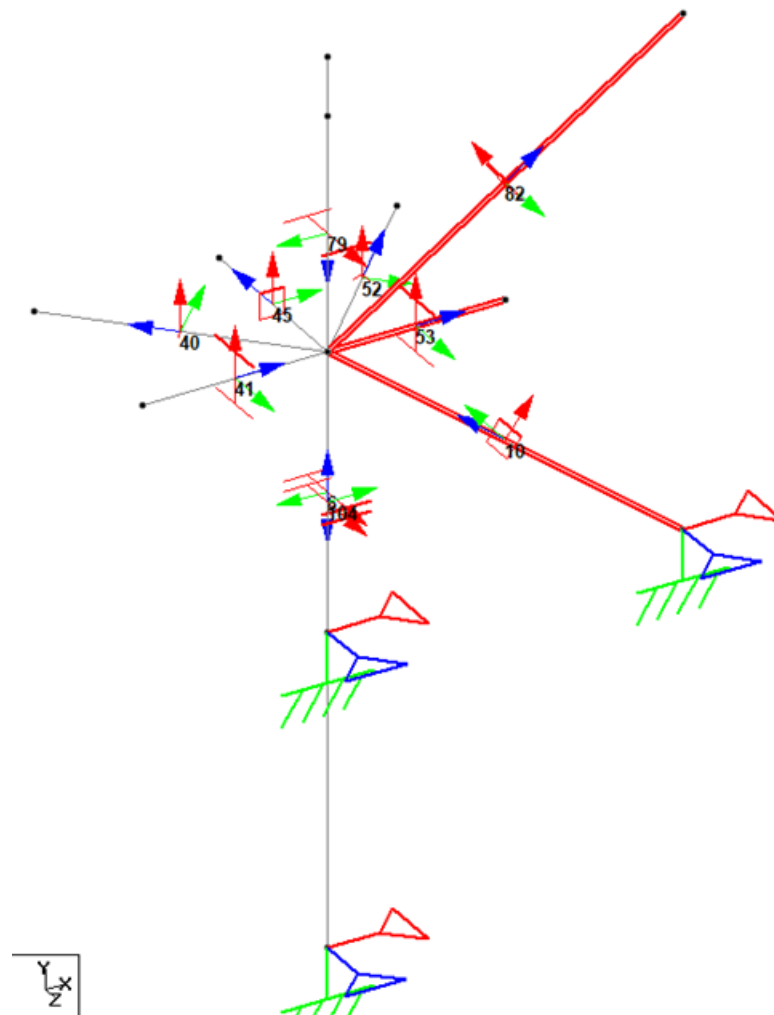


Ilustración 18: Nodo 2216, Viga 53

Tabla 36: Equilibrio en nodo 2216 para evaluar Viga 53

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
6	0.01	-1.54	-41.44
10	91.24	0.00	-72.04
40	0.87	0.09	0.00
41	-5.82	0.00	-0.51
45	0.00	-1.51	0.14
52	-0.21	-0.22	0.00
53	-93.46	-3.20	145.25
79	-0.26	1.34	-31.40
82	7.63	5.04	0.00

- Viga de interés: 60; Nodo:2280; Combinación sísmica dominante: 11587

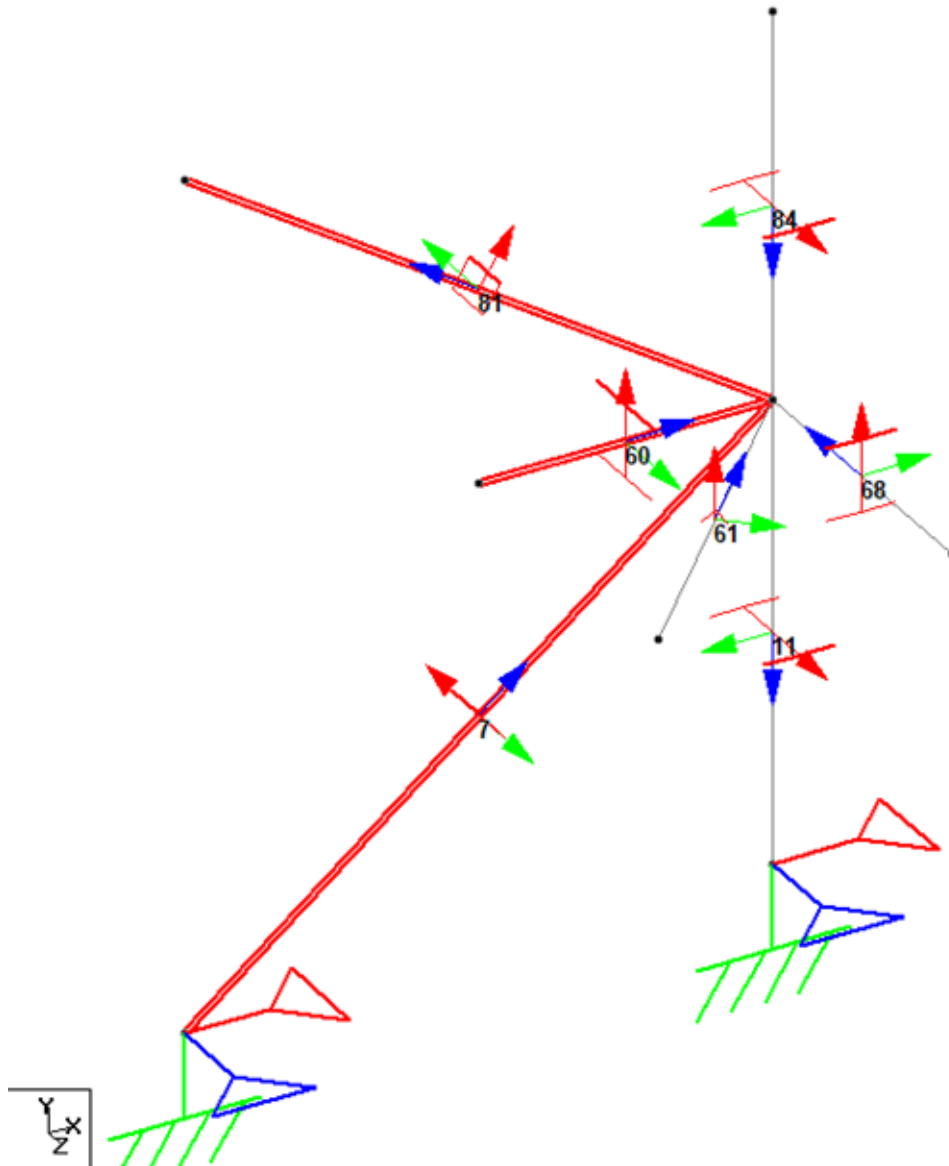


Ilustración 19: Nodo 2280, Viga 60

Tabla 37: Equilibrio en nodo 2280 para evaluar Viga 60

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
7	13.94	0.00	0.01
11	0.00	0.52	-15.18
60	-113.98	-0.93	105.73
61	-0.70	0.74	0.00
68	0.37	0.29	-20.20
81	100.38	0.00	-66.25
84	0.00	-0.62	-4.11

- Viga de interés: 65; Nodo:2281; Combinación sísmica dominante: 11587

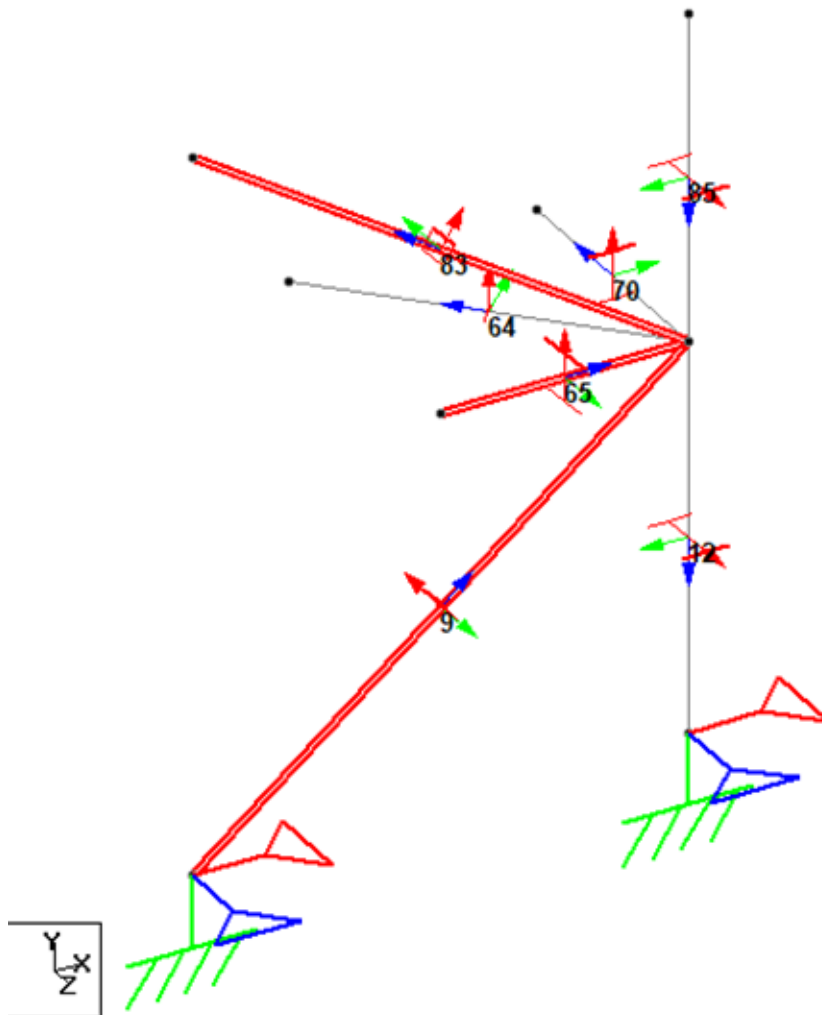


Ilustración 20: Nodo: 2281, Viga: 65

Tabla 38: Equilibrio en nodo 2281 para evaluar Viga 65

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
9	12.60	0.00	9.95
12	0.00	0.52	-12.82
64	-0.27	-0.28	0.00
65	-113.12	1.09	53.10
70	0.41	-0.71	19.67
83	100.38	0.00	-66.25
85	0.00	-0.62	-3.64

- Viga de interés: 233; Nodo:1208, Combinación sísmica dominante: 11578

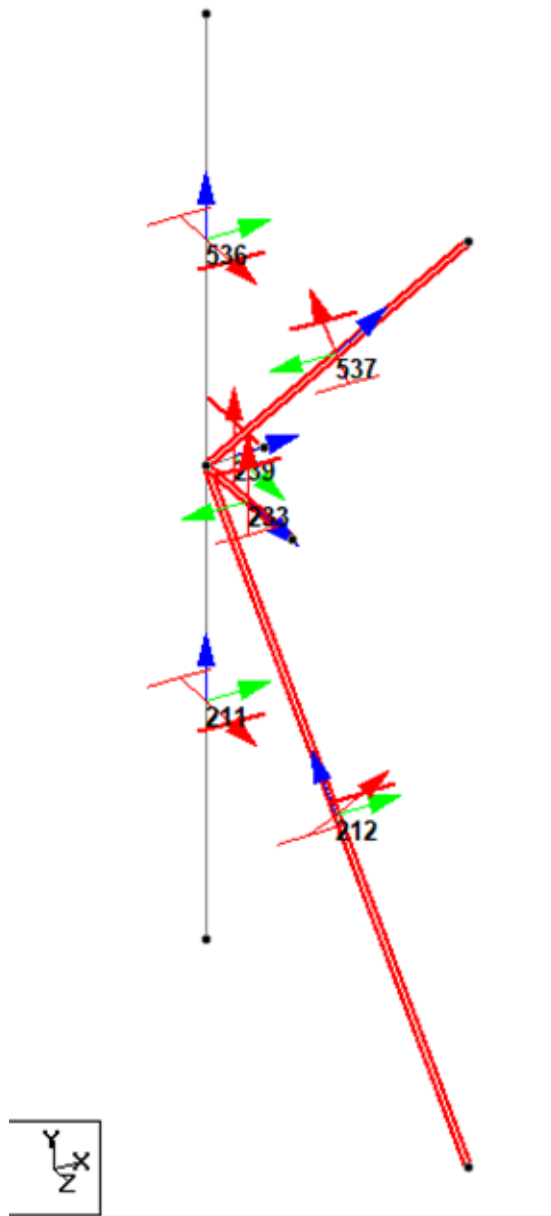


Ilustración 21: Nodo 1208, Viga: 233

Tabla 39: Equilibrio en nodo 1208 para evaluar Viga 233

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
211	-0.53	1.20	244.44
212	0.00	402.12	-419.26
233	0.93	-606.98	-146.02
239	-0.40	-0.31	4.04
536	0.00	-0.89	113.61
537	0.00	204.86	203.18

- Viga de interés: 235; Nodo:1211; Combinación sísmica dominante: 11604

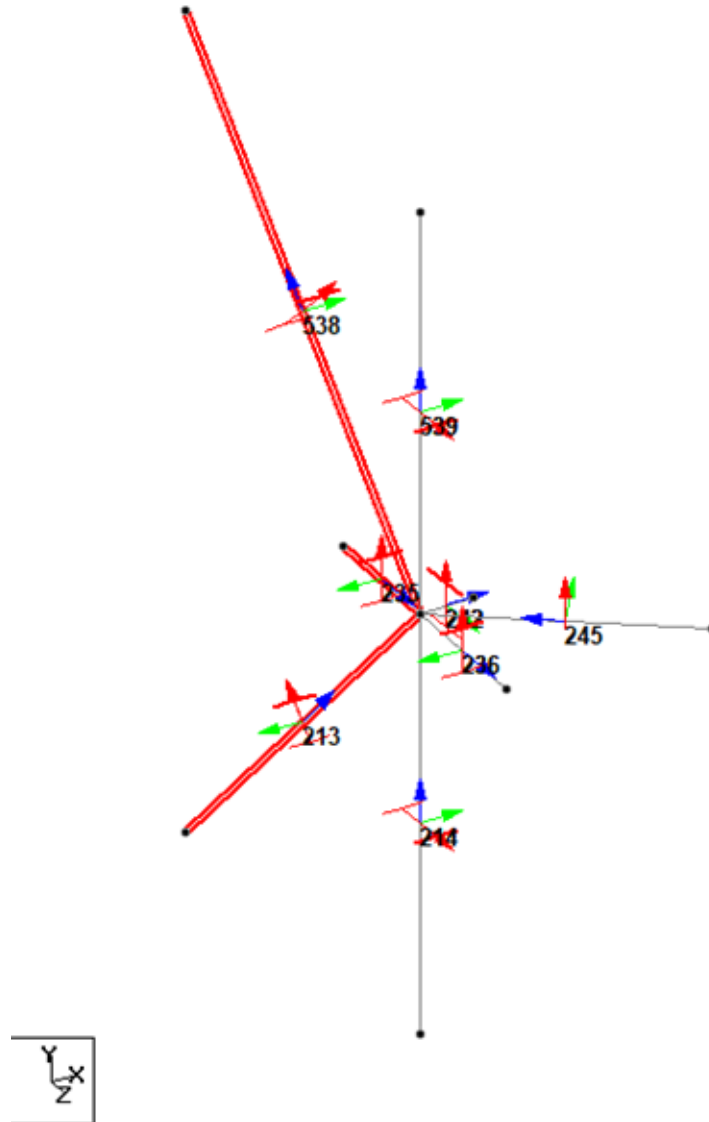


Ilustración 22: Nodo: 1211, Viga: 235

Tabla 40: Equilibrio en nodo 1211 para evaluar Viga 235

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
213	0.00	292.54	305.01
214	3.55	-0.40	187.88
235	21.44	-721.48	-383.64
236	-0.13	22.11	7.21
242	-6.27	-0.33	6.14
245	-14.49	-10.60	-0.13
538	0.00	413.86	-410.47
539	-4.10	4.30	288.00

- Viga de interés: 289; Nodo:1326; Combinación sísmica dominante: 11575

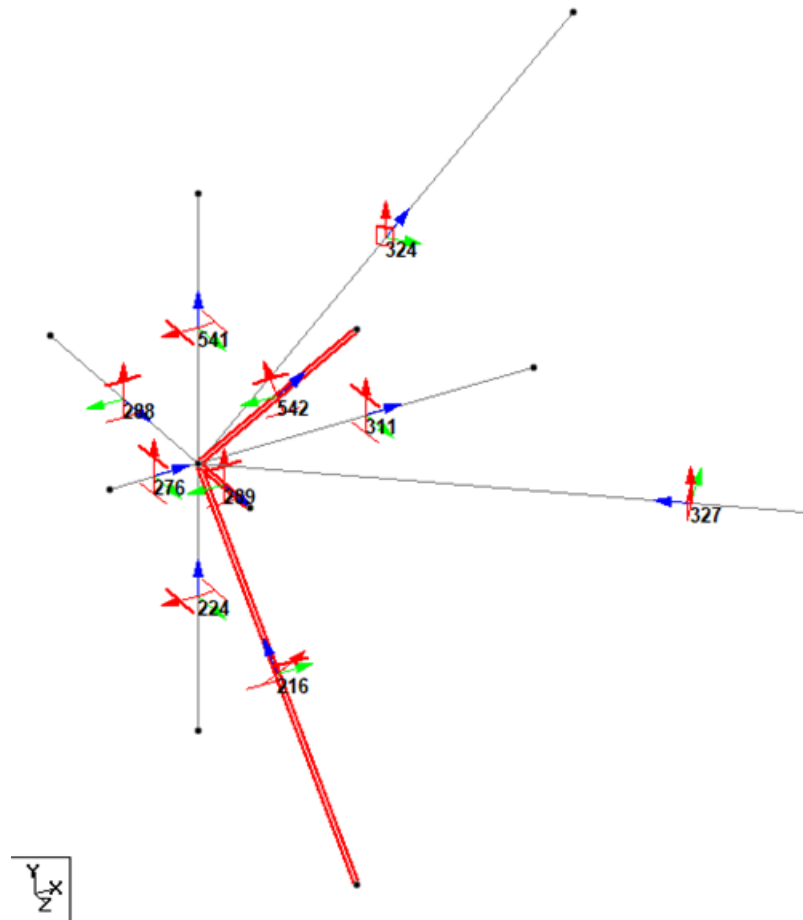


Ilustración 23: Nodo: 1326, Viga: 289

Tabla 41: Equilibrio en nodo 1326 para evaluar Viga 289

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
216	0.00	971.80	1013.22
224	-29.71	-4.49	-648.85
276	0.62	1.56	-4.01
288	0.00	9.98	-3.62
289	-16.38	-322.51	-790.14
311	28.37	-1.55	2.76
324	7.32	-5.61	2.31
327	37.45	30.46	-2.37
541	-27.67	-5.46	1099.35
542	0.00	-674.19	-668.66

- Viga de interés: 293; Nodo:1331, Combinación sísmica dominante: 11578

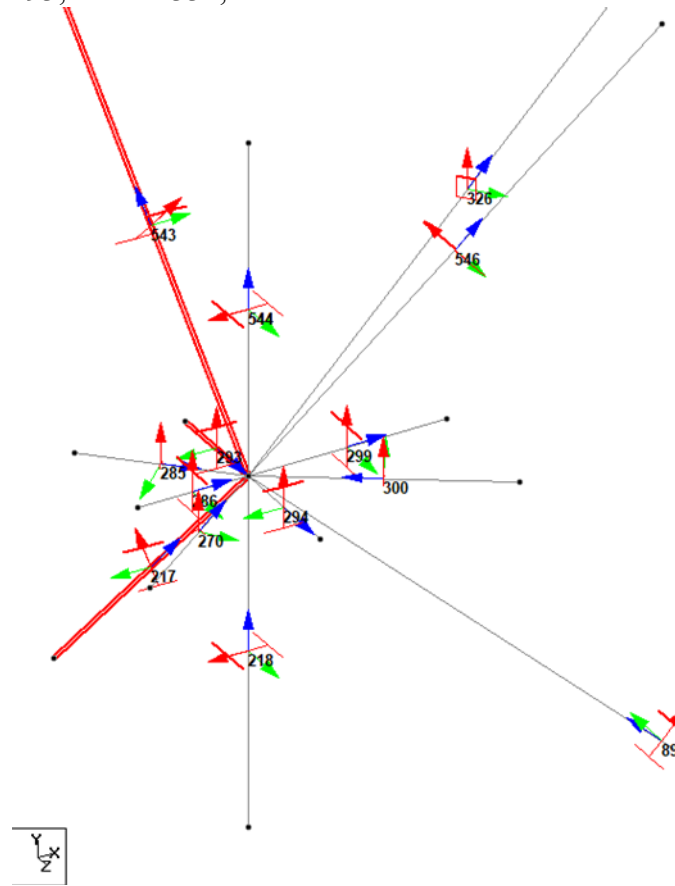


Ilustración 24: Nodo: 1331, Viga: 293

Tabla 42: Equilibrio en nodo 1331 para evaluar Viga 293

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
89	41.24	0	-44.32
217	0	1013.11	1013.11
218	-1.12	-6.48	-1073.64
270	-5.26	3.85	0
285	1.71	1.71	0
286	-6.29	-4.02	-6.07
293	25.76	-373.93	-868.80
294	-0.58	-2.60	269.06
299	-81.59	0.35	29.10
300	0.74	0.46	0
326	-40.05	32.58	0
543	0	-674.19	-668.66
544	-45.70	9.17	1260.57
546	111.14	0	89.66

- Viga de interés: 299; Nodo:1331, Combinación sísmica dominante: 11578

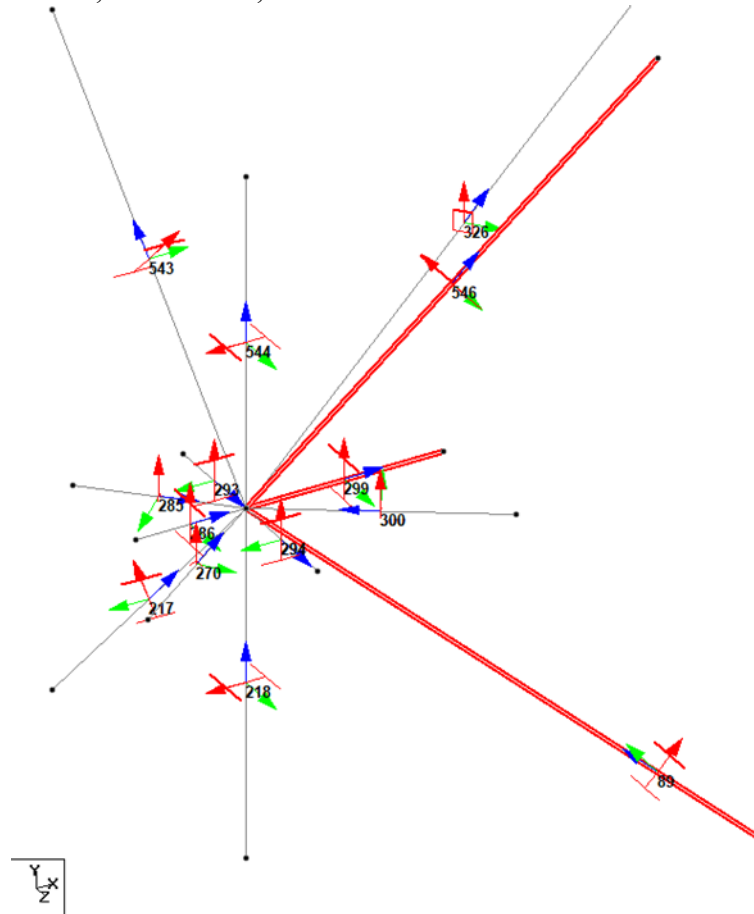


Ilustración 25: Nodo: 1331, Viga: 299

Tabla 43: Equilibrio en nodo 1331 para evaluar Viga 299

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
89	986.40	0	1059.89
217	0	379.72	379.72
218	-1.12	-6.48	-1073.64
270	-5.26	3.85	0
285	1.71	1.71	0
286	-6.29	-4.02	-6.07
293	1.67	-159.91	-16.31
294	-0.58	-2.60	269.06
299	-1939.38	-79.62	-2545.07
300	0.74	0.46	0
326	-40.05	32.58	0
543	0	-174.87	-173.43
544	-45.70	9.17	1260.57
546	1047.87	0	845.28

- Viga de interés: 367; Nodo:1680, Combinación sísmica dominante: 11563

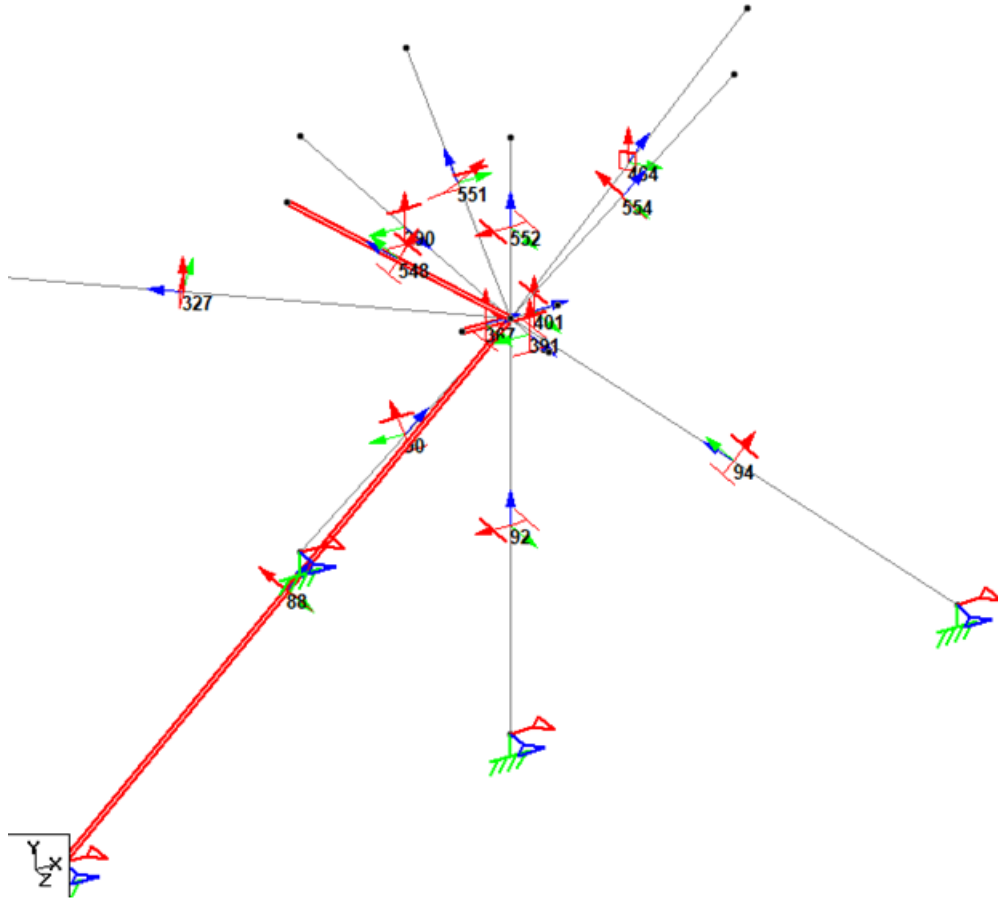


Ilustración 26: Nodo: 1680, Viga: 367

Tabla 44: Equilibrio en nodo 1680 para evaluar Viga 367

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
90	0.00	104.98	120.12
92	64.09	-12.56	6460.70
367	3153.40	-787.53	-1563.96
390	0.12	309.23	-8.64
401	-147.79	-1.88	31.11
551	0.00	294.02	291.61
552	74.36	27.14	-6105.57
327	9.56	7.78	0.00
391	-0.39	22.99	517.34
464	-44.07	35.85	0.00
88	-1059.89	0.00	-986.40
94	-639.15	0.00	594.83
548	-1107.31	0.00	893.23
554	-302.93	0.00	-244.37

- Viga de interés: 390; Nodo:1679, Combinación sísmica dominante: 11571

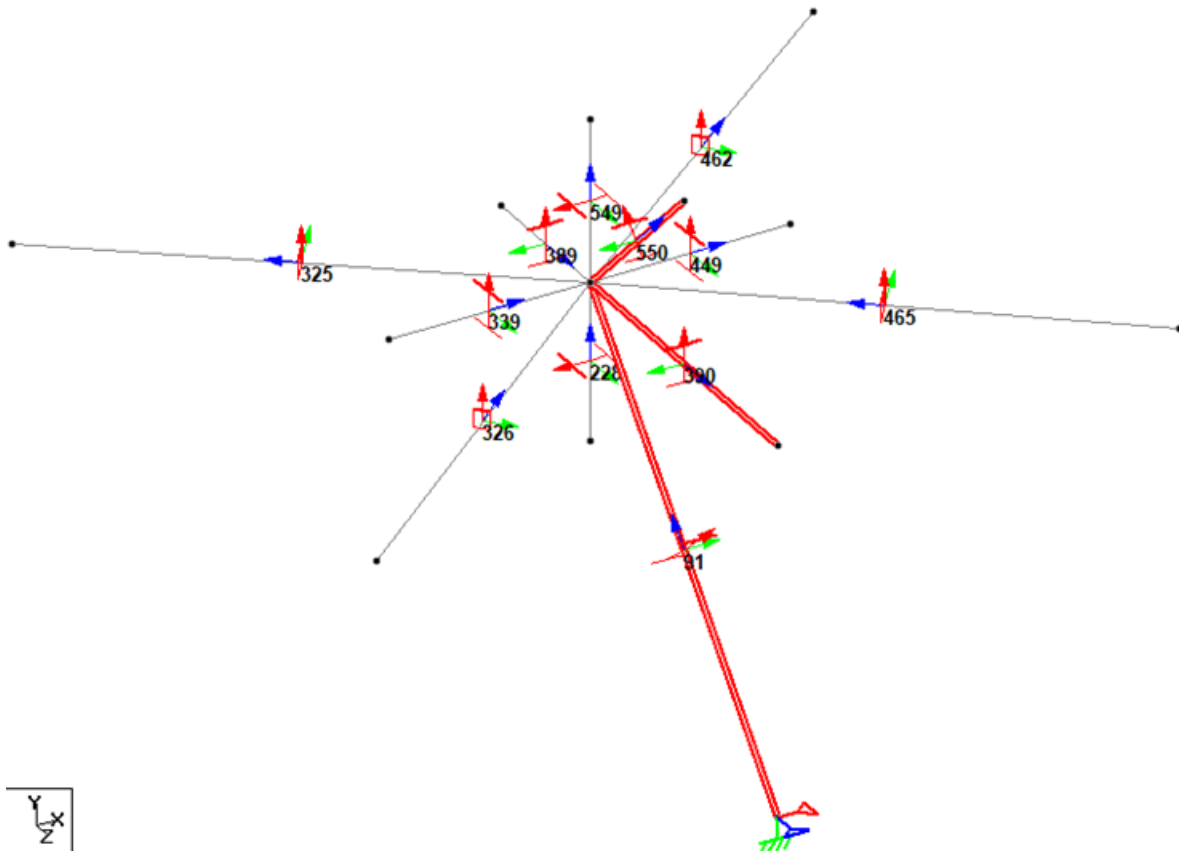


Ilustración 27: Nodo 1679, Viga 390

Tabla 45: Equilibrio en nodo 1679 para evaluar Viga 390

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
91	0.00	1490.74	1705.80
228	31.36	20.82	-3277.31
389	0.04	3.12	-8.85
390	31.37	-370.11	-1322.03
449	-72.53	-1.24	2.77
549	58.38	1.17	4073.11
550	0.00	-1184.90	-1175.18
325	6.49	4.98	0.00
326	-21.34	17.36	0.00
339	-44.90	-2.78	1.69
462	-7.45	5.71	0.00
465	18.60	15.13	0.00

- Viga de interés: 390; Nodo:1680, Combinación sísmica dominante: 11563

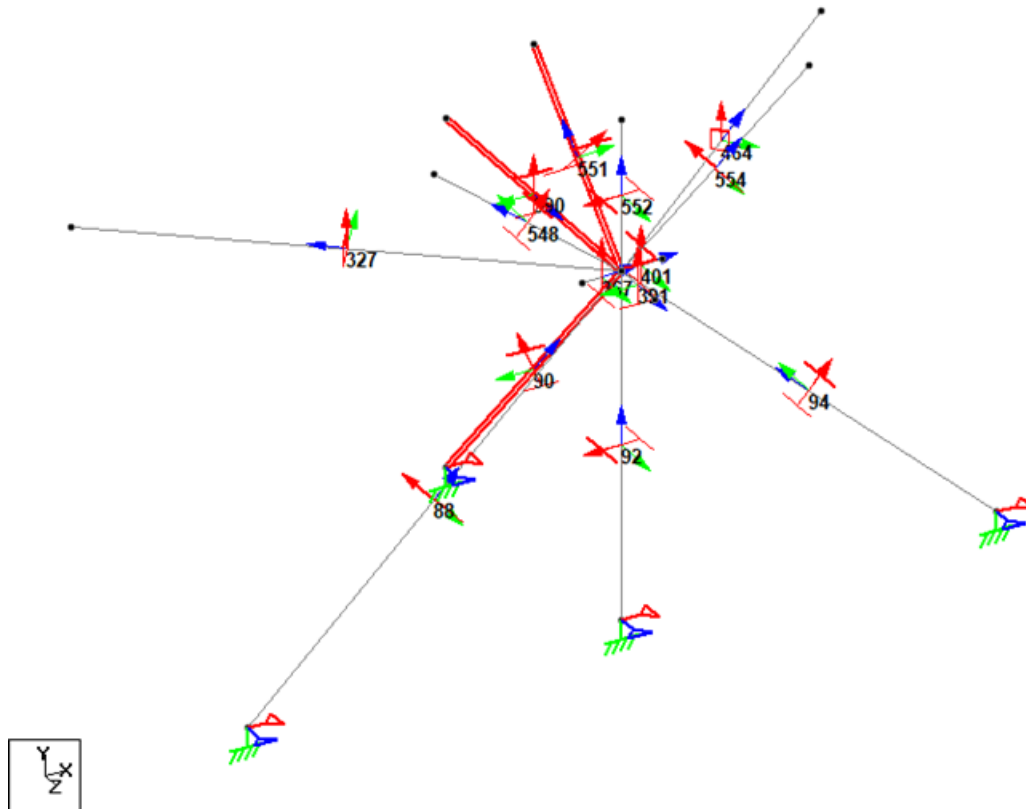


Ilustración 28: Nodo 1680, Viga 390

Tabla 46: Equilibrio en nodo 1680 para evaluar Viga 390

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
90	0.00	-978.60	-1119.77
92	71.29	-19.49	6825.21
367	-101.19	-1.47	-31.00
390	1552.66	2393.73	-14798.35
401	-143.69	-1.81	31.12
551	0.00	-1554.96	1542.21
552	83.53	95.99	6488.90
327	9.56	7.78	0.00
391	-0.39	22.99	517.34
464	-44.07	35.85	0.00
88	-113.88	0.00	-105.99
94	-639.15	0.00	594.83
548	-371.74	0.00	299.87
554	-302.93	0.00	-244.37

- Viga de interés: 401; Nodo:1680, Combinación sísmica dominante: 11563

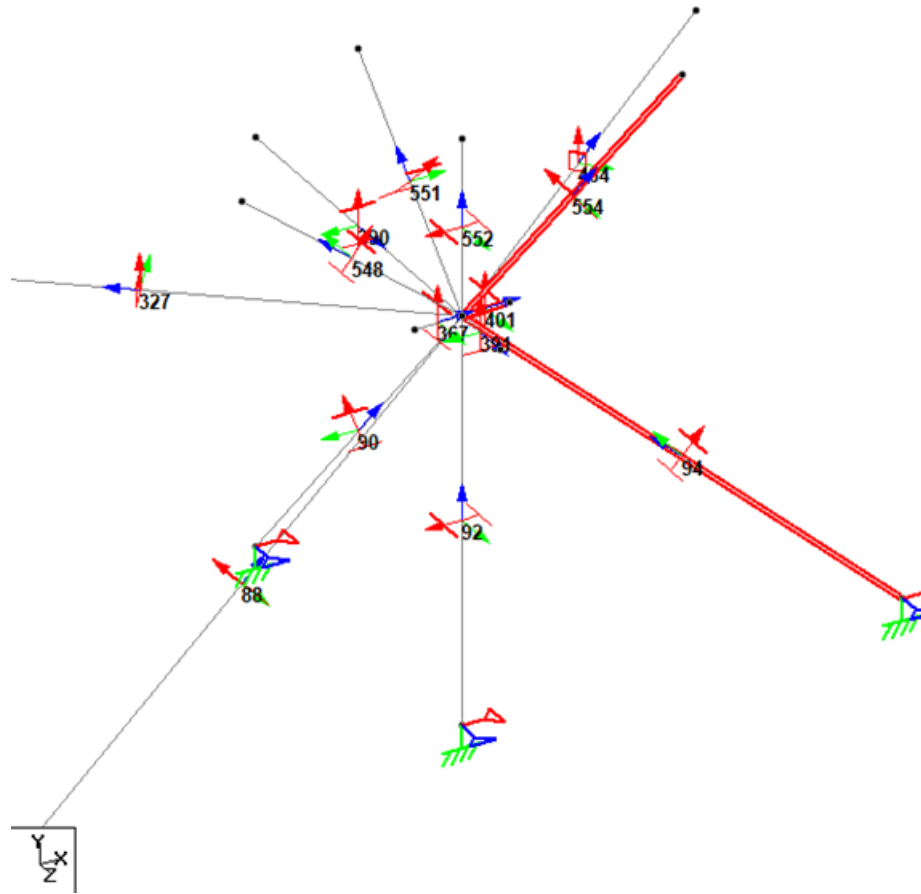


Ilustración 29: Nodo: 1680, Viga: 401

Tabla 47: Equilibrio en nodo 1680 para evaluar Viga 401

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
90	0.00	104.98	120.12
92	64.09	-12.56	6460.70
367	-101.68	-1.44	-31.01
390	0.12	309.23	-8.64
401	2742.51	-787.97	-1671.68
551	0.00	294.02	291.61
552	74.36	27.14	-6105.57
327	9.56	7.78	0.00
391	-0.39	22.99	517.34
464	-44.07	35.85	0.00
88	-113.88	0.00	-105.99
94	-1528.29	0.00	1422.33
548	-371.74	0.00	-299.87
554	-730.59	0.00	-589.34

- Viga de interés: 482; Nodo:2101, Combinación sísmica dominante: 11574

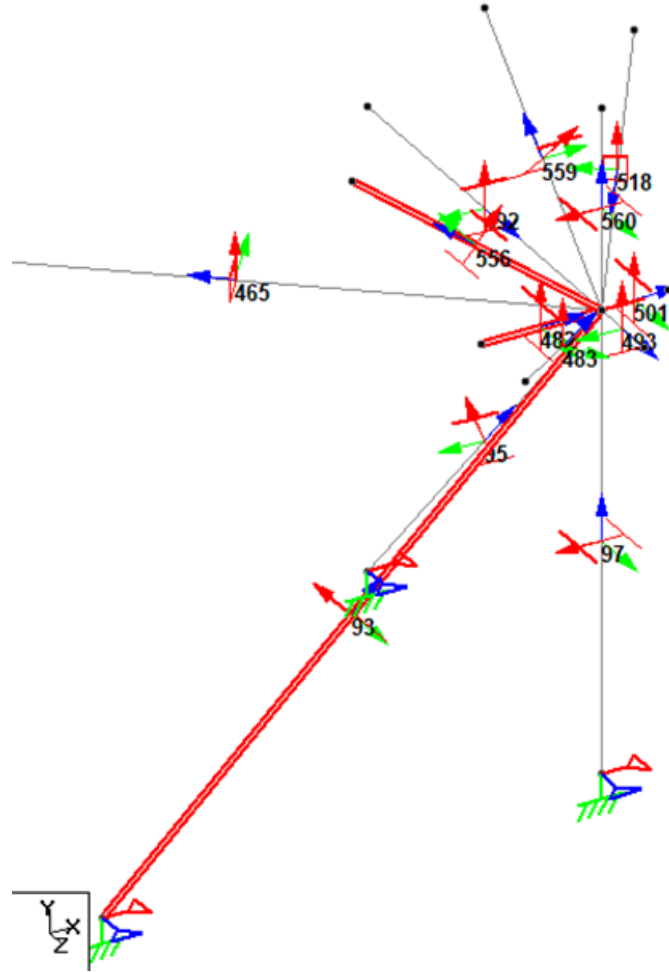


Ilustración 30: Nodo: 2101, Viga: 482

Tabla 48: Equilibrio en nodo 2101 para evaluar Viga 482

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
95	0.00	420.64	481.32
97	3.17	-1.71	-1334.11
482	-2314.70	-131.34	1753.07
492	0.00	-185.07	-3.84
493	1.07	26.89	-275.67
501	-17.26	0.87	25.46
559	0.00	-112.60	-111.68
560	63.96	8.46	1362.42
93	1121.46	0.00	-904.64
465	36.38	29.59	0.00
483	6.10	-4.55	0.00
518	33.56	-51.17	0.00
556	1066.26	0.00	-992.33

- Viga de interés: 492; Nodo:2100, Combinación sísmica dominante: 11571

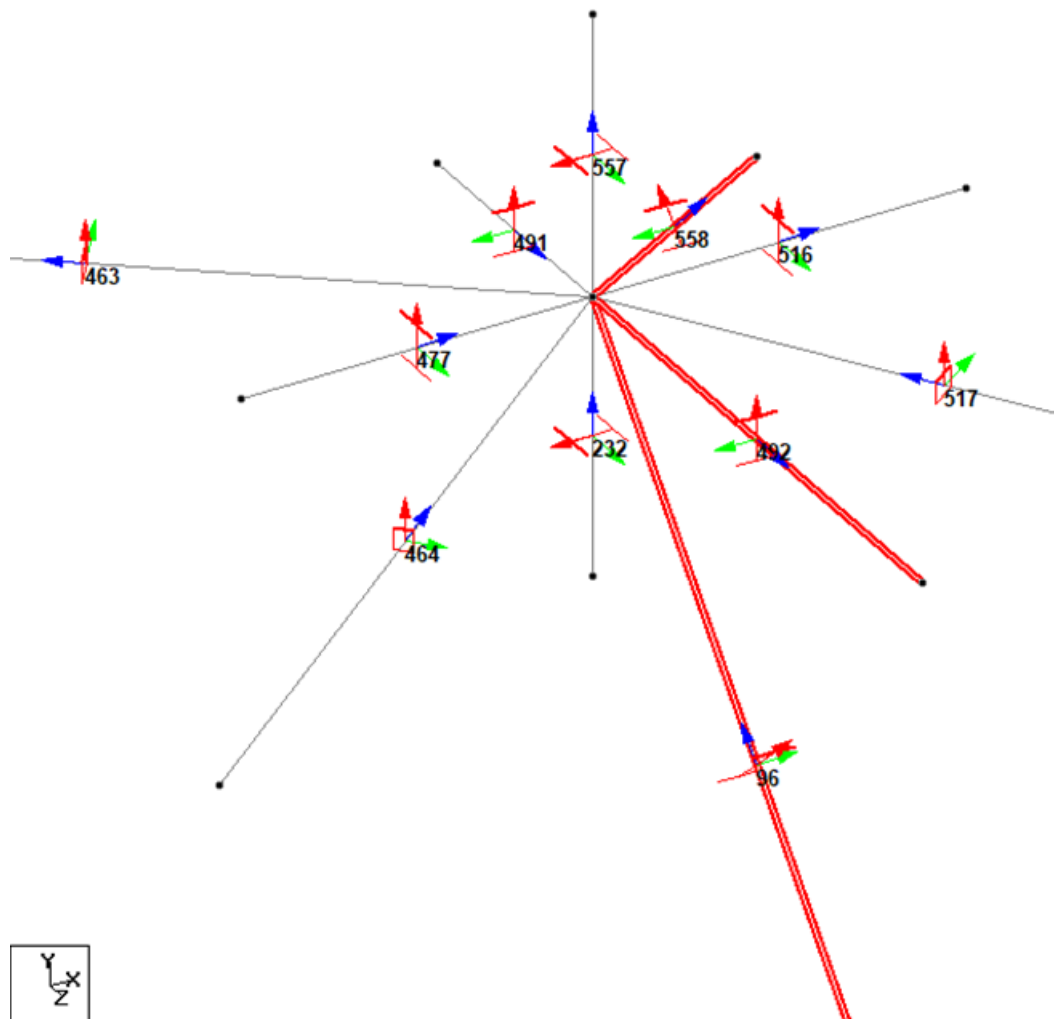


Ilustración 31: Nodo: 2100, Viga: 492

Tabla 49: Equilibrio en nodo 2100 para evaluar Viga 492

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
96	0.00	-1088.25	1245.25
232	33.44	803.30	2.57
477	16.51	1.24	-2.77
491	0.04	10.34	-3.62
492	-75.60	877.83	-1881.84
516	-12.57	0.00	1.49
557	57.63	-5.59	1307.59
558	0.00	-674.19	-668.66
463	-6.94	-5.32	0.00
464	-42.57	34.62	0.00
517	30.06	46.03	0.00

- Viga de interés: 492; Nodo:2101, Combinación sísmica dominante: 11574

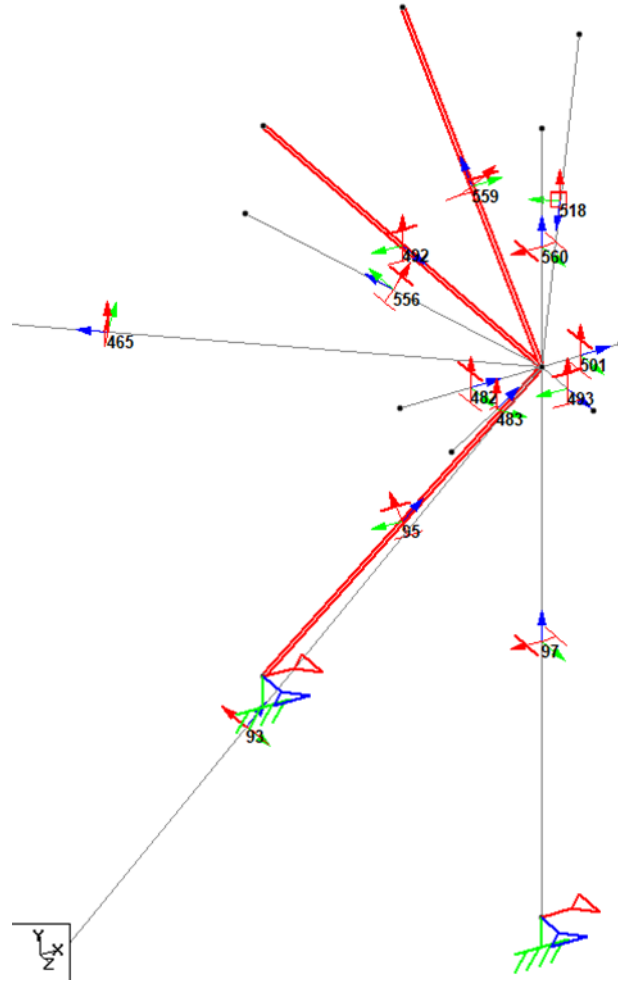


Ilustración 32: Nodo: 2101, Viga: 492

Tabla 50: Equilibrio en nodo 2101 para evaluar Viga 492

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
95	0.00	1123.08	1285.10
97	3.17	-1.71	-1334.11
482	-93.77	-0.51	-29.10
492	-282.95	-456.76	-1050.55
493	1.07	26.89	-275.67
501	-17.26	0.87	25.46
559	0.00	-674.19	-668.66
560	63.96	8.46	1362.42
93	67.13	0.00	855.05
465	36.38	29.59	0.00
483	6.10	-4.55	0.00
518	33.56	-51.17	0.00
556	182.61	0.00	-169.95

- Viga de interés: 1208; Nodo:2268, Combinación sísmica dominante: 11606

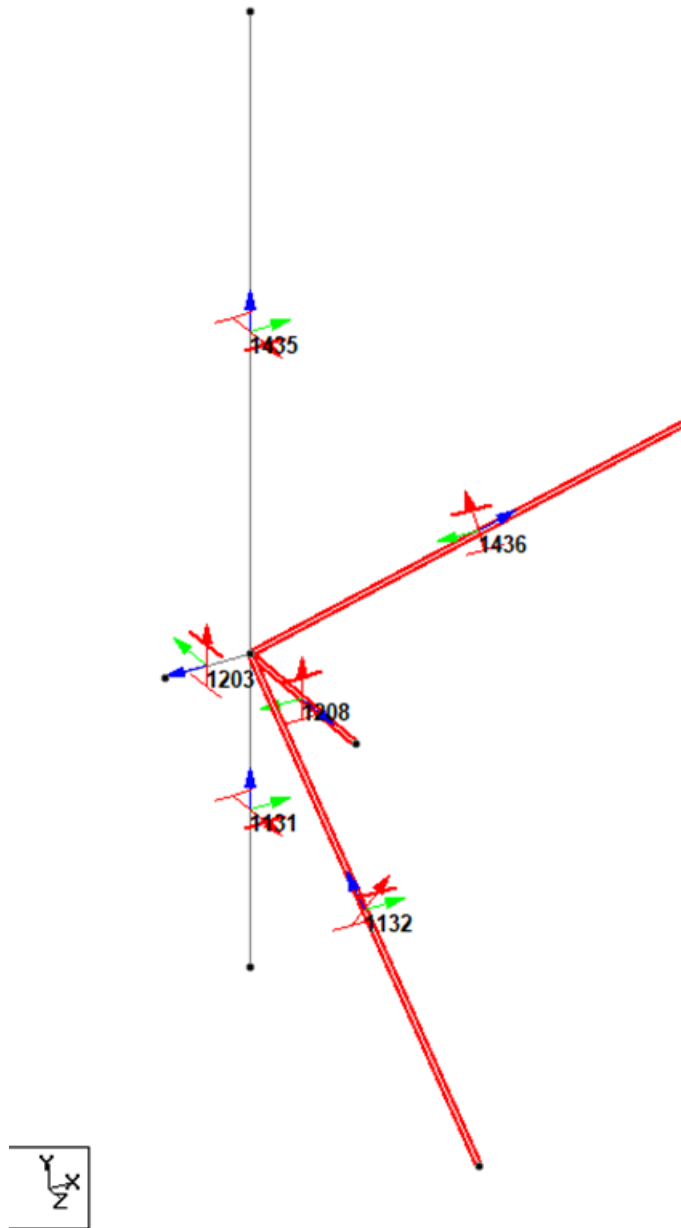


Ilustración 33: Nodo: 2268, Viga: 1208

Tabla 51: Equilibrio en nodo 2268 para evaluar Viga 1208

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1131	-2.43	1.14	162.88
1132	0.00	463.17	-366.59
1203	-2.77	0.09	22.59
1208	4.49	-597.23	0.53
1435	0.71	-0.02	73.51
1436	0.00	132.85	107.09

- Viga de interés: 1212; Nodo:2267, Combinación sísmica dominante: 11575

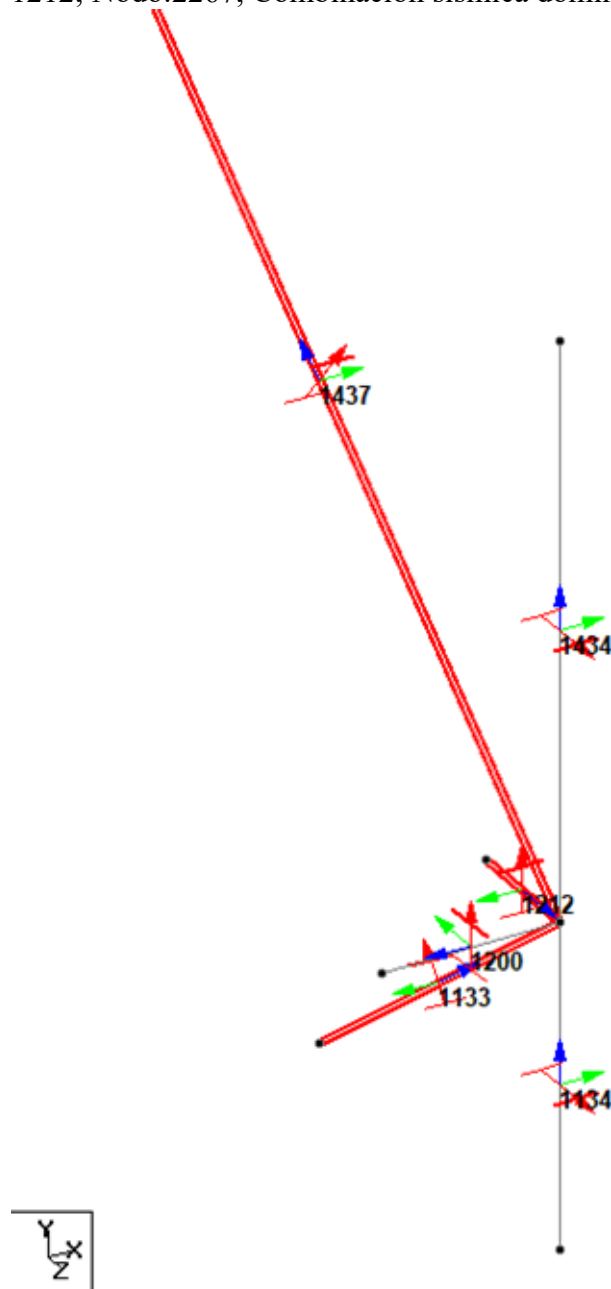


Ilustración 34: Nodo: 2267, Viga: 1212

Tabla 52: Equilibrio en nodo 2267 para evaluar Viga 1212

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1133	0.00	-463.17	-366.59
1134	-1.26	-15.57	436.58
1200	-2.93	-0.17	21.00
1212	4.06	580.69	-546.05
1434	0.14	31.16	347.90
1437	0.00	-132.95	107.16

- Viga de interés: 1217; Nodo:1223, Combinación sísmica dominante: 11571

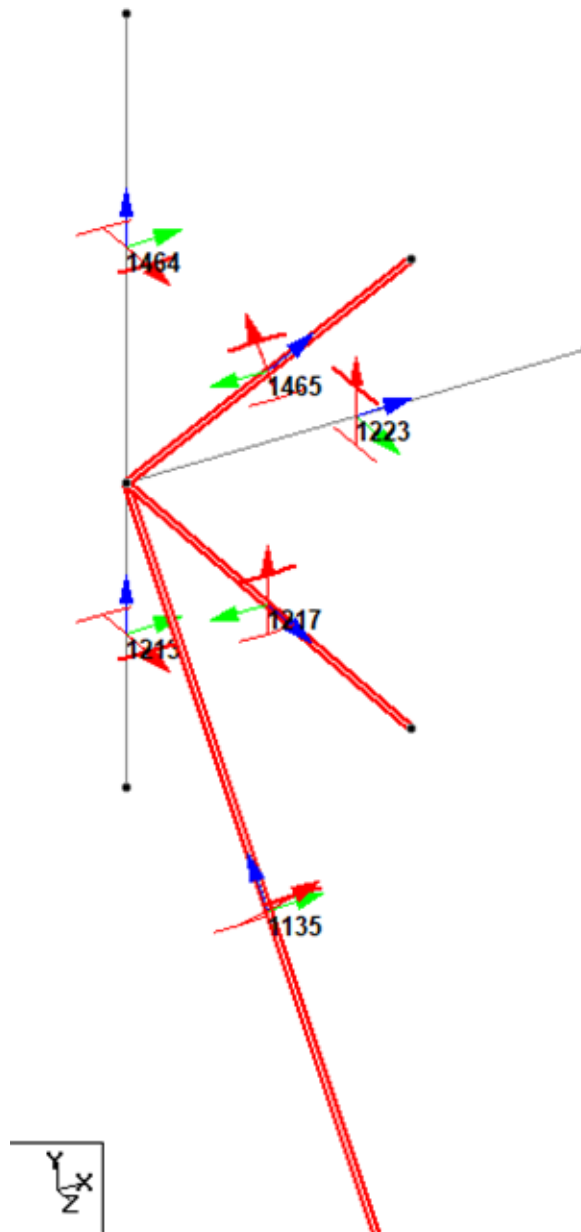


Ilustración 35: Nodo: 1223, Viga: 1217

Tabla 53: Equilibrio en nodo 1223 para evaluar Viga 1217

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1135	0.00	-94.16	117.00
1213	-0.74	0.03	-52.49
1217	0.60	518.06	328.03
1223	-0.06	0.00	1.06
1464	0.20	-0.03	10.14
1465	0.00	-423.90	-403.75

- Viga de interés: 1219; Nodo:1226, Combinación sísmica dominante: 11578

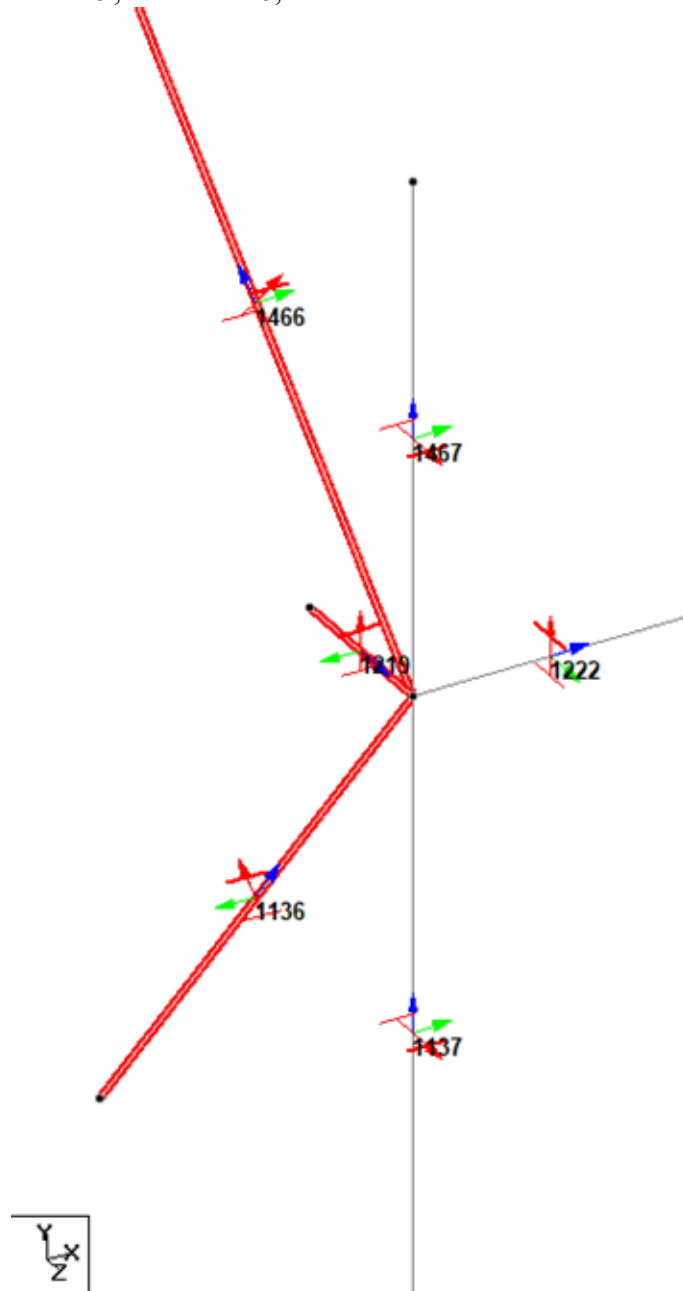


Ilustración 36: Nodo: 1226, Viga: 1219

Tabla 54: Equilibrio en nodo 1226 para evaluar Viga 1219

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1136	0.00	128.83	160.09
1137	4.76	-6.01	236.94
1219	-6.22	-570.57	-282.14
1222	6.05	0.01	3.67
1466	0.00	423.90	-403.75
1467	-4.60	23.84	285.19

- Viga de interés: 1584; Nodo:1294, Combinación sísmica dominante: 11586

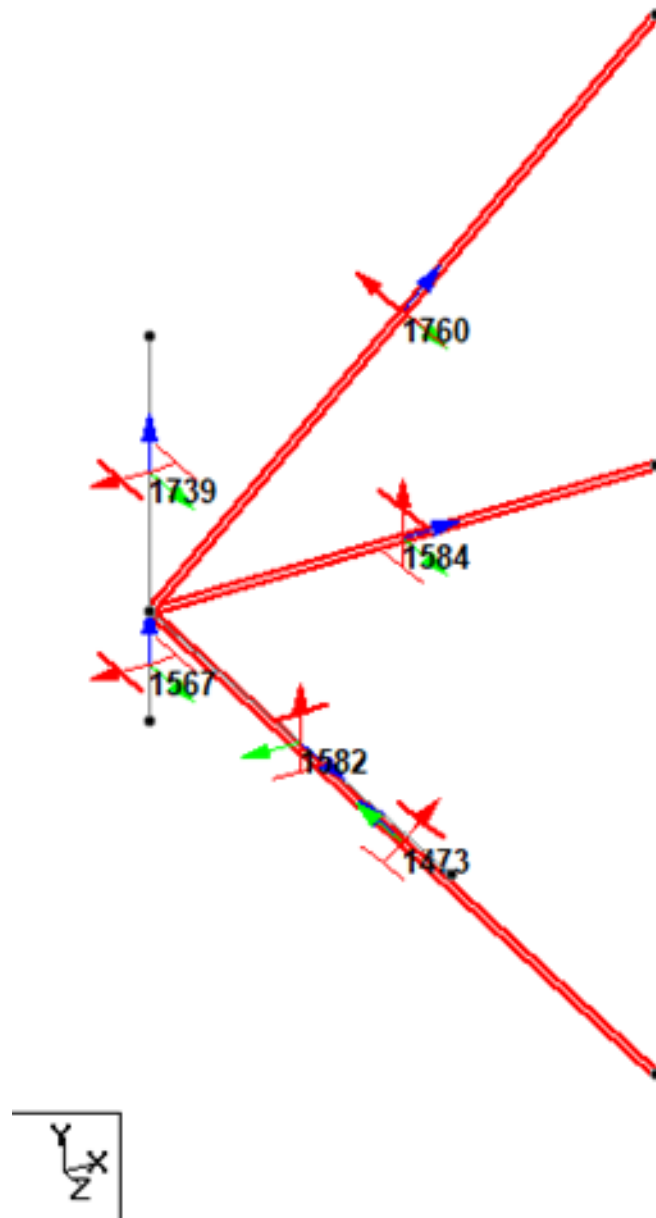


Ilustración 37: Nodo: 1294, Viga: 1584

Tabla 55: Equilibrio en nodo 1294 para evaluar Viga 1584

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1473	1040.117	0.000	-1202.304
1567	-27.610	-6.411	757.832
1582	0.910	-12.524	0.519
1584	-1257.492	13.201	-72.154
1739	17.669	5.734	313.646
1760	226.407	0.000	202.461

- Viga de interés: 1584; Nodo:1415, Combinación sísmica dominante: 11570

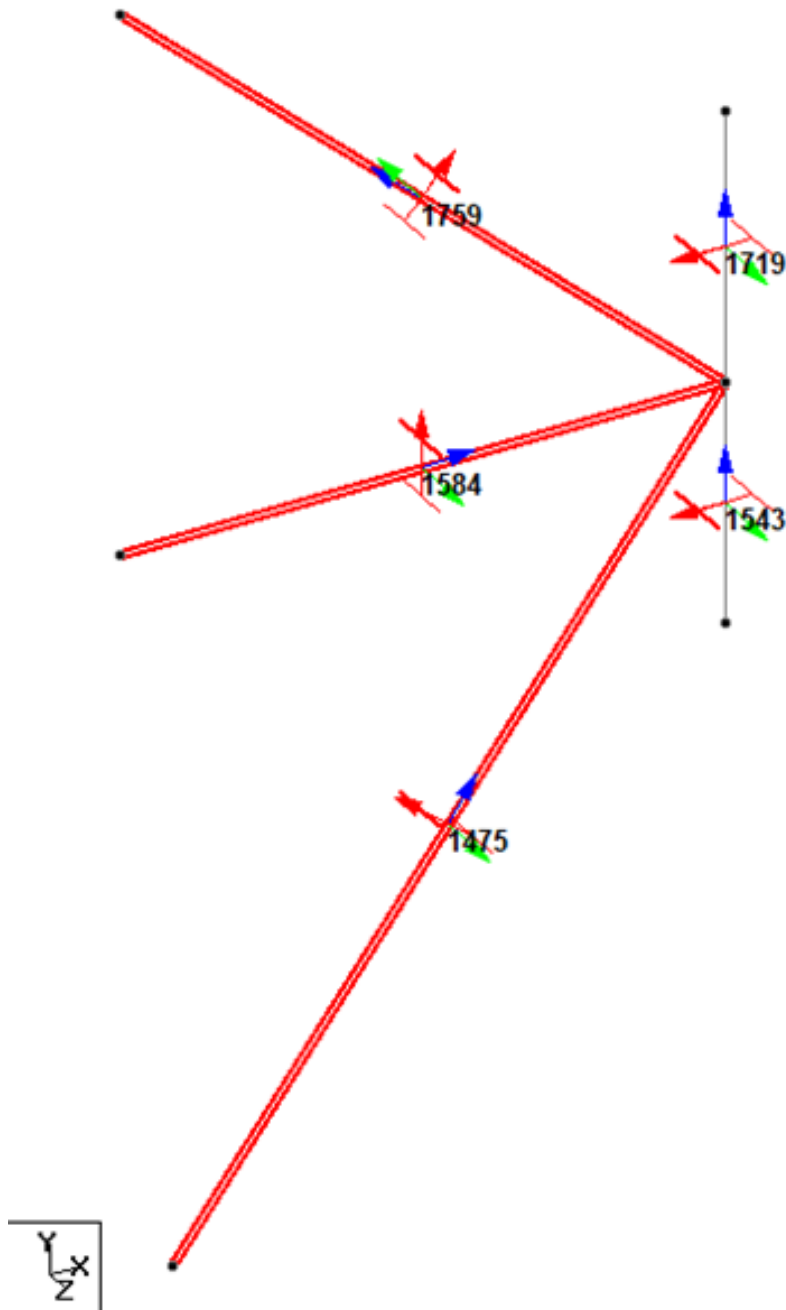


Tabla 56: Equilibrio en nodo 1415 para evaluar Viga 1584

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1475	836.22	0.00	1096.69
1543	-11.22	9.76	-73.29
1584	-1289.02	-13.01	-829.88
1719	24.84	3.25	199.21
1759	439.18	0.00	-392.73

- Viga de interés: 1585; Nodo:1295, Combinación sísmica dominante: 11591

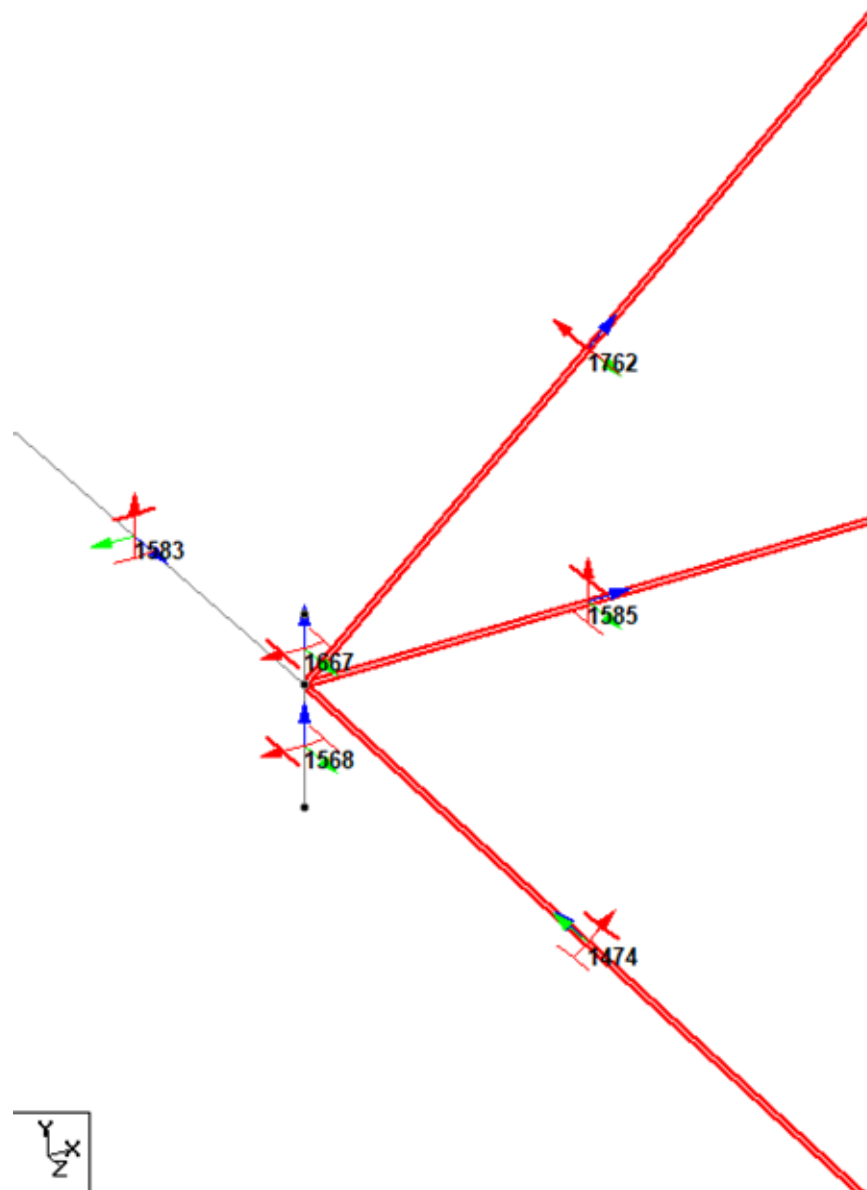


Ilustración 38: Nodo: 1295, Viga: 1585

Tabla 57: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1474	1040.12	0.00	-1248.49
1568	-18.33	-191.78	799.33
1583	-0.28	-12.02	-0.53
1585	-1257.11	406.95	-119.99
1667	22.86	-203.15	379.44
1762	212.74	0.00	190.24

- Viga de interés: 1585; Nodo:1420, Combinación sísmica dominante: 11567

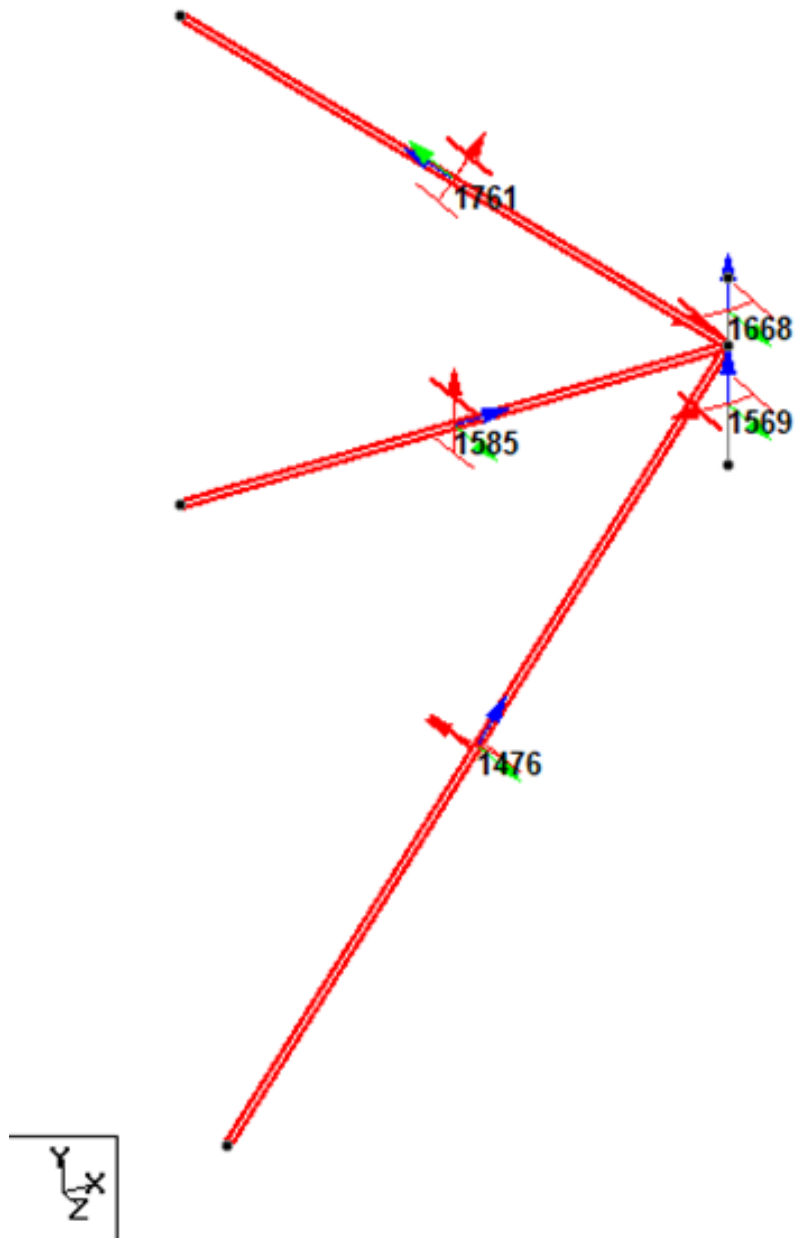


Ilustración 39: Nodo: 1420, Viga: 1585

Tabla 58: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1476	877.84	0.00	1138.33
1569	-14.91	-109.12	-173.01
1585	-1325.13	278.66	-710.68
1668	23.02	-169.54	138.09
1761	439.18	0.00	-392.73

- Viga de interés: 1614; Nodo:2034, Combinación sísmica dominante: 11566

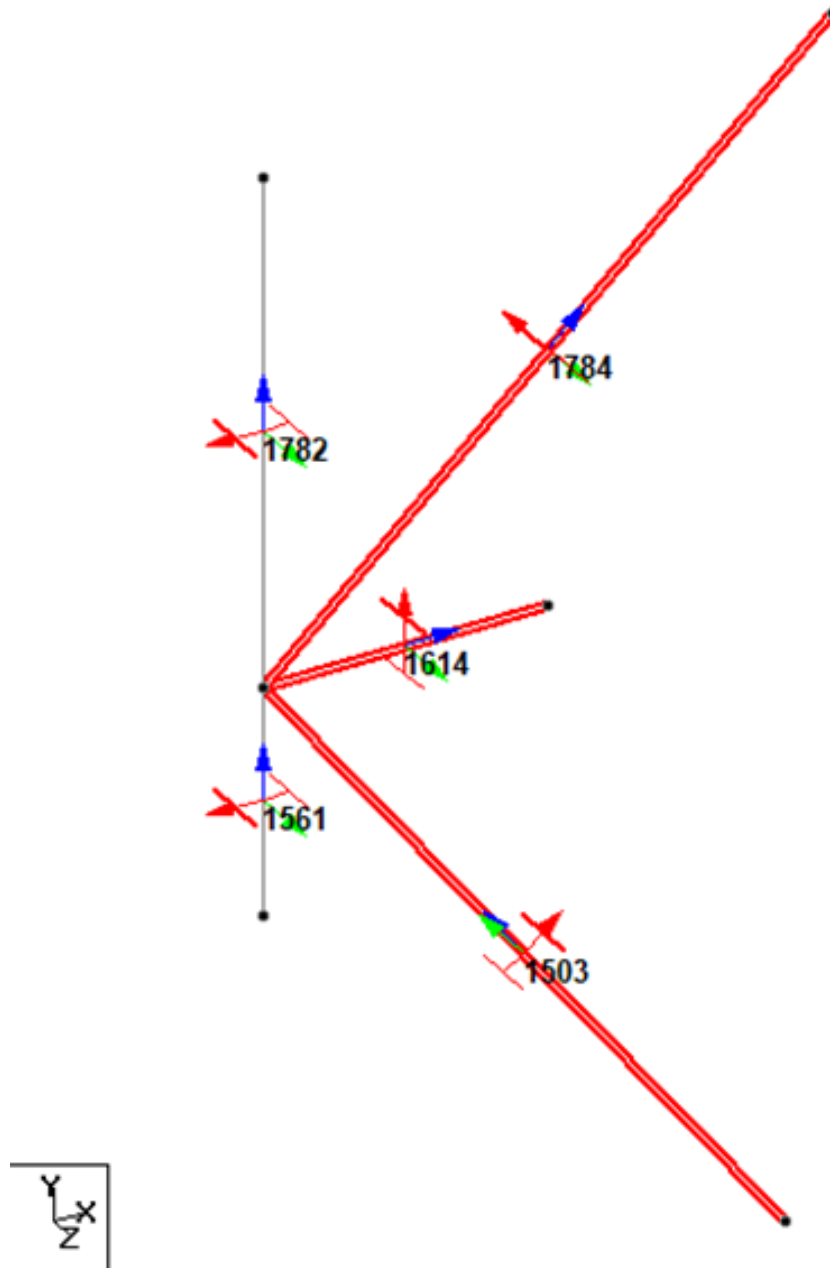


Ilustración 40: Nodo: 2034, Viga: 1614

Tabla 59: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1503	-979.84	0.00	1285.04
1561	0.73	-8.46	-150.33
1614	1419.00	7.78	-558.69
1782	-0.72	0.69	-183.29
1784	-439.18	0.00	-392.73

- Viga de interés: 1617; Nodo:2039, Combinación sísmica dominante: 11563

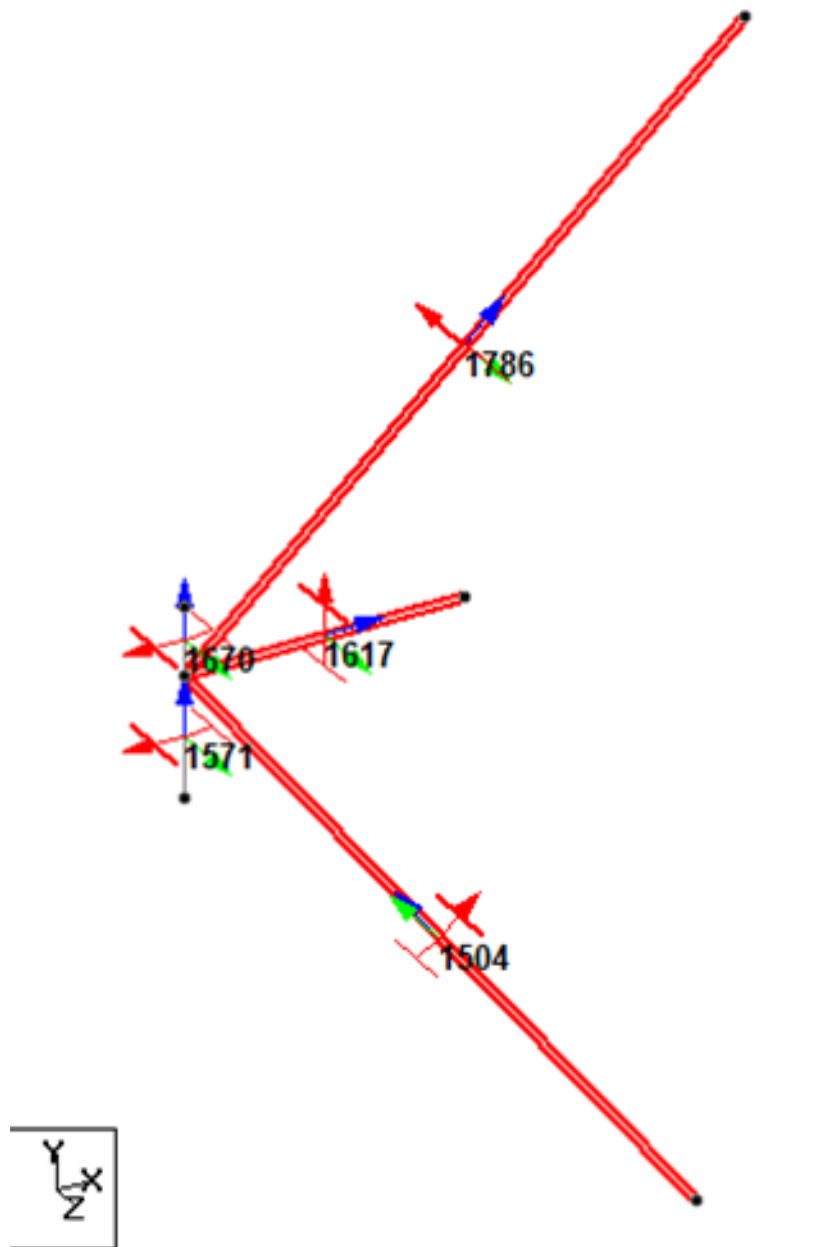


Ilustración 41: Nodo: 2039, Viga: 1617

Tabla 60: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1504	-981.88	0.00	1287.72
1571	6.88	-87.74	-236.53
1617	1412.79	310.66	-485.22
1670	1.39	-222.92	-173.24
1786	-439.18	0.00	-392.73

- Viga de interés: 1627; Nodo:2133, Combinación sísmica dominante: 11566

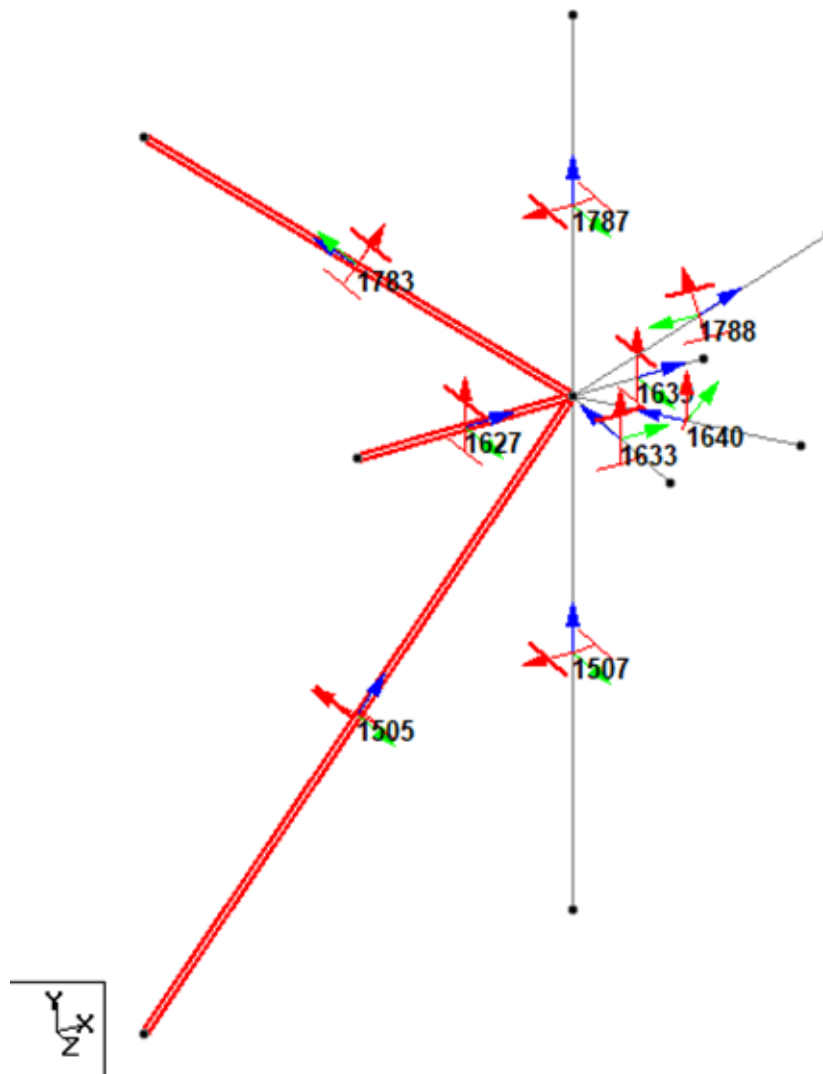


Ilustración 42: Nodo: 2133, Viga: 1627

Tabla 61: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1505	-1040.12	0.00	-1248.49
1507	-47.22	-5.02	805.11
1627	202.63	-29.33	-513.16
1633	4.70	-13.65	-5.48
1639	-30.76	0.42	9.15
1640	23.02	30.19	0.00
1783	-187.71	0.00	167.86
1787	-11.88	1.25	332.00
1788	0.00	11.13	9.63

- Viga de interés: 1630; Nodo:2135, Combinación sísmica dominante: 11587

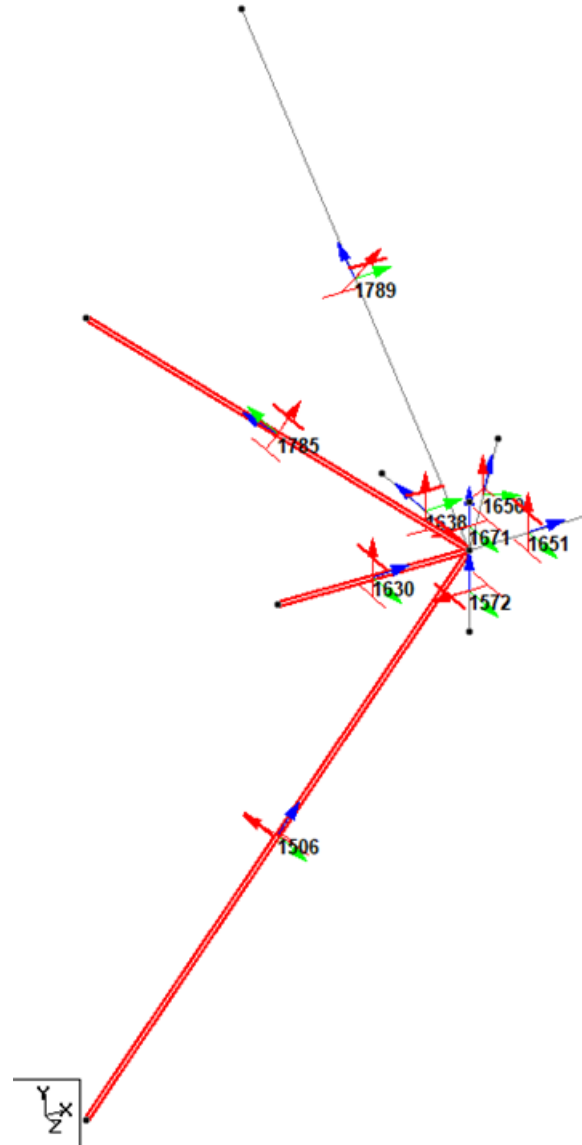


Ilustración 43: Nodo: 2135. Viga: 1630

Tabla 62: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1506	-1040.12	0.00	-1282.69
1572	30.76	-195.98	849.58
1630	1262.86	391.95	-195.39
1638	-3.51	33.87	7.27
1650	-19.15	25.11	0.00
1651	-22.48	-0.03	10.63
1671	-12.91	-198.26	326.98
1785	-195.45	0.00	234.61
1789	0.00	-56.67	49.01

- Viga de interés: 1665; Nodo:2260, Combinación sísmica dominante: 11575

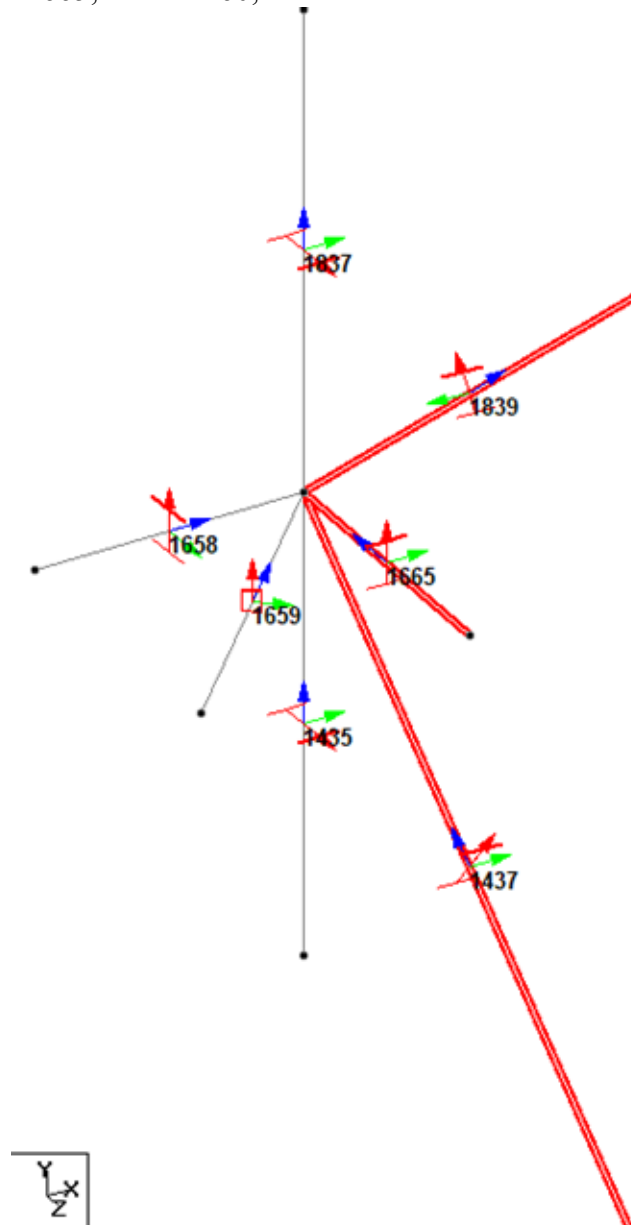


Ilustración 44: Nodo: 2260, Viga: 1665

Tabla 63: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1435	0.08	-0.31	-49.28
1437	0.00	-132.95	107.16
1658	-0.99	-0.06	-4.41
1659	1.19	-1.28	0.00
1665	-0.24	347.42	125.99
1837	-0.04	0.08	-0.45
1839	0.00	-212.90	-179.01

- Viga de interés: 1666; Nodo:2262, Combinación sísmica dominante: 11591

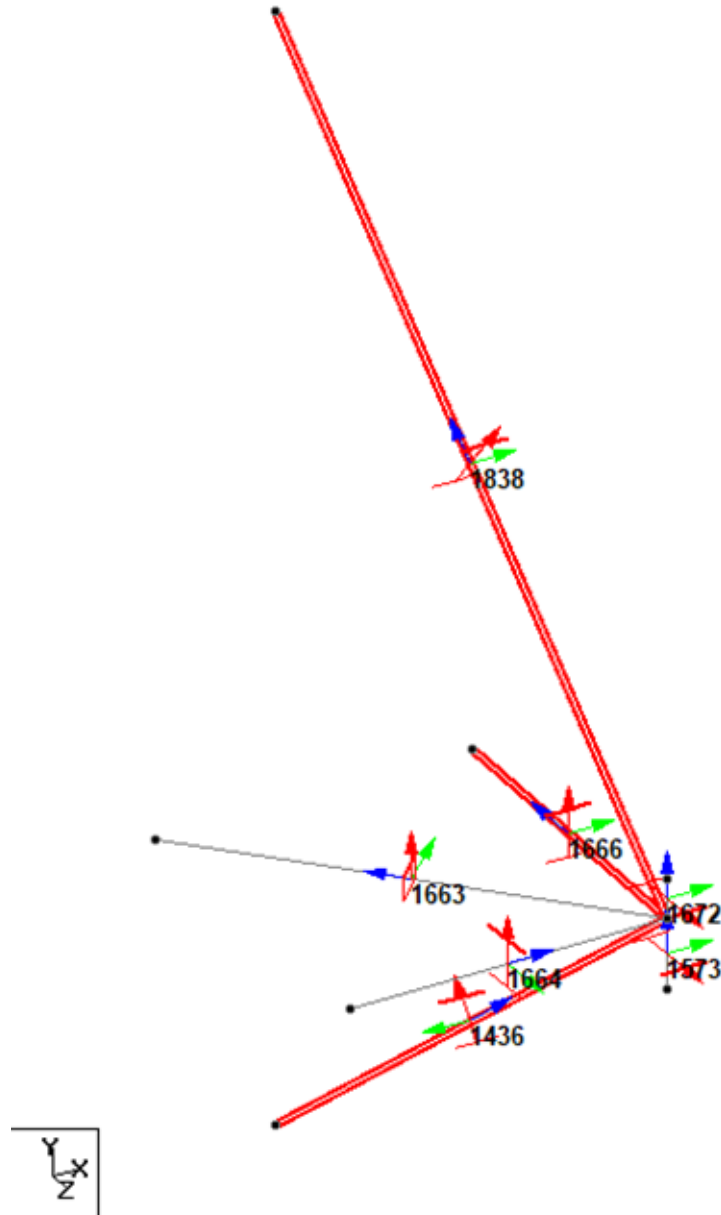


Ilustración 45: Nodo: 2262, Viga: 1666

Tabla 64: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1436	0.00	-220.04	-177.37
1573	0.19	-205.80	95.24
1663	-10.50	-11.24	0.00
1664	-5.89	-0.01	-5.11
1666	11.64	598.62	-15.68
1672	4.57	-225.37	49.23
1838	0.00	63.85	53.69

- Viga de interés: 1801; Nodo:1233, Combinación sísmica dominante: 11602

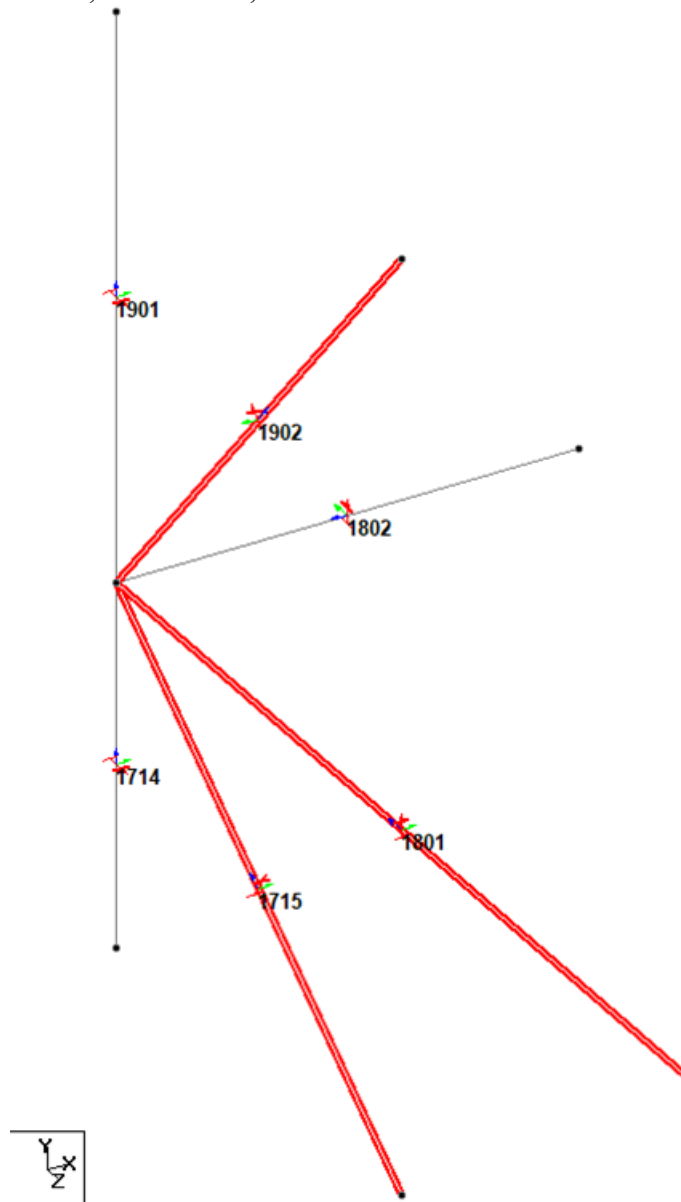


Ilustración 46: Nodo 1233, Viga 1801

Tabla 65: Equilibrio en nodo 1233 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1714	0.65	-0.28	12.61
1715	0.00	-104.77	142.02
1801	-1.09	-461.08	327.92
1802	0.46	0.00	-5.39
1901	-0.03	-0.04	14.10
1902	0.00	566.16	-491.27

- Viga de interés: 1801; Nodo:1234, Combinación sísmica dominante: 11571

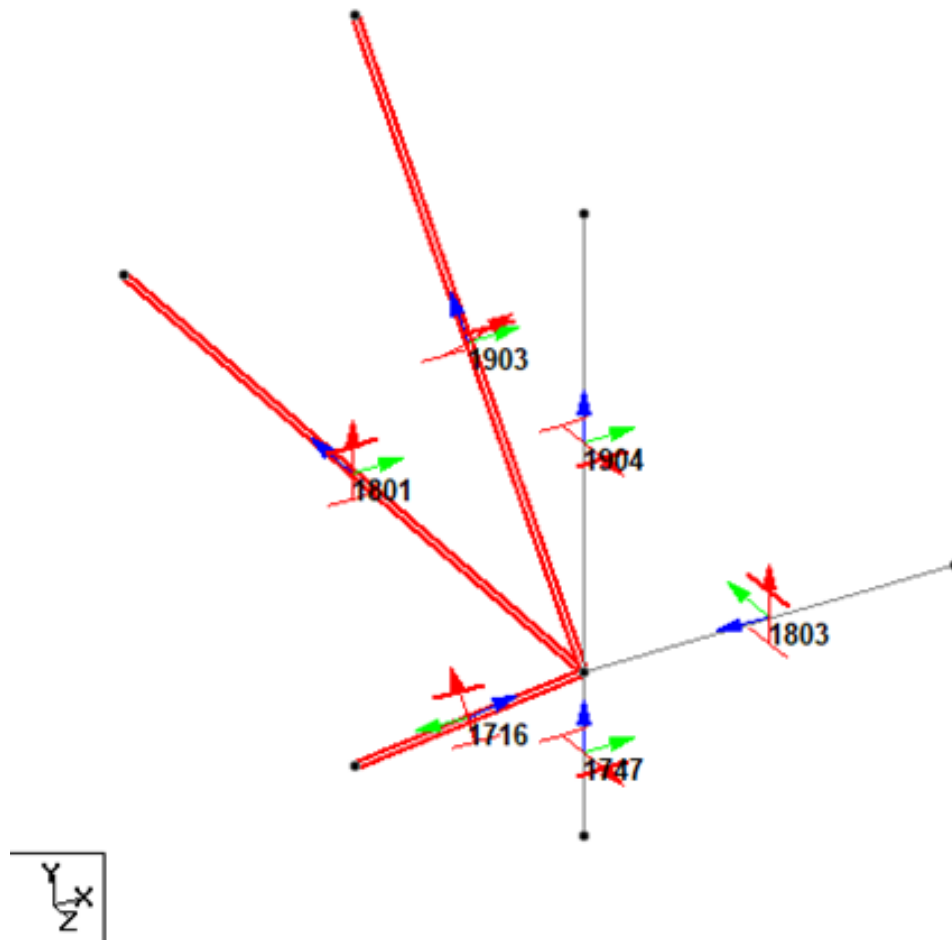


Ilustración 47: Nodo:1234, Viga:1801

Tabla 66: Equilibrio en nodo 1234 para evaluar Viga 1801

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1716	0.00	-298.85	-220.46
1747	4.97	92.78	82.48
1801	1.41	238.65	97.53
1803	-5.96	0.03	-12.64
1903	0.00	-29.84	34.39
1904	-0.41	-2.77	18.71

- Viga de interés: 1842; Nodo:1298, Combinación sísmica dominante: 11586

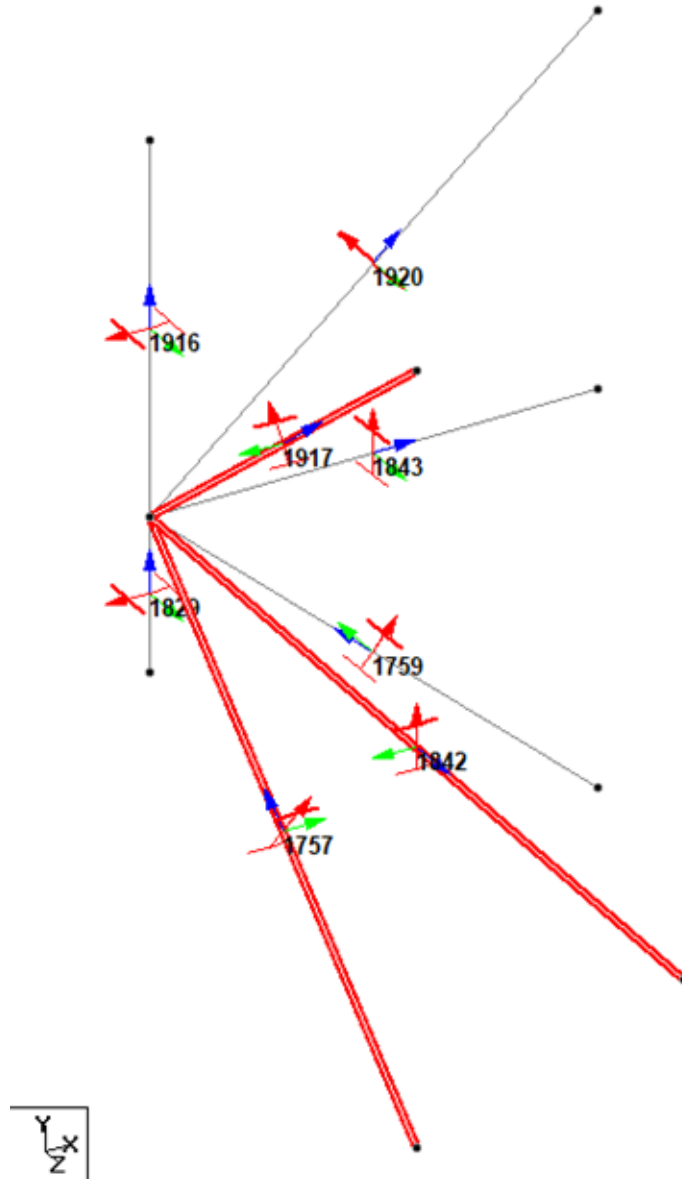


Ilustración 48: Nodo: 1298, Viga: 1842

Tabla 67: Equilibrio en nodo 1298 para evaluar Viga 1842

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1757	0.00	-188.24	162.87
1759	118.85	0.00	-106.28
1829	17.31	5.56	306.21
1842	-271.22	484.93	-327.85
1843	16.05	0.00	1.30
1916	-2.41	-2.43	106.09
1917	0.00	-299.82	-244.87
1920	121.42	0.00	102.53

- Viga de interés: 1842; Nodo:1299, Combinación sísmica dominante: 11591

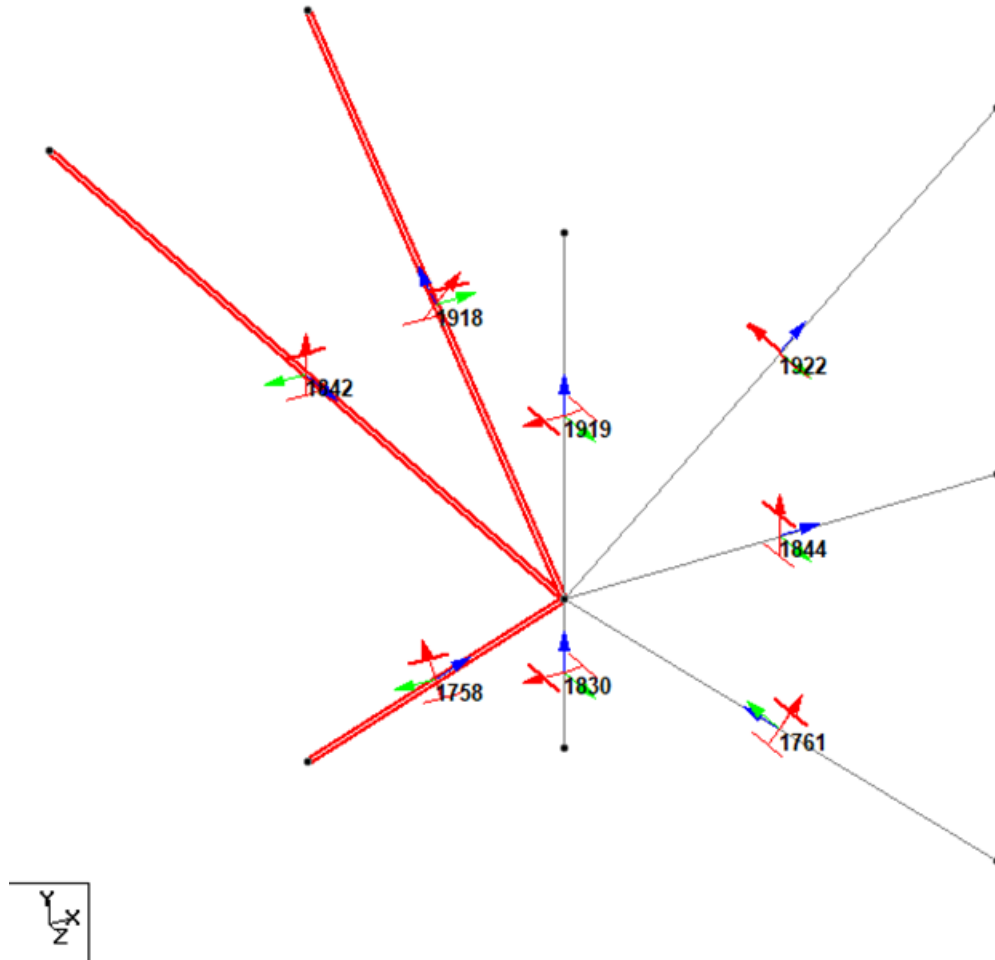


Ilustración 49: Nodo: 1299, Viga: 1842

Tabla 68: Equilibrio en nodo 1299 para evaluar Viga 1842

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1758	0.00	-154.18	133.35
1761	123.45	0.00	-110.40
1830	11.35	48.94	291.41
1842	-265.46	-189.26	-267.09
1844	16.78	0.00	1.30
1918	0.00	299.82	-244.87
1919	-1.13	-5.32	96.67
1922	115.00	0.00	99.63

- Viga de interés: 1843; Nodo:1298, Combinación sísmica dominante: 11586

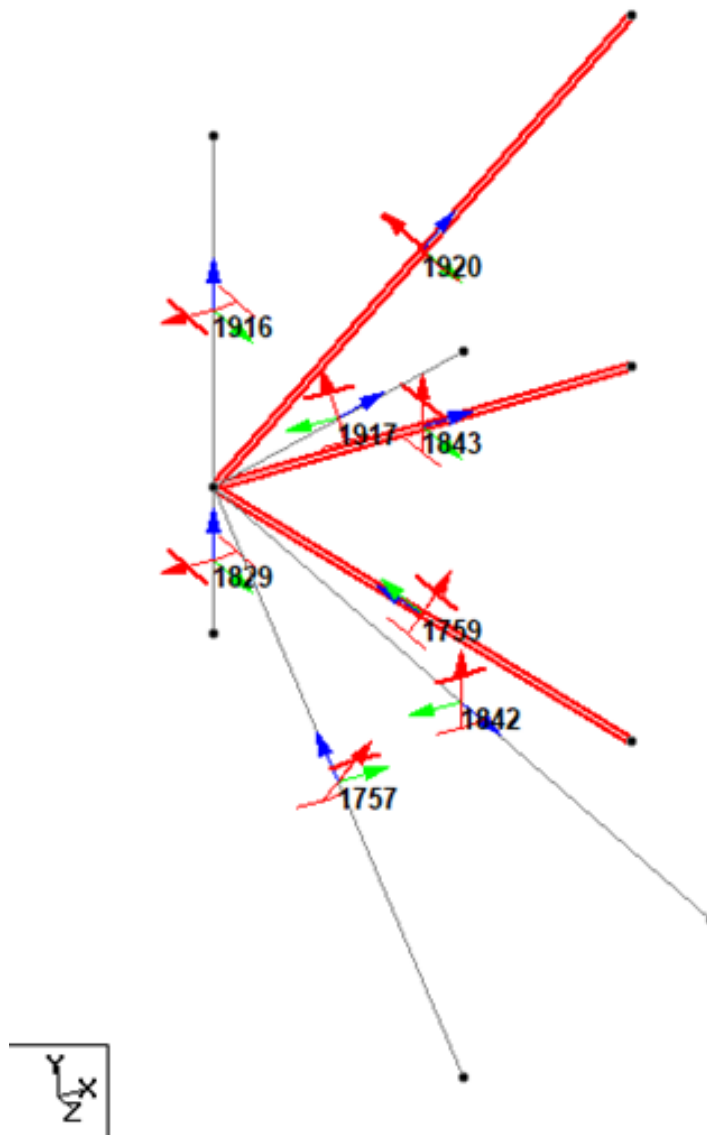


Ilustración 50: Nodo: 1298, Viga: 1843

Tabla 69: Equilibrio en nodo 1298 para evaluar Viga 1843

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1757	0.00	-45.08	39.00
1759	439.18	0.00	-392.73
1829	17.31	5.56	306.21
1842	0.00	-66.03	1.86
1843	-608.09	80.34	-213.06
1916	-2.41	-2.43	106.09
1917	0.00	27.64	22.58
1920	154.01	0.00	130.05

- Viga de interés: 1843; Nodo:3001, Combinación sísmica dominante: 11591

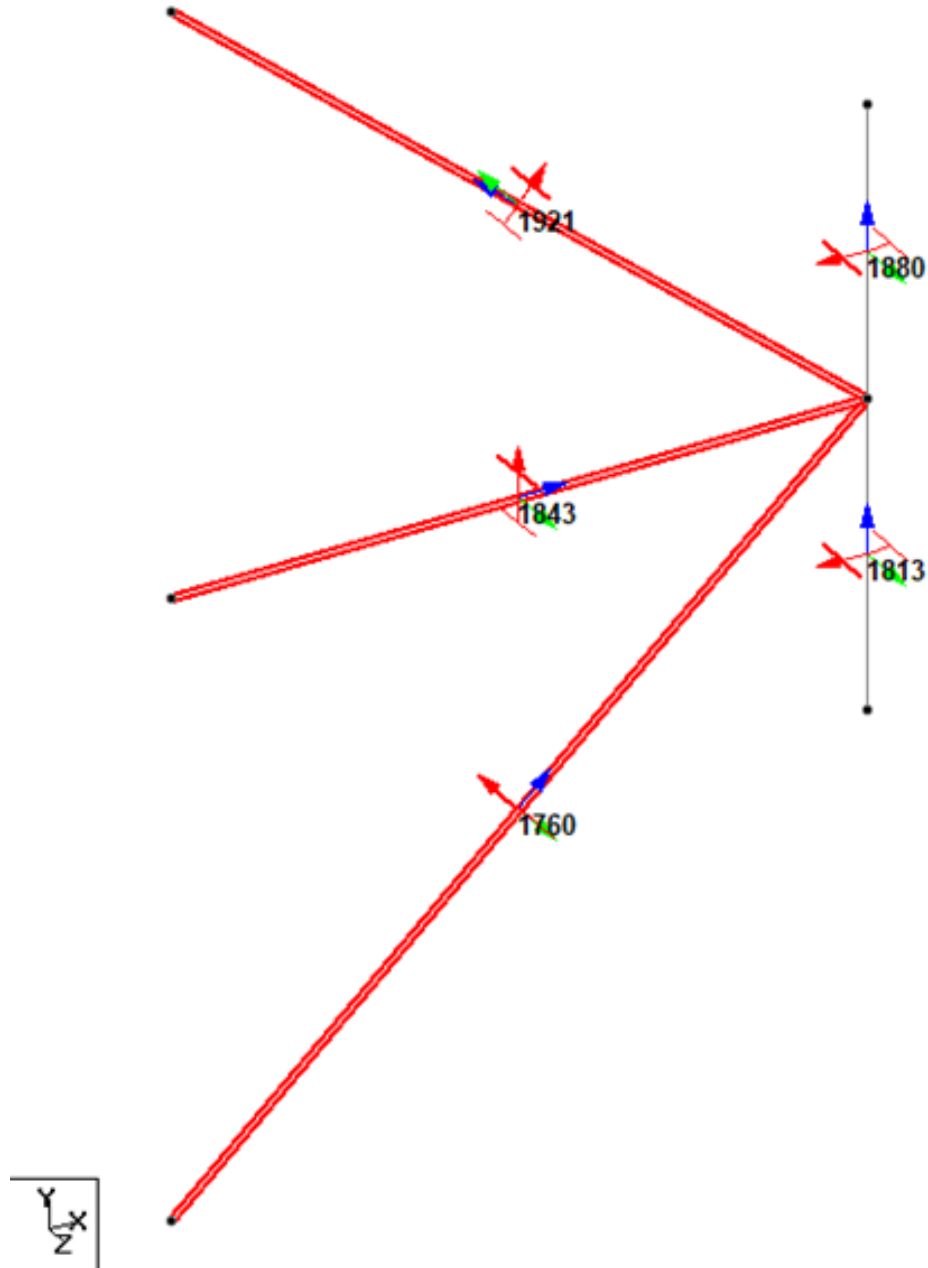


Ilustración 51: Nodo: 3001, Viga: 1843

Tabla 70: Equilibrio en nodo 3001 para evaluar Viga 1843

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1760	226.41	0.00	202.46
1813	-6.48	-1.91	41.21
1843	-671.55	7.38	68.48
1880	-0.23	-5.47	69.40
1921	451.85	0.00	-381.55

- Viga de interés: 1844; Nodo:1299, Combinación sísmica dominante: 11591

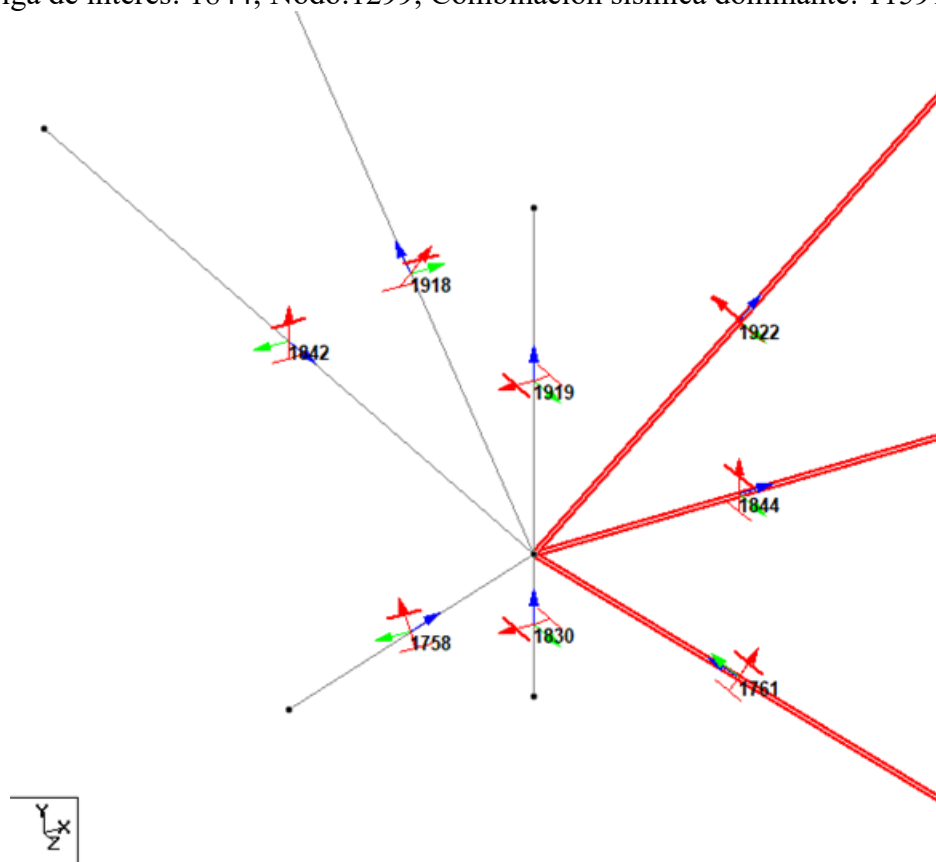


Ilustración 52: Nodo: 1299, Viga: 1844

Tabla 71: Equilibrio en nodo 1299 para evaluar Viga 1844

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1758	0.00	15.19	-13.14
1761	439.18	0.00	-392.73
1830	14.82	47.78	351.53
1842	0.00	-63.68	-1.86
1844	-613.13	29.88	-204.82
1918	0.00	-23.00	18.78
1919	-1.68	-6.18	102.92
1922	160.81	0.00	139.31

- Viga de interés: 1844; Nodo:3006, Combinación sísmica dominante: 11583

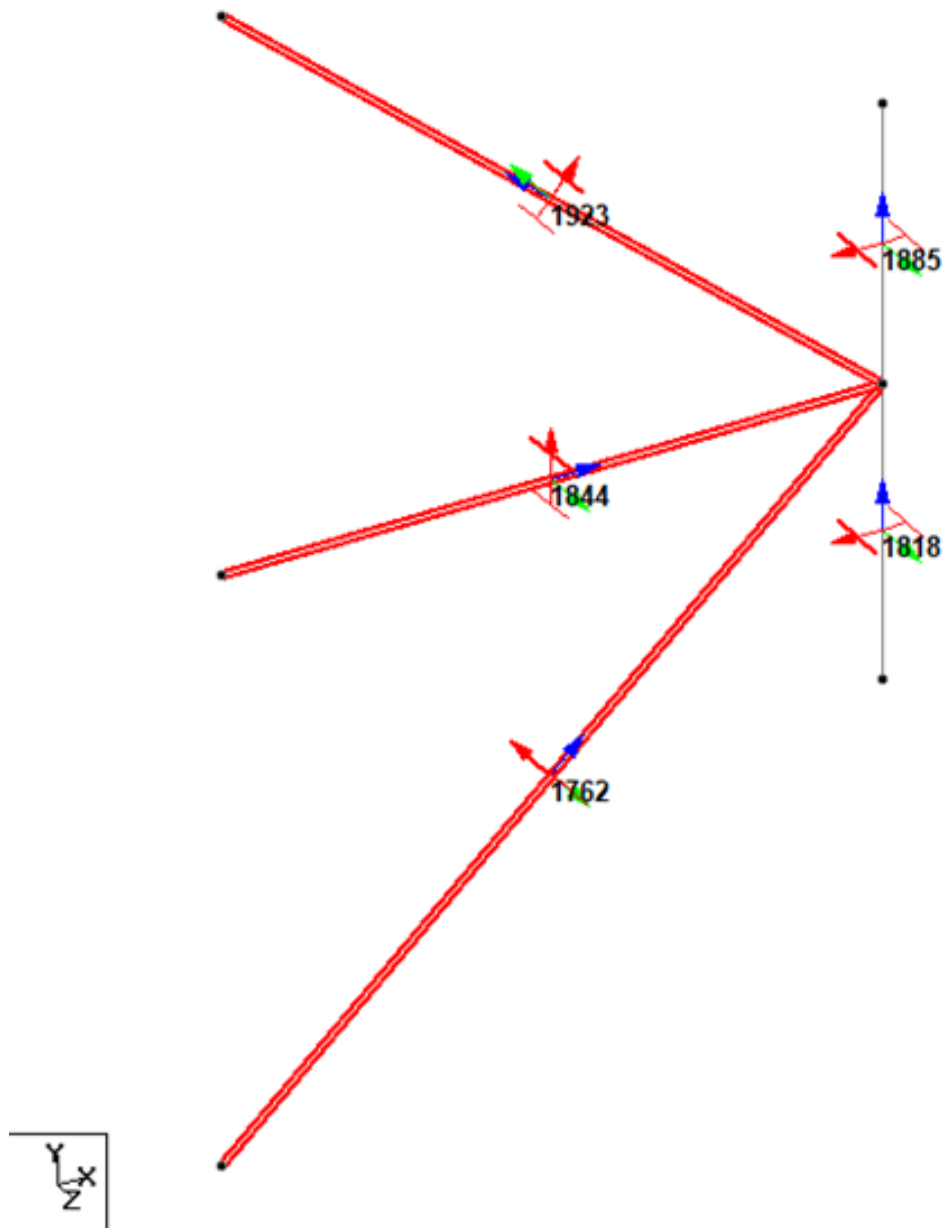


Ilustración 53: Nodo: 3006, Viga: 1844

Tabla 72: Equilibrio en nodo 3006 para evaluar Viga 1844

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1762	212.74	0.00	190.24
1818	-7.80	-0.19	14.89
1844	-656.43	-3.13	114.93
1885	-0.35	3.32	61.48
1923	451.85	0.00	-381.55

- Viga de interés: 1867; Nodo:2050, Combinación sísmica dominante: 11590

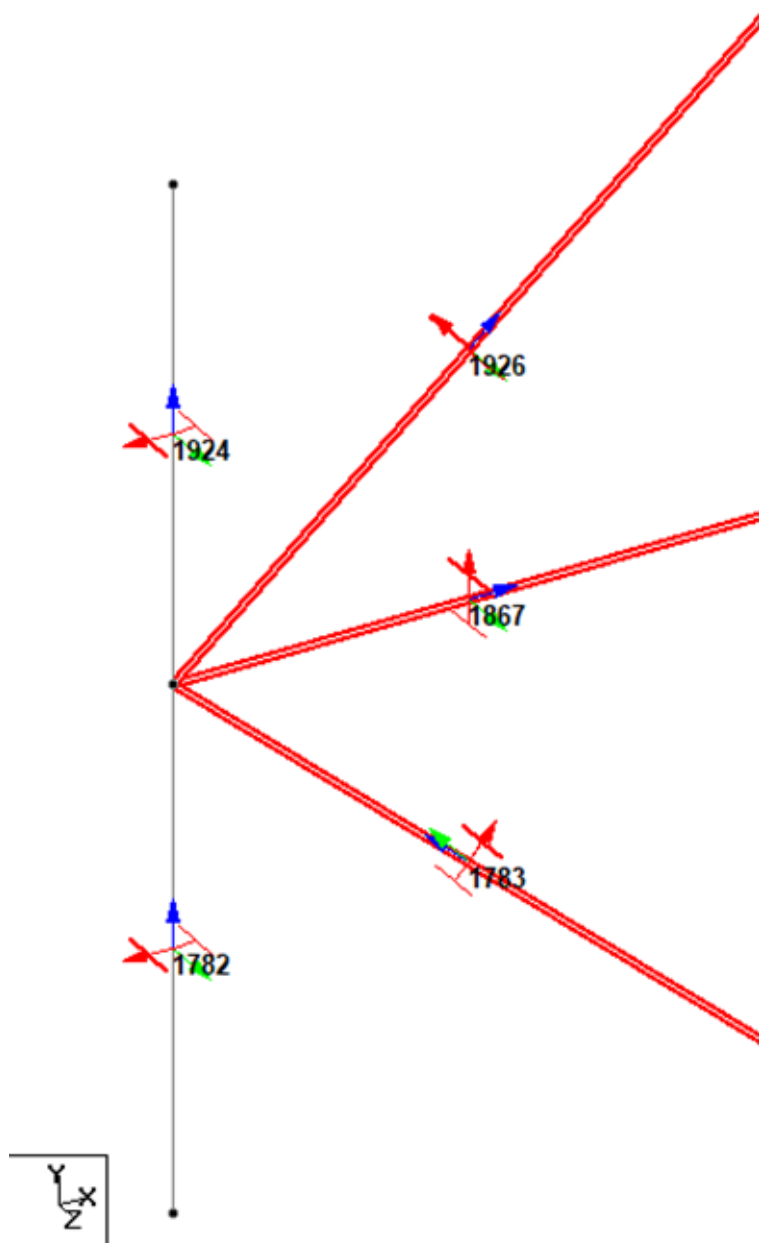


Ilustración 54: Nodo: 2050, Viga: 1867

Tabla 73: Equilibrio en nodo 2050 para evaluar Viga 1867

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1782	0.92	0.87	-197.25
1783	192.58	0.00	172.21
1867	-629.77	-0.94	393.99
1924	-4.17	0.06	2.96
1926	440.44	0.00	-371.91

- Viga de interés: 1867; Nodo:2146, Combinación sísmica dominante: 11590

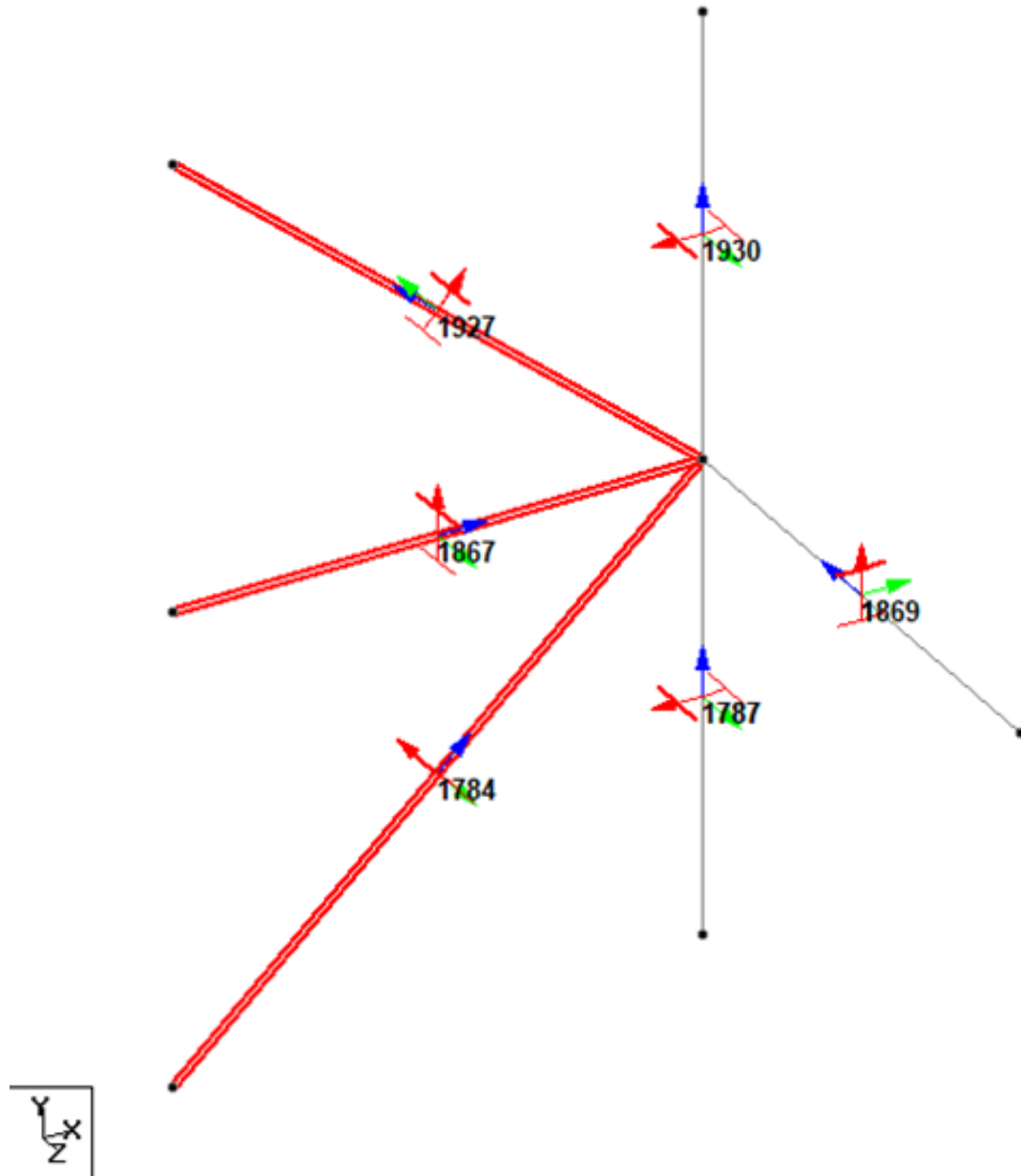


Ilustración 55: Nodo: 2146, Viga: 1867

Tabla 74: Equilibrio en nodo 2146 para evaluar Viga 1867

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1784	450.55	0.00	-380.45
1787	-9.37	1.21	341.84
1867	-625.68	-166.66	-83.84
1869	0.23	0.59	-2.00
1927	183.33	163.94	0.00
1930	0.94	0.92	124.44

- Viga de interés: 1868; Nodo:2051, Combinación sísmica dominante: 11587

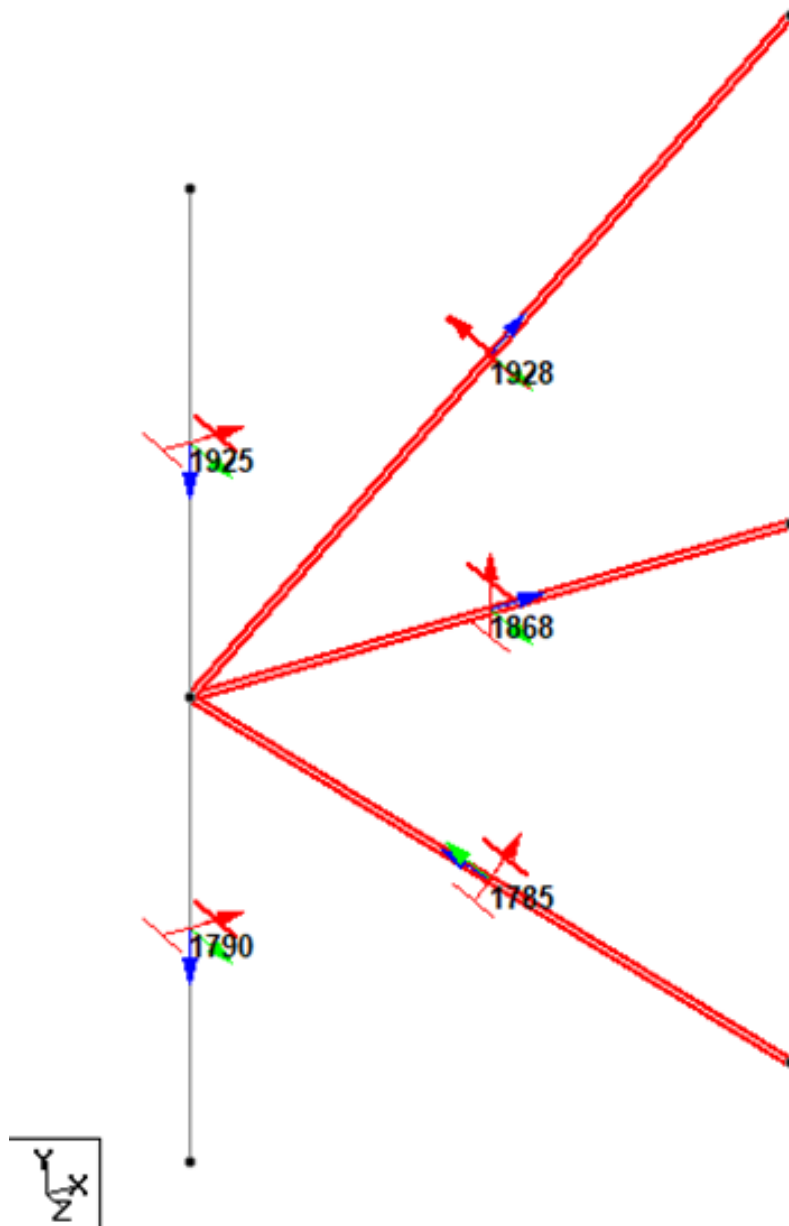


Ilustración 56: Nodo: 2051, Viga:1868

Tabla 75: Equilibrio en nodo 2051 para evaluar Viga 1868

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1785	195.45	0.00	-174.78
1790	-4.55	-3.02	193.39
1868	504.69	6.90	358.08
1925	4.59	-3.88	4.86
1928	-700.18	0.00	-381.55

- Viga de interés: 1868; Nodo:2147, Combinación sísmica dominante: 11587

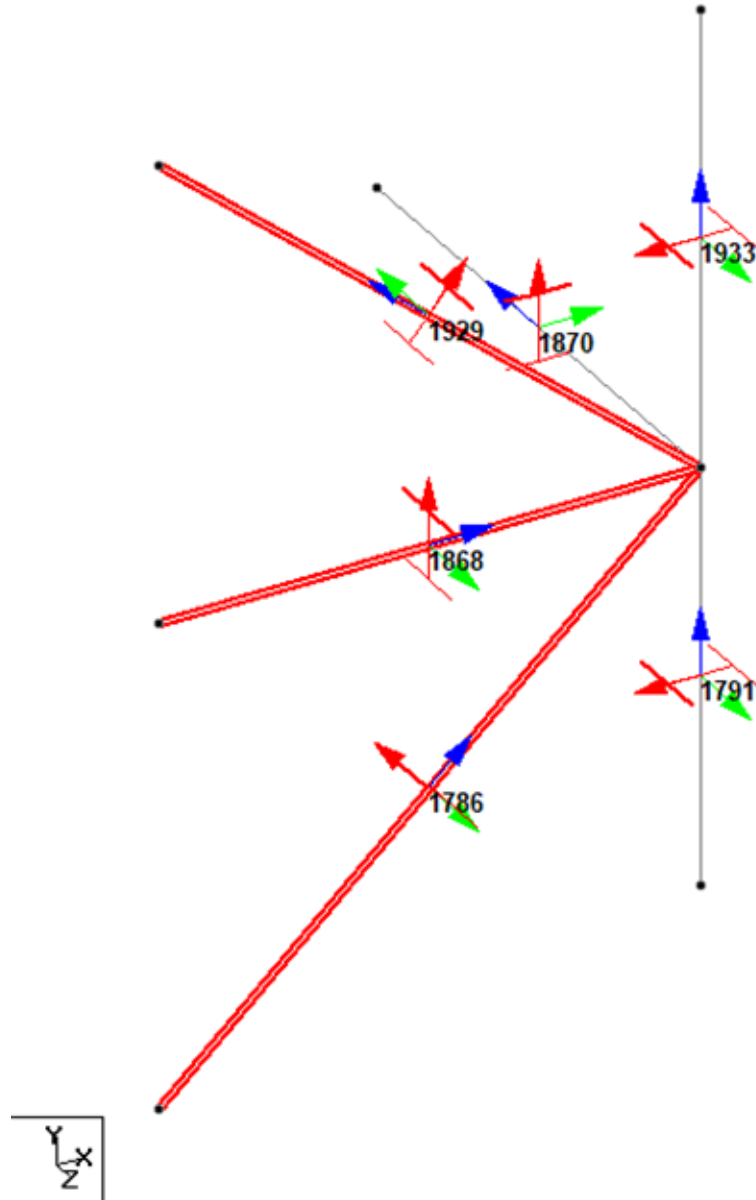


Ilustración 57: Nodo: 2147, Viga: 1868

Tabla 76: Equilibrio en nodo 2147 para evaluar Viga 1868

ELEMENTO	FX [kN]	FZ [kN]	FY [kN]
1786	-439.18	0.00	-392.73
1791	-9.29	52.69	297.96
1868	642.95	-106.01	-163.46
1870	-0.65	62.22	1.94
1929	-195.26	0.00	164.88
1933	1.42	-8.90	91.41