



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

PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO:
CONSIDERACIONES SÍSMICAS BAJO NCh2369.Of2003

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

GONZALO ANDRÉS LABBÉ KÖHLER

PROFESOR GUÍA:
RAMÓN GONZALO MONTECINOS CONCHA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
MARLENA MURILLO SEGURA
EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS

SANTIAGO DE CHILE
2019

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: GONZALO ANDRÉS LABBÉ KÖHLER
FECHA: OCTUBRE DE 2019
PROF. GUÍA: Sr. RAMÓN MONTECINOS CONCHA

PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO: CONSIDERACIONES SÍSMICAS BAJO NCh2369.Of2003

El diseño de estructuras de acero lleva una larga trayectoria en la ingeniería. Esta trayectoria, no obstante, en Chile es bastante más acotada. Las oficinas de cálculo han utilizado versiones adaptadas de las especificaciones de la AISC, propuestas en su momento por el Instituto Chileno del Acero, recurrido directamente a la AISC 360, o utilizado la versión de NCh427/1:2016 emitida casi como traducción literal. Todas ellas, engloban a la gran familia de perfiles laminados y soldados; los conformados en frío quedarían fuera.

Los perfiles conformados en frío son ampliamente utilizados en sus diferentes versiones en construcción de viviendas, estructuras secundarias y en estructuras industriales. Sin embargo, sigue siendo desconocido por gran parte de los ingenieros estructurales que existen normas particulares para diseñar en acero conformado en frío.

Esta desinformación conlleva a problemas como el sobredimensionamiento de la estructura, fallas estructurales o soluciones constructivas ineficientes. En particular, en el ámbito sísmico, es frecuente observar fallas por pandeo en carga cíclica, rotura de conexiones y/o anclaje o rotura en perfiles debido a un mal diseño.

El presente trabajo tiene por objetivo, en primer lugar, explicar al lector qué tipo de productos de acero son los conformados en frío y las especificaciones de diseño que aplican a ellos, evidenciar las consideraciones respecto de este material bajo la norma NCh2369.Of2003 y, por último, determinar las bondades o falencias que este tipo de perfiles tienen en comparación a los soldados o laminados.

Se comprobará que, bajo ciertas restricciones de dimensiones, los conformados en frío pueden ser utilizados como soporte principal en estructuras industriales, que su resistencia nominal puede superar hasta un 40% el de perfiles soldados o laminados, y que es un material que puede lograr reducir tiempos de construcción y costo económico.

Agradecimientos

El camino que uno recorre para lograr las diferentes metas y alcanzar los sueños que nos motivan a ser mejores personas no tienen sentido si no es para compartirlo. Desarrollarnos, crecer como persona, entregar dedicación por hacer un entorno mejor, lleva consigo una carga importante de compromiso social. Pronto seré un profesional que trabajará siempre por ser un aporte al medio, hacer un entorno y un país mejor.

Y ese compromiso no es más que devolver la mano al medio que nos ayuda y da las oportunidades para desarrollarnos. Desde la crianza, la educación, amistades y red de contactos que permiten que uno se fortalezca. Es una sinergia natural que se da en las sociedades a medida que se fortalecen. Y es por eso que me siento en deuda con todos aquellos que me han acompañado, me han dado el cariño, la amistad y el apoyo para salir adelante y cada día sentirme un mejor ser humano.

Quiero comenzar dando mis gratitudes hacia mi familia, mis padres y hermanos, a quienes por supuesto les debo toda mi integridad, ser quien soy hoy, desde el carácter, mi desarrollo intelectual, hasta las decisiones que tomo inconscientemente día a día. Desde el amor y el sacrificio hemos trabajado para alcanzar esa utópica felicidad. Lo valoro mucho.

Para llevar a cabo este trabajo, fue fundamental el apoyo del profesor Ramón Montecinos, quien me tendió una mano desde el primer día, me apoyó con su tremenda experiencia y guio en todo momento. Hasta me abrió las puertas de su casa, donde compartimos una agradable conversación y comidas. Me llevo un grato recuerdo de estos meses de trabajo.

A la profesora Marlena Murillo, quien con su cordialidad y compromiso me sentí también apoyado y respaldado. Su trato amable fue fundamental para sentirla una aliada y en confianza para librar las dificultades que en este trabajo se fueron presentando. Sin duda una persona muy cercana, muy gente, como se dice.

Al profesor Eduardo Núñez quien, si bien se encontraba en distancia, me dio la seguridad con sus palabras: “Gonzalo, cuenta conmigo. Allí estaré”. Eso me dio un respaldo para sacar adelante esto.

A mis amistades, quienes han sido un pilar fundamental en todo momento: a *Los de Siempre*, mis amigos del colegio, al *Team Πηγα*, a *La Pecera*, *Difusión Colegios*, Pilar y María José, Sergio Gilberto, Peyo y la banda, y a tantos más. El que sean parte de mi vida sin dudas ha hecho que mi paso por el colegio, la universidad y lo laboral haya sido y será más alegre y un espacio donde el compartir ideas, momentos, alegrías, penas, nos fortalece como personas. Gracias totales.

Y por último, pero no menos importante, agradecer a Francisca Fuentes, quien durante un periodo maravilloso me acompañó, nos acompañamos, brindándome tantas alegrías, apoyo en lo emocional, un amor incondicional, velando por nuestra felicidad y entregando todo de sí. Tantos momentos en que las palabras quedaban pequeñas, donde el apañe infinito lograba hacer que cada desafío fuera llevado con optimismo y así ver un futuro más esperanzador. Donde con simples detalles, hacer que cada día cuente.

Quiero terminar dando nuevamente las gracias a todos los que me han sumado con su cariño, compañía y apoyo. Dejo la universidad y doy paso a la siguiente etapa con las manos llenas, el corazón contento, más sabio que ayer, con ganas de seguir aprendiendo y muy optimista del futuro.

Tabla de Contenido

1. Introducción.....	1
1.1. Objetivos.....	7
1.1.1. Objetivo general	7
1.1.2. Objetivos específicos.....	7
2. Antecedentes.....	9
2.1. La necesidad del uso de perfiles conformados en frío	10
2.2. Contexto del mercado nacional	12
3. Especificaciones para el diseño de Perfiles Conformados en Frío.....	15
3.1. ¿Qué son los perfiles conformados en frío?	15
3.2. Características del acero y sus exigencias según AISI y NCh2369.....	17
3.2.1. Aceros aplicables	17
3.2.2. Ductilidad	18
3.2.3. Espesor mínimo.....	18
3.3. Sobre las características del proceso de conformado.....	19
3.4. Comportamiento de elementos de pared delgada	19
3.5. Efectos del laminado en frío en las propiedades mecánicas del acero	21
3.5.1. Tensiones residuales	23
3.6. Especificaciones propuestas por AISI S100 2012	24
3.6.1. Consideraciones geométricas	24
3.6.2. Tensión de fluencia promedio.....	25
3.6.3. Ancho efectivo.....	27
3.7. Diseño de miembros estructurales	33
3.7.1. Miembros traccionados.....	34

3.7.2. Miembros flexionados.....	34
3.7.3. Miembros comprimidos bajo carga concéntrica.....	35
3.7.4. Esfuerzos combinados.....	37
3.8. Diseño sísmico.....	38
3.8.1. Bases de diseño.....	38
3.8.2. Requisitos.....	40
4. Diseño de estructuras industriales constituidas por Perfiles Conformados en Frío.....	43
4.1. Combinaciones de carga.....	45
4.2. Determinación de la carga principal en naves industriales.....	47
4.3. Diseño sísmico bajo norma NCh2369.Of2003.....	47
4.3.1. Análisis elástico estático.....	48
4.3.2. Capítulo 8: Disposiciones especiales para estructuras de acero.....	51
4.3.3. Capítulo 11: Estructuras específicas.....	56
4.3.4. Capítulo 6: Deformaciones sísmicas.....	63
5. Conclusiones y comentarios.....	65
5.1. El uso de PCF en construcciones industriales.....	65
5.2. Ventajas de los PCF en estructuras industriales.....	69
5.3. Desempeño sísmico de estructuras industriales construidas con PCF.....	70
5.3.1. Sismo en naves industriales livianas.....	72
5.3.2. Determinación del factor de reducción de respuesta, R.....	73
5.4. Futuros estudios respecto a los PCF en estructuras industriales.....	74
6. Bibliografía.....	75
Apéndice A – Diseño de miembros estructurales: aplicación práctica.....	77
A.1 Galpón Cancha de Acopio.....	77

A.2 Detalle de la estructura estudiada	78
A.3 Diseño estático bajo norma AISI S100.....	85
A.4 Diseño estático bajo norma AISC 360 (NCh427/1:2016)	86
A.5 Comparación del diseño bajo ambas especificaciones.....	86
A.6 Detalle del diseño de miembros estructurales del galpón	87
A.6.1 Costanera de techo.....	89
A.6.3 Puntal.....	92
A.6.3 Viga	95
A.6.4 Columna	98
A.6.5 Diagonal de techo	100
A.6.6 Diagonal lateral.....	103
Apéndice B – Determinación del peso por unidad de área en naves industriales con puente grúa.....	106
Apéndice C – Datos estadísticos.....	108

Índice de Tablas

Tabla 2.1 Precio aproximado por kilogramo de acero para diferentes tipos de perfiles, en pesos chilenos. Julio de 2018.....	14
Tabla 3.1 Máxima relación entre el ancho (o alto) y el espesor.....	24
Tabla 3.2 Factores de diseño, resistencia al corte en conexiones empernadas.....	41
Tabla 4.1 Limitación de perfiles a considerar.....	44
Tabla 4.2 Combinaciones de carga utilizadas, método LRFD.....	46
Tabla 4.3 Combinaciones de carga utilizadas, método ASD.....	46
Tabla 4.4 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.2 Materiales, con comentarios. ..	51
Tabla 4.5 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.3 Marcos Arriostrados, con comentarios.....	52
Tabla 4.6 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.4 Marcos Rígidos, con comentarios.	53
Tabla 4.7 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.5 Conexiones, con comentarios..	54
Tabla 4.8 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.7 Sistemas de Arriostamiento Horizontal, con comentarios.	55
Tabla 4.9 Artículos de interés de NCh2369, Capítulo 11.1 Galpones Industriales.....	61
Tabla 4.10 Artículos de interés de NCh2369, Capítulo 11.2 Naves de Acero Livianas.....	61
Tabla 5.1 Capítulos de interés de AISI S100, para el diseño sísmico de estructuras de acero construidas en Chile bajo norma NCh2369.Of2003.	68
Tabla 4.1 Limitación de perfiles a considerar.....	71
Tabla A.1 Denominación de perfiles de nave industrial.....	78
Tabla A.2 Factores de diseño sísmico, método estático.	84
Tabla A.3 Asignación de las cargas de diseño.....	84
Tabla A.4 Cuadro resumen de esfuerzo y capacidad resistente, según AISI S100.	85

Tabla A.5 Cuadro resumen de esfuerzo y capacidad resistente, según AISC 360.	86
Tabla A.6 Cuadro resumen de factores de utilización bajo especificaciones AISI S100 y AISC 360.....	86
Tabla A.7 Propiedades del acero empleado.....	87
Tabla A.8 Esfuerzos principales en los perfiles de la nave industrial.	88
Tabla A.9 Geometría básica para el perfil canal.	89
Tabla A.10 Propiedades geométricas del perfil canal.	89
Tabla A.11 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, canal.	89
Tabla A.12 Ancho efectivo para las alas y alma en compresión, perfil canal.....	90
Tabla A.13 Ancho efectivo para alma en flexión, perfil canal.....	90
Tabla A.14 Geometría efectiva en compresión, coastanera.	90
Tabla A.15 Resistencia a flexión de la canal.	91
Tabla A.16 Geometría básica para el perfil canal, usado como puntal.	92
Tabla A.17 Propiedades geométricas del perfil canal, usado como puntal.....	92
Tabla A.18 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, puntal.	92
Tabla A.19 Ancho efectivo para las alas y alma en compresión, perfil puntal.....	93
Tabla A.20 Ancho efectivo para alma en flexión, perfil puntal.....	93
Tabla A.21 Geometría efectiva en compresión, puntal.....	93
Tabla A.22 Resistencia a flexión del puntal.	94
Tabla A.23 Geometría básica para el perfil cajón.	95
Tabla A.24 Propiedades geométricas del perfil cajón.	95
Tabla A.25 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, viga.....	95
Tabla A. 26 Ancho efectivo para las alas y alma en compresión, perfil cajón.	96
Tabla A.27 Ancho efectivo para alma en flexión, perfil cajón.....	96
Tabla A.28 Geometría efectiva en compresión, viga.	96
Tabla A.29 Resistencia a flexión de la viga cajón.	97

Tabla A.30 Geometría básica para el perfil cajón.	98
Tabla A.31 Propiedades geométricas del perfil cajón.	98
Tabla A.32 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, columna.	98
Tabla A. 33 Ancho efectivo para las alas y alma en compresión, perfil cajón.	98
Tabla A.34 Ancho efectivo para alma en flexión, perfil cajón.	99
Tabla A.35 Geometría efectiva en compresión, columna.	99
Tabla A.36 Resistencia a flexión de la columna cajón.	99
Tabla A.37 Geometría básica para el perfil ángulo arriostamiento de techo.	100
Tabla A.38 Propiedades geométricas del perfil ángulo de arriostamiento de techo.	100
Tabla A.39 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, diagonal de techo.	100
Tabla A. 40 Ancho efectivo para las alas en compresión, perfil ángulo de techo.	101
Tabla A.41 Geometría efectiva en compresión, diagonal de techo.	101
Tabla A.42 Resistencia a compresión del ángulo de techo.	102
Tabla A.43 Geometría básica para el perfil ángulo de arriostamiento lateral.	103
Tabla A.44 Propiedades geométricas del perfil ángulo de arriostamiento lateral.	103
Tabla A.45 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, diagonal lateral.	103
Tabla A. 46 Ancho efectivo para las alas en compresión, perfil ángulo lateral.	104
Tabla A.47 Geometría efectiva en compresión, diagonal lateal.	104
Tabla A.48 Resistencia a compresión del ángulo lateral.	105
Tabla B.1 Carga de levante (ton) Distancia entre ruedas del puente: B(m)	107
Tabla C.2 Producción de acero crudo por producto [8].	108
Tabla C.3 Consumo aparente de acero (productos de acero terminados) por continente entre los años 2011 y 2017 [8] (miles de kilogramos).	108
Tabla C.4 Consumo aparente de acero per cápita entre los años 2011 y 2017 [8]. [kg/hab]	109

Índice de Figuras

Figura 1.1. (Izq.) Daño en equipo de transmisión. (Der.) Falla de conexión por arrancamiento del bloque de corte. [1].....	3
Figura 1.2. Pandeo en diagonales. Global debido a pandeo local (izquierda) y pandeo local del ala (derecha).	4
Figura 1.3. Pandeo local de miembros en compresión. (a) Vigas. (b) Columnas. [4].....	6
Figura 3.1 Ejemplo del proceso de conformación por pasos sucesivos. [10].....	16
Figura 3.2 Diferentes secciones conformadas en frío usadas en marcos estructurales. [4].....	16
Figura 3.3 Elementos no atiesados en perfiles estructurales. [4].....	20
Figura 3.4 Elementos atiesados en perfiles estructurales [4].....	21
Figura 3.5 Ancho plano en elementos (izq.) no atiesados y (der.) atiesados. [4].....	21
Figura 3.6 Distribución de tensiones residuales promedio. [4].....	22
Figura 3.7 Efecto del endurecimiento y envejecimiento por deformación en la curva de esfuerzo-deformación. [4].....	22
Figura 3.8 Relación entre F_{yc}/F_y y R/t para diferentes valores de F_u/F_y . [4].....	23
Figura 3.9 Definición de D en atiesador. [14].....	24
Figura 3.10 Efecto del proceso de conformado en frío en las propiedades mecánicas de una sección canal. [4]	25
Figura 3.11 Etapas consecutivas de distribución de esfuerzos en elemento a compresión atiesado.	28
Figura 3.12 Distribución de esfuerzo y derivación del ancho efectivo en elemento atiesado.	28
Figura 3.13 Ancho efectivo de elementos atiesados sometidos a flexión.	29
Figura 3.14 Ancho efectivo de elementos atiesados sometidos a compresión.	30
Figura 3.15 Ancho efectivo de elementos no atiesados sometidos a flexión.	30
Figura 3.16 Ancho efectivo de elementos no atiesados sometidos a compresión.	31

Figura 4.1 Esquema de interacción del corte basal entre sismo y viento, en nave de acero liviana de altura 10 m y puente grúa de 10 ton.	58
Figura 1.3. Pandeo local de miembros en compresión. (a) Vigas. (b) Columnas. [4]	66
Figura 5.1 Esquema de interacción del corte basal entre sismo y viento, en nave de acero liviana de altura 10 m y puente grúa de 10 ton.	72
Figura A.1 Esquema tridimensional del modelo en SAP2000.	79
Figura A.2 Elevación frontal de nave industrial.....	79
Figura A.3 Elevación longitudinal de nave industrial.	80
Figura A.4 Detalle de anclaje y conexión de arriostamiento lateral a base de columna.....	81
Figura A.5 Detalle de conexión de diagonal sísmica en superior columna.	81
Figura A.6 Detalle de conexión en punto de cruce de diagonales laterales.....	82
Figura A.7 Detalle de conexión en punto de cruce de diagonales horizontales.	82
Figura A.8 Detalle de conexión viga-columna y costanera.....	83
Figura A.9 Detalle de unión de vigas en cumbrera del marco.....	83
Figura A.10 Esquema perfil canal.	89
Figura A.11 Esquema perfil canal.	92
Figura A.12 Esquema del perfil cajón.	95
Figura A.13 Esquema perfil ángulo (L).	100

Capítulo 1

Introducción

El diseño de estructuras industriales en Chile puede considerarse joven con respecto a la ingeniería norteamericana o europea, cuyo desarrollo lleva consigo un amplio trabajo de investigación y ensayos de laboratorio, liderados por los diversos organismos e institutos públicos y privados que fomentan y potencian el entendimiento de los fenómenos que gobiernan los materiales usados en ingeniería sísmica y el comportamiento de las estructuras. Estas agrupaciones tienen origen a comienzos del siglo XX. Por nombrar algunos ejemplos, son ampliamente conocidos el ACI (*American Concrete Institute*), AISC (*American Institute of Steel Construction*), ASTM (*American Society of Testing Materials*) y el AISI (*American Iron and Steel Institute*). Sin embargo, este último es menos conocido por el común de la comunidad ingenieril, más aún a nivel de estudiantes.

La gran parte de la normativa chilena está basada y sigue al pie de la letra los documentos postulados por estas y otras agrupaciones, mermando la necesidad de generar nuestros propios códigos de diseño y uso de los materiales de edificación. Atendiendo las necesidades urgentes propias de un país de recursos muy escasos y una industria de volumen pequeño, no ha sido posible (y probablemente tampoco necesario) destinar esfuerzos e inversión en estudios propios, los que sin duda llegarían a resultados muy similares a los entregados por las especificaciones extranjeras. Y esto está muy bien, ya que el comportamiento y el desempeño de los materiales más comunes han respondido de manera asertiva a la teoría, ensayos de laboratorio y estado de servicio. Se podría concluir que tenemos cubierto el principal objetivo: levantar edificaciones de uso habitacional, comercial e industrial, que cumplen la función de ser funcionales, soportantes y permanecer en pie frente a las cargas a las que se ven afectas.

¿Son estructuralmente eficientes? Quizás esta pregunta merece un estudio profundo, pero se darán algunos comentarios en este trabajo.

Si bien el proceso de maduración de la escuela ingenieril chilena tuvo un auge muy posterior a los países líderes en investigación e innovación, se puede decir que, a nuestra escala, las cosas se han hecho bien. Referentes son las obras industriales que comenzaron a desarrollarse en la década de los '50, como el caso de CAP, y la necesidad de generar industria que potenciara al país con la producción de diferentes materias primas, procesados y energía; ENDESA, ENAP, IANSA y, posteriormente, CODELCO [1].

Por supuesto que el desafío era grande, sobre todo debido a la particularidad sísmica de Chile. Las características de nuestros sismos son difíciles de encontrar en otros países, inclusive la normativa extranjera es menos exigente al respecto. Sin embargo, destacados ingenieros fueron pioneros a la hora de generar directrices de diseño sísmico y gracias a su legado, junto con el arduo trabajo de los colegas del rubro, contamos hoy con estructuras que globalmente responden de manera aceptable los severos sismos que azotan a nuestro país.

Los grandes eventos sísmicos no han sido un agravante para el desarrollo del país, más bien han logrado ser la motivación y el desafío para los ingenieros que levantan las grandes edificaciones. Hemos tenido quizás la suerte de contar con eventos de gran magnitud a una edad temprana del desarrollo industrial, ya que contamos con un laboratorio natural donde se han ensayado a escala real las estructuras que hemos construido. Y el aprendizaje puede ser incluso mayor que las pruebas de laboratorio o la literatura. Y gracias a eso, la ingeniería sísmica chilena tiene el alto reconocimiento internacional que la caracteriza [2].

Esa escuela de los ingenieros pioneros y su legado han llevado a una madurez rápida en la forma en que concebimos las estructuras que son requeridas para la industria y la urbanización. El trabajo y la experiencia acumulada por cuarenta años ha sido plasmada en dos normas de diseño sísmico reconocidas a nivel mundial: la norma chilena NCh433 “Diseño sísmico de edificios” y posteriormente la norma NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”. Esta última, como ha sido señalado, es el resultado de la experiencia y las observaciones que ha sido posible recopilar con los eventos importantes vividos y, si bien es en estructura muy similar a la norma NCh433, cuenta con capítulos y apartados para diferentes tipos de estructuración particulares (marcos concéntricos,

excéntricos, marcos rígidos, arriostrados, conexiones, anclajes). Además, es única y sin precedentes a nivel mundial.

Ahora bien, en cuanto a concebir diseños con buen comportamiento estático y sísmico, su resultado es aceptable y seguro, pero sigue habiendo vacíos, malas prácticas o desconocimiento sobre ciertos temas de diseño.

El pasado terremoto del Maule el año 2010 (popularmente conocido como 27-F) ha sido la mayor puesta a prueba de las grandes instalaciones industriales nacionales. Y gracias a ello, se ha podido corroborar la eficacia de la normativa vigente y, a su vez, las fallas particulares que sufrieron muchas estructuras a lo largo de las regiones de Valparaíso, Metropolitana, de O'Higgins, del Maule y del Biobío.



Figura 1.1. (Izq.) Daño en equipo de transmisión. (Der.) Falla de conexión por arrancamiento del bloque de corte. [1]

El trabajo recopilatorio del daño y desastres observado por algunas instalaciones de la industria, cuyo diseño queda cubierto por la NCh2369, está siendo analizado y se está discutiendo acerca de las causas y reflexiones que este evento deja entrever (Figura 1.1). Tales casos corresponden a plantas de almacenamiento y producción de combustible, siderurgias, procesamiento de alimentos, celulosas, papeleras, generación de energía, procesamiento de minerales, producción de cemento, bodegas, entre otras.

Estas fallas en el comportamiento de las estructuras se deben a diversas razones: (1) a que haya sido diseñada y construida antes de la normativa industrial vigente y no se había enfrentada a una carga realmente grande; (2) a que el daño en estructuras de más de

veinte años no haya sido considerado y reparado (por ejemplo la corrosión); (3) que haya habido cambios estructurales: alteración, eliminación o reubicación de miembros soportantes o sismorresistentes; (4) la no aplicación de la normativa vigente y, más preocupante aún; (5) mala comprensión o aplicación de las normas, en especial la NCh2369.



Figura 1.2. Pandeo en diagonales. Global debido a pandeo local (izquierda) y pandeo local del ala (derecha).

“Es inoficioso (y la realidad que se vive hoy en los proyectos industriales lo muestra con frecuencia) contar con una norma moderna y de frontera que los profesionales del área no conocen o, peor aún, mal conocen y mal aplican” [1]. Siguiendo con esta reflexión, es menester adecuar el enfoque de la normativa vigente y venidera, con el propósito de mitigar los tópicos que siguen siendo débiles y están llevando al fallo de las estructuras. Agregando apartados específicos con las necesidades y contexto del mercado actual, dando indicaciones de cómo enfrentarse al cálculo de estructuras fuera del alcance de las actuales normas o proponiendo alternativas prácticas. Ese es parte del objetivo del presente trabajo.

Uno de los mal entendidos mencionados, corresponde al diseño sísmico de estructuras usando como elementos sismo resistentes perfiles de acero conformados en frío. Se ha usado ampliamente a lo largo de los años este tipo de perfiles en instalaciones industriales, principalmente en sistemas de arriostramiento, costaneras, montantes, etc., pero sigue existiendo un vacío y limitaciones en su uso como elementos estructurantes principales. El

riesgo de no dominar el diseño de este tipo de perfiles conlleva a fallas frágiles y de inestabilidad local, característica de estos miembros, como puede observarse en la Figura 1.2.

Si bien la normativa sísmica nacional vigente de estructuras industriales de acero, NCh2369.Of2003, reúne los aprendizajes de más de cuarenta años de ingeniería y considera especificaciones particulares para diferentes tipos de estructuras, la filosofía que esta sigue está basada en las normas AISC 360 del año 1999 “Especificaciones para edificios de acero estructural” y AISC 341 del año 1999 “Provisiones sísmicas para edificios de acero estructural”.

Las estructuras de perfiles conformados en frío son tratadas por la NCh2369.Of2003 de la siguiente manera: “(...) se deben usar las disposiciones contempladas en la presente norma complementadas con las disposiciones de las normas siguientes: (b) *Specifications for the design of cold formed steel members* del AISI, para el diseño de elementos formados en frío no incluidos en las normas AISC” [3]. Es decir, estas estructuras no están explícitamente tratadas en nuestra norma y su diseño sísmico queda en un escenario ambiguo, requiriendo un estudio de ellas más acabado.

El ámbito nacional

Actualmente, en Chile existe una amplia cantidad de estructuras livianas en que priman las cargas estáticas, tales como altillos, cubiertas, mansardas, etc. Para gran parte de estos casos, se han materializado con PCF (Perfiles Conformados en Frío) sin cuidado. Por otro lado, en casos donde la estructura sismorresistente está conformada por PCF, debido a su bajo peso, quedan gobernadas por cargas de otro origen como el viento.

Como consecuencia de esto, el desempeño sísmico de la estructura es suficiente, simplemente debido a la sobrerresistencia generada por el diseño bajo cargas de otra naturaleza. Esto deriva en que demanda de ductilidad es limitada, es decir, sus incursiones no lineales son limitadas. Luego, la sobrerresistencia implica una condición donde no se generan daños estructurales, pero que no asegura su comportamiento dúctil. Entonces, ¿cuál sería el inconveniente?

En caso de que el sismo supere al estado de cargas principal previsto, puede conllevar a que la estructura incursione fuera del rango elástico, y si no se cuenta con un comportamiento dúctil, la falla frágil es inminente. En este escenario, el diseño de estructuras

industriales cuyo sistema sismorresistente se base en PCF, requiere que se estudie en detalle el comportamiento sísmico global del edificio, así como los fenómenos particulares que se generan en este tipo de perfiles en el proceso de conformado. En particular, es necesario analizar las situaciones de inestabilidades locales debido a la baja relación ancho/espesor, como se ilustra en la Figura 1.3.

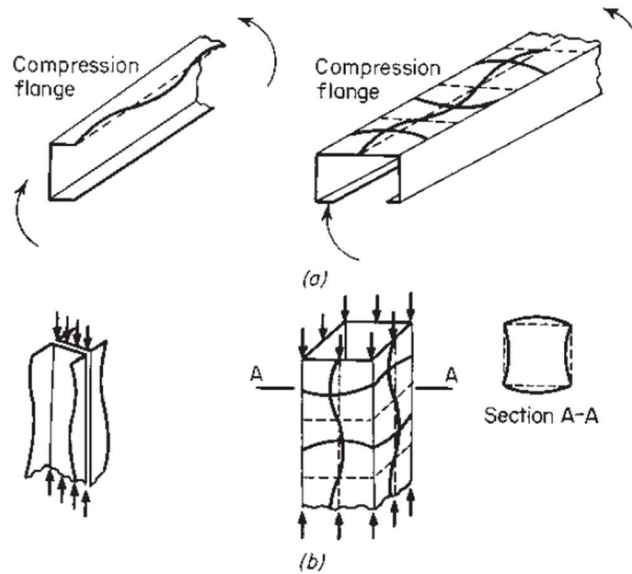


Figura 1.3. Pandeo local de miembros en compresión. (a) Vigas. (b) Columnas. [4]

El escenario actual nacional muestra que existen muchas estructuras industriales formadas por PCF, pero que en poca medida son redundantes o hiperestáticas. Este es un problema frente a cargas sísmicas mayores a las previstas, ya que si uno de los sistemas resistentes falla, no existe reserva de resistencia, lo que generaría fallas frágiles, nuevamente.

Si en la industria se fomenta el uso de PCF, una solución práctica siguiendo la normativa actual es considerar sobrerresistencia y/o hiperestaticidad. Sin embargo, esta se aleja de ser un diseño eficiente y de un factor de utilización adecuado y económico. El objetivo es comprender y dominar el comportamiento de este tipo de perfiles, con tal de asegurar un diseño eficiente: seguro y económico. Cabe entonces preguntarse de qué modo es posible lograr redundancia y/o comportamiento dúctil, manteniendo un alto factor de utilización.

Finalmente, es necesario preguntarse si los modelos y consideraciones actuales responden bien a los PCF. Preguntas que el presente trabajo pretende responder son: ¿Es la

normativa vigente cuidadosa y consciente del comportamiento característico de la perfilera de bajo espesor? Se estudiará el comportamiento de estos elementos, de forma individual y conformando sistemas sismorresistentes. Como fue mencionado más arriba, es necesario concientizar sobre el actual correcto entendimiento del pandeo global, y comenzar a poner más énfasis en fenómenos de pandeo local, más aún si la estructura está conformada principalmente por perfilera esbelta.

Aspectos como el factor de reducción de respuesta sísmica, R , considerado, si el tipo de acero disponible en Chile es compatible con lo especificado por la AISI, si las conexiones requeridas para comportamiento sísmico son posibles de empernar o soldar en PCF o el tipo de conexión apornada óptimo, serán también consideraciones en el margen de este trabajo.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

Proponer consideraciones, limitaciones y ventajas comparativas para el diseño estructural de edificios e instalaciones industriales, cuyo sistema sismorresistente está compuesto por perfiles de acero conformado en frío. Determinar las restricciones de estructuración y diseño, basado en los criterios de NCh2369.Of2003.

1.1.2. Objetivos específicos

- Exponer la situación de las construcciones industriales actuales en Chile y su filosofía de diseño.
- Mostrar el estado actual del mercado, las condiciones y el proceso de fabricación de los perfiles conformados en frío.
- Contextualizar la necesidad de considerar el correcto diseño de estructuras de acero conformado en frío, según la normativa correspondiente y los beneficios de esta alternativa.
- Resumir y aplicar las consideraciones de las normativas en perfiles conformados en frío, para el diseño estático y sísmico.

- Proponer consideraciones para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales en Chile, bajo los requisitos de la norma NCh2369.Of2003.

Capítulo 2

Antecedentes

Toda estructura tiene un propósito fundamental. Viviendas tienen por finalidad dar cobijo, resguardo del ambiente y, finalmente, comodidad a sus habitantes; hospitales cuentan con las instalaciones necesarias para salvar vidas y dar cuidado a los pacientes; en carreteras, conexión expedita entre diferentes localidades y, posteriormente, una conducción segura y de confort. Y así, en instalaciones industriales, dar soporte a los equipos, separación de la intemperie y las instalaciones necesarias para la producción. De esta manera, es necesario tener siempre en mente cuál es la finalidad primaria del diseño estructural. Y esta no es, como muchas veces se cree, para que el edificio no colapse frente a un sismo, un tsunami o un grupo de manifestantes saltando al mismo tiempo, sino que para que cumplan las funciones esenciales, como las que fueron mencionadas a modo de ejemplo. Cumplida esta finalidad, entran al juego las condiciones adicionales que como humanidad anhelamos: seguridad, comodidad, limpieza, arquitectura y estética, etc.

La resistencia es una característica fundamental, claro está, pero no la finalidad única. Condiciones como la serviciabilidad, confort y seguridad serán complementarias [5].

Ahora bien, ahondando en lo que refiere al diseño de estructuras e instalaciones industriales, estas no tienen como base una situación más que cumplir con dar soporte a los equipamientos e instalaciones que requieren los procesos de producción, siendo el confort de los ocupantes o los detalles arquitectónicos generalmente omitidos. Es decir, la edificación industrial se justifica netamente por la producción o manufactura, tratando siempre que esta sea lo más eficiente posible y teniendo en cuenta que la inversión que aquí se juega es de varias -o incluso cientos de- veces el costo de proyectos habitacionales y obras civiles.

De esta manera, considerando la importancia de la actividad industrial como motor económico del país, y bajo los criterios que en Chile se han establecido en normativas como NCh2369, se persigue un nivel de desempeño superior al esperado en estructuras habitacionales o comerciales, el cual consiste en la continuidad de operación durante el evento sísmico de diseño, reduciendo a un mínimo la paralización de la industria, producto de inspecciones y reparaciones post sismo [6].

Entonces el siguiente paso es pensar de qué manera edificar para que la industria sea económicamente viable, y a su vez seguro para la salud de sus operarios, mientras se garantiza la continuidad de operación frente a la acción de sismos de alta magnitud, es decir, que aunque los esfuerzos por evitarlo sean lo máximo posible, si llegasen a ocurrir fallas estructurales, estas sean menores y en sectores que no comprometan la integridad general (o elementos “fusible” de fácil acceso y reparación expedita).

La búsqueda de materiales idóneos y de mejor productividad se convierte en una alternativa llamativa, y tal es el caso de los PCF.

2.1. La necesidad del uso de perfiles conformados en frío

Naturalmente, junto con el desarrollo industrial, la modernización y las necesidades de ampliar la capacidad de producción, se hace necesario recurrir a técnicas de construcción que permitan velocidad y mantener los costos lo más bajo posible.

Los métodos constructivos, por lo general, responden a comportamientos conservadores por parte de los actores a cargo de la construcción. Se podría decir que existe cierto recelo hacia nuevas técnicas y opciones que muchas veces pueden parecer un avance y mejoras en la producción, pero el riesgo de tomar la iniciativa puede también ser muy alto.

Por lo general, Chile no es pionero en estas innovaciones, y se rige por la experiencia observada en el extranjero. Por ejemplo, actualmente existe alto interés por parte de los mandantes, arquitectos, constructoras y diseñadores en la construcción industrializada, “*Construcción 4.0*” [7], la cual busca modernizar los procesos constructivos, desde la concepción del proyecto hasta la implantación y ocupación por parte del usuario, pasando por el diseño arquitectónico, el diseño y cálculo estructural, y la puesta en obra. Esto se enfoca

en diferentes aspectos, como son el uso de BIM (*Building Information Modeling*), nuevos materiales de construcción e industrialización de la construcción.

Parte del propósito de este modelo es vincular a los diferentes actores y sus procesos, haciéndolos partícipes de forma simultánea, con acceso a la información en cada proceso y con la posibilidad de influir en ellos. De esta manera, prever los eventuales errores y controversia entre disciplinas, problemas que en etapas posteriores —en particular la construcción— implica un gasto de tiempo y recursos mucho mayor.

El desafío está en involucrar toda la cadena de valor, pasando desde una mirada lineal de concebir la construcción, a una amplia durante todo el ciclo de vida de la obra. Para eso, utilizar herramientas como el diseño integrado, la comunicación fluida y los diferentes actores, facilitados por tecnologías de información y metodologías como BIM.

Si bien el objetivo de este documento no es analizar económicamente la construcción de estructuras industriales según materialidad, es necesario entender las necesidades y las razones de por qué se toma la decisión de optar por ciertos materiales y sistemas constructivos. De esta forma, tener una referencia sólida de las bondades y restricciones de la estructuración con perfiles conformados en frío. Así mismo, apuntar hacia un diseño eficiente, mediante las diferentes alternativas de materiales y perfiles.

Estructuras industriales de acero

Como fue descrito en el capítulo anterior, el impulso económico trae consigo la necesidad de ampliación industrial. Esta ampliación está ligada a limitaciones económicas, la disponibilidad de materiales y el aprovechamiento de los recursos. En lo que refiere a estructuras industriales de acero, la disponibilidad del mercado fabricante de acero y sus productos condiciona el diseño y la construcción.

Por un lado, en un comienzo se contaba con perfiles laminados o compuestos por laminados conectados por remaches casi en la totalidad del mercado, pero con el avance de la tecnología y los estudios de materiales, nuevas alternativas se ponen al servicio de la construcción. Tal fue el caso de los perfiles soldados, cuando en la década de 1950 la posibilidad de producir acero en formato de planchas planas, junto con los respectivos estudios en soldadura, mecánica de sólidos y análisis estructural, permitieron aumentar la versatilidad

de geometrías y mayor capacidad productiva para industrias menores, como el caso de Chile. A partir de las planchas, es posible lograr la geometría requerida mediante el corte y soldadura, sin necesidad de contar con maquinaria especializada para el proceso de laminado.

Posteriormente, la tecnología del rodillo permitió doblar las chapas de acero de espesor bajo, en un proceso continuo, permitiendo geometrías aún más complejas, adaptándose a los requerimientos del esfuerzo al cual se ven sometidos. Este proceso permite acelerar la producción y reducir costos, mientras se tiene respuesta a la demanda del mercado.

Pensemos en los perfiles canal sin la opción de acceder al proceso de rolado. De no contar con maquinaria capaz de laminar el acero bruto en este perfil de tres caras, se hace necesario recurrir a la soldadura de chapas, proceso que, si bien es versátil y de alta calidad, conlleva un tiempo mucho mayor. Sumado a esto, la soldadura continua puede traer problemas por temperatura en planchas o chapas de bajo espesor, propiciando la deformación o incluso rotura. Luego, un elemento estructural de baja relevancia puede ser una limitante del proceso constructivo.

Otro aspecto por considerar es la oportunidad de formar vigas o columnas compuestas, conocidas como enrejado, los cuales permiten aumentar las propiedades geométricas, además de implicar bajo aporte en peso. Esto permite lograr luces o alturas considerables, sin producir un aumento considerable en el peso de la estructura, lo que se traduce en menos costo de material. Sin embargo, el costo de la mano de obra en este tipo de estructuración aumenta, ya que el proceso de producción requiere más trabajo de maestranza: diseño, planificación, soldadura y pintura si es que aplica.

2.2. Contexto del mercado nacional

El consumo aparente de acero en Chile, en todas sus versiones y usos, ronda las 2.7 millones de toneladas durante los últimos tres años [8]. Esta cifra, de la cual aproximadamente un 80% es destinada a la minería, tiende al alza, según lo estima el ICHA [9].

Paralelamente, el consumo per cápita el año 2017 fue de 153 kg, en comparación a los 88 kg promedio de Sudamérica, 324 kg en la Unión Europea y 28 kg en África. Esto indica que, si bien nos encontramos muy por debajo de países desarrollados, en el escenario local,

Chile presenta niveles de consumo de acero valorables. Recordemos que el consumo de acero se asocia al nivel de desarrollo de los países.

Con la creación de CAP, el mercado del acero en Chile se mantuvo estable y bajo un mismo estándar de calidades y precios durante décadas. Pero con la globalización que vivimos actualmente, se han abierto las puertas a nuevos mercados, los cuales pueden ser muy competitivos, inclusive dejar sin oportunidad de negociación al producto nacional.

El acero, como materia prima, hoy es principalmente importado de mercados con alta presencia mundial, tales como Estados Unidos, China, Corea del Sur, Turquía, entre otros. El origen primordial del momento estará dictado según la relación calidad/precio. Pero, a su vez, esta práctica conlleva la responsabilidad de certificar la calidad del material que es importado, para así asegurar que su uso será seguro y de acuerdo a las exigencias nacionales.

Los usos del acero son muy variados, desde planchas de techo, defensas camineras, perfiles livianos plegados, rieles para trenes, hasta perfiles soldados destinados a la industria pesada. En cuanto a la familia de perfiles conformados en frío, el consumo aparente estimado por el ICHA para el año 2018 corresponde a 300.000 toneladas.

Los PCF que se comercializan consideran dos orígenes: importados y producidos plenamente en Chile, siendo este último el más común y de mayor presencia en el mercado.

La industria nacional cuenta con un universo de oferta acotado, del cual seis empresas son las responsables de aproximadamente el 90% del total de producción. En estas fábricas se elaboran productos de acero tales como tubos corrugados, defensas camineras, placas colaborantes, perfiles estructurales (virgen y galvanizado) de variadas geometrías y espesores, techumbre, etc.

Sumado a esto, se estima que la capacidad de producción presenta actualmente una holgura de aproximadamente un 50%, es decir, si así se requiere, las fábricas serían capaces de responder, sin verse sobrepasadas, al doble de la demanda actual.¹

¹ Fuente: Visita técnica a planta de IMEL, 28 de agosto de 2019.

La distribución aproximada de producción de PCF actualmente es la siguiente:

- 40% son perfiles tubulares (con un cordón de soldadura, sin aporte de material).
- 30% ángulos
- 30% otros.

De las fábricas, los perfiles de acero conformado en frío tienen dos principales destinos: empresas dedicadas al rubro de la construcción y, por otra parte, y mayoritariamente, dirigida al retail. De este último destino, se desconoce el uso que se le dará al material, siendo parte importante de sus consumidores pequeñas construcciones caseras o de menor envergadura.

En el aspecto económico, para el mes de Julio de 2018, se manejan los siguientes precios de acero en Chile:

Tabla 2.1 Precio aproximado por kilogramo de acero para diferentes tipos de perfiles, en pesos chilenos. Julio de 2018.

PCF abierto	PCF cerrado	Perfiles soldados	LGSF ²
\$700	\$730	\$1050	\$1300

Estos valores, los cuales fueron obtenidos en base a consultas en empresas del rubro acerero, hacen referencia al proceso de fabricación al cual están sometidos. El perfil conformado en frío cerrado contempla el proceso de soldadura, con el fin de generar el perfil tubular, el cual es un proceso automático hecho por máquina. En perfiles soldados a partir de planchas, típicamente requiere la acción manual de un operador. En el caso de perfiles de bajo espesor (menores a 1 mm), generalmente incluyen galvanizado. Es decir, cada proceso extra aumenta el costo de producción.

² LGSF: *Light Gauge Steel Framing*. Marcos de acero livianos, típicamente conformados en frío, galvanizados.

Capítulo 3

Especificaciones para el diseño de Perfiles Conformados en Frío: AISI S100

3.1. ¿Qué son los perfiles conformados en frío?

Entablando conversaciones con estudiantes de ingeniería civil sobre el presente trabajo de título, al nombrar los perfiles conformados en frío se observó un rostro de confusión, teniendo que explicar de manera sencilla que “son aquellos que se doblan a partir de una plancha...”. Y la respuesta obtenida, triste y reiteradamente, fue “claro, los galvanizados”. Frente a esta situación, se hace necesario explicar de qué tipo de perfiles hablamos cuando nos referimos a conformados en frío.

Se conoce ampliamente el proceso del cual se forman los perfiles de alto espesor laminados y soldados comúnmente usados. En cuanto a este último, es la opción más popular actualmente en la industria pesada chilena, la cual consiste, en la mayoría de los casos, en unir placas de diferente ancho e igual longitud canto con cara o canto con canto, mediante soldadura debidamente trabajada según la normativa respectiva. En ambos casos, se puede dar forma a una amplia variedad de geometrías, las cuales responden a las necesidades del diseño y la naturaleza de la carga a la cual están sujetos.

Sin embargo, el proceso de fabricación de perfiles puede resultar más ágil si, en vez de soldar láminas de acero, se pliega una larga lámina con la ayuda de una máquina, dando como resultado un perfil de dos o más lados. Mediante el paso por rodillos metálicos que ejercen presión, la plancha de acero se va curvando, llegando a los ángulos deseados para generar diferentes geometrías.

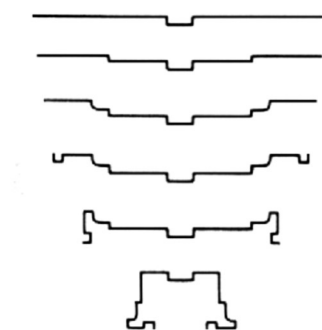


Figura 3.1 Ejemplo del proceso de conformación por pasos sucesivos. [10]

Este proceso puede lograr geometrías desde las más sencillas (perfil ángulo) hasta muy complejas (ver Figura 3.2). Esto permite que la geometría del perfil responda de manera eficiente con respecto al tipo de esfuerzo al que será sometido, aprovechando al máximo la relación entre el peso lineal y la resistencia nominal.

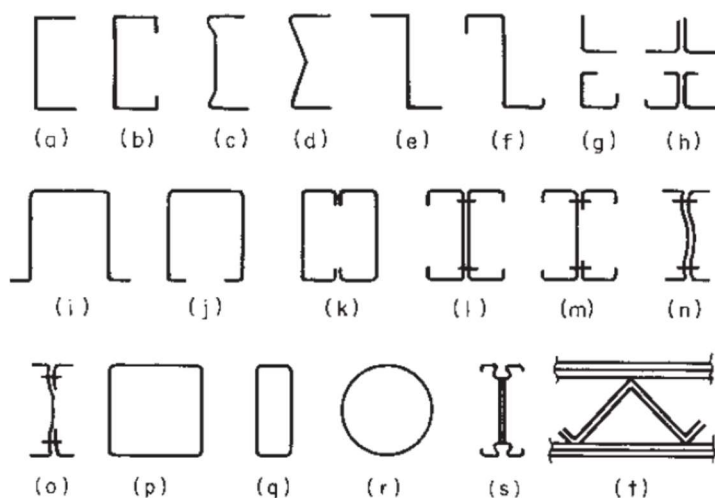


Figura 3.2 Diferentes secciones conformadas en frío usadas en marcos estructurales. [4]

De todas maneras, el espesor es una limitante a la hora de doblar el acero, ya que mientras más espesor este tenga, mayor potencia deben tener las máquinas que realizan el trabajo. El espesor aceptado limita a 25,4 mm (una pulgada) como máximo [11, p. 96]. Es por esto que se entiende a los conformados en frío como elementos de pared delgada, siendo necesario un análisis estructural riguroso, pues entran en juego fenómenos que en perfiles de alto espesor no ocurren. De tales casos se puede mencionar la inestabilidad por pandeo

local a bajo esfuerzo, tensiones residuales y cambio en la tensión de fluencia debido al proceso de plegado.

En Chile, respondiendo a las necesidades y capacidades del mercado, lo habitual en la industria de la perfilería en acero es que los espesores se encuentren dentro del rango 1,5 a 6 milímetros. Es importante mencionar que existe una importante diferencia entre los perfiles conformados en frío y la perfilería de acero galvanizado liviano. Este último grupo de aceros, si bien tienen un proceso de formación similar, presentan la característica de ser de espesores aún menores (de 0,5 mm a 1,6 mm [12]), mediante el uso de otro tipo de maquinaria y, dependiendo del proceso, tratados bajo el proceso de galvanizado, el cual aporta un leve aumento de resistencia y protección del medio ambiente, prolongando su vida útil. Dicho esto, los perfiles livianos de acero galvanizado responden a necesidades diferentes y niveles de demanda estructural menor.

Se hará distinción en los perfiles conformados en frío y los plegados. Los perfiles plegados son perfiles estructurales de bajo espesor, cuyo proceso productivo consiste en someter una chapa de acero a esfuerzo perpendicular al plano de esta, generando, como su nombre lo dice, pliegues. A diferencia del rolado del conformado en frío, esta acción no es continua, sino que se aplica a un elemento de longitud limitada. Además, el doblez se realiza en una sola acción, a diferencia del rolado, el cual se deforma por pasos consecutivos, con el propósito de minimizar los esfuerzos y falla frágil.

No obstante, se utilizará el término “plegado” indistintamente en lo que resta de este documento para referirse a conformados, con el simple objeto de no agotar el lenguaje.

3.2. Características del acero y sus exigencias según AISI y NCh2369

3.2.1. Aceros aplicables

Para asegurar que el acero utilizado cumple con los requisitos, las especificaciones de AISI S100 proponen un amplio listado de ellos. Sin embargo, la norma NCh2369.Of2003 limita el uso de ellos a los siguientes:

- ASTM A 36, A 242, A 572 Gr. 42 y 50 y A 588 Gr. 50³ para perfiles y planchas.
- NCh203 A270 ES, A240 ES y NCh1159 A 52-34ES para los mismos miembros.⁴
- ASTM A 500 Gr. B y C, A 501 y A 502 para tubos estructurales.
- Pernos ASTM A325 y A490.

Estos aceros cumplen con la característica de fluencia limitada, meseta de fluencia en el ensayo de tracción, amplia ductilidad y soldabilidad.

Aceros no clasificados dentro del listado anterior pueden ser usados, siempre y cuando se cumplan los requisitos químicos y mecánicos de uno de ellos, y el productor realice ensayo y control de producción [13].

3.2.2. Ductilidad

El AISI exige que la razón entre la resistencia a tracción (F_u) y el límite de fluencia F_y no debe ser menor a 1.08 (es decir, $F_u/F_y > 1.08$) y una elongación mínima de 10% en una muestra normalizada de dos pulgadas. Sin embargo, la NCh2369.Of2003 exige una relación tal que $F_u/F_y > 1.176$ y elongación mínima de 20% en probeta de dos pulgadas.

3.2.3. Espesor mínimo

La AISI indica que el espesor mínimo permitido para conexiones empernadas corresponde a 0.6 mm. Además, se exige que el espesor real del producto conformado en frío debe ser al menos un 95% del espesor teórico t , exceptuando las zonas de pliegue, donde existe mayor tolerancia. Sin embargo, como se verá en el Capítulo 3.8, el espesor mínimo recomendable en conexiones sísmicas corresponde a 2 mm.

³ Se han descartado los aceros que no contempla el AISI: ASTM A 913, A992, DIN 17 100.

⁴ Nomenclatura de aceros se ha adaptado a la versión más actual de la norma chilena correspondiente.

3.3. Sobre las características del proceso de conformado

Los elementos individuales de los perfiles conformados en frío son generalmente de pared delgada (relación ancho-espesor alta, $h/t > 10$). Debido a esto, frente a esfuerzos de compresión, flexocompresión y torsión, es altamente probable que se experimente pandeo local antes de llegar al esfuerzo de fluencia, en perfiles que no cuenten con atiesadores correctamente ubicados.

Sin embargo, se ha demostrado experimentalmente que el pandeo local no corresponde necesariamente a la falla del elemento, sino que, a pesar de este fenómeno, el perfil puede continuar resistiendo carga, incluso hasta 3.5 veces el esfuerzo de pandeo [10, p. 14]. A esta característica se le conoce como resistencia post pandeo, la cual es posible alcanzar mediante la redistribución interna de esfuerzos, y puede ser aprovechada para calcular la resistencia de diseño. Este fenómeno es mayor en elementos con valores altos de w/t (ver Capítulo 3.6.3).

Es por esto que, luego de años de investigación –que comenzaron con Theodore von Karman en 1932, con su documento “*The strength of thin plates in compression*”, investigando el comportamiento de placas a compresión para el campo de la aeronáutica, y con los aportes de George Winter como director de la Universidad de Cornell y sus estudiantes, auspiciados por el AISI en el año 1939 [4]–, se ha optado por simplificar estas variaciones, transfiriendo de forma equivalente esta responsabilidad al ancho efectivo de cada segmento constituyente del perfil.

A continuación, se verán las principales propiedades de los perfiles de acero conformado en frío y su comportamiento estructural.

3.4. Comportamiento de elementos de pared delgada

Los perfiles estructurales conformados en frío son en su mayoría de pared delgada, es decir, su espesor es igual o menor que la décima parte de su ancho ($t < \frac{h}{10}$) –recordar que el espesor máximo usual en la industria nacional bordea los 6 mm–. Luego, la principal preocupación en su comportamiento es su tendencia a pandearse localmente frente a

esfuerzos de compresión menores al esfuerzo de fluencia. Se definen a continuación términos necesarios para entender el comportamiento de los conformados en frío.

- Elementos a compresión no atiesados:** elemento plano con una orilla atiesada, paralela al sentido del esfuerzo.
- Elementos a compresión atiesados:** elemento plano donde ambas orillas paralelas al sentido del esfuerzo se encuentran atiesadas por un alma, ala, atiesador o elemento similar.
- Ancho plano, w :** corresponde a la porción de elemento del perfil comprendida entre dobleces (o sujetadores si es un perfil armado), sin considerar la zona curva. Si el perfil es armado, el ancho plano de la porción donde está sujeta es desde ese punto al extremo libre.
- Ancho efectivo de diseño, b :** es la longitud reducida de un elemento (alma, ala, atiesador), utilizada para calcular las propiedades de flexión y compresión de perfiles, cuando una relación w/t alta genera problemas de pandeo local.
- Espesor t :** espesor del perfil usado en el cálculo de propiedades del perfil y diseño estructural. Se exige en el espesor real al menos un 95% del espesor teórico, excepto en zonas de dobleces, donde se permite su reducción, la cual ronda el 1% al 3% con respecto al espesor de las zonas planas.

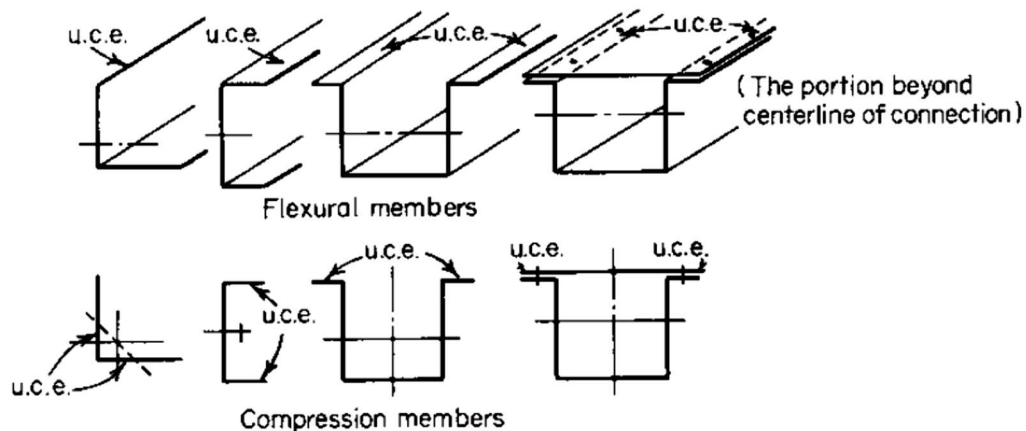


Figura 3.3 Elementos no atiesados en perfiles estructurales. [4]

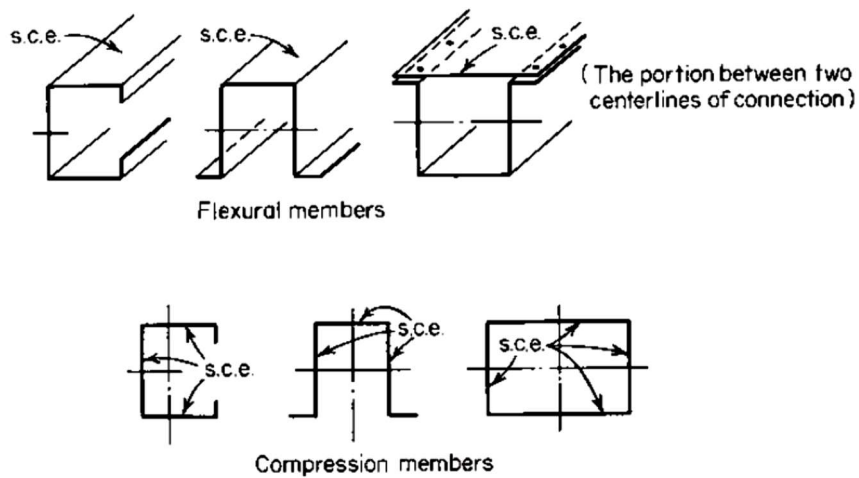


Figura 3.4 Elementos atiesados en perfiles estructurales [4]

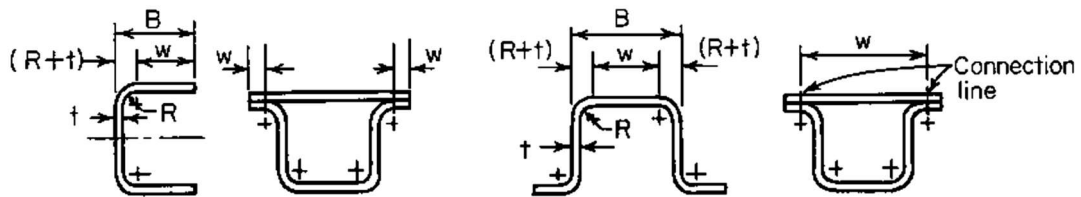


Figura 3.5 Ancho plano en elementos (izq.) no atiesados y (der.) atiesados. [4]

3.5. Efectos del laminado en frío en las propiedades mecánicas del acero

Producto del proceso de formación, el cual implica la deformación del acero, se tiene como resultado una geometría especial, pero a su vez se incrementa el valor de F_y y F_u , siendo este último en menor medida, reduciéndose así la ductilidad. Naturalmente, no todas las partes del perfil ven afectada sus propiedades de la misma manera: esquinas, que reciben más esfuerzo, presentan los mayores valores de F_y , mientras que las partes planas los menores (aun así, siguen siendo mayores que el del acero virgen).

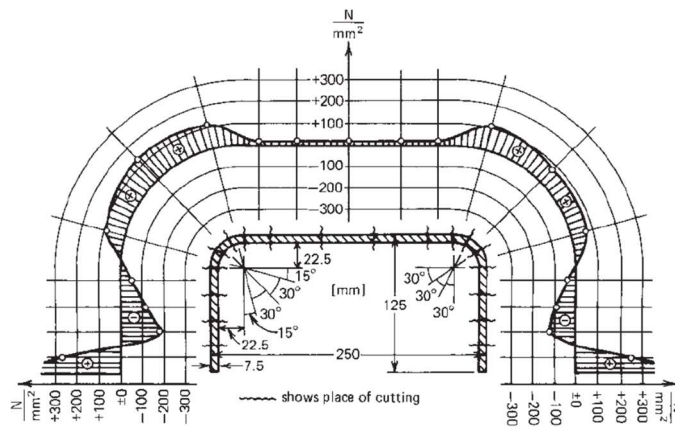


Figura 3.6 Distribución de tensiones residuales promedio. [4]

Esta alteración de propiedades son producto principalmente por el endurecimiento y envejecimiento por deformación del acero durante el proceso de conformado. La variación de la curva esfuerzo-deformación puede apreciarse en la Figura 3.7.

Particularmente, en las esquinas se observa un aumento en la tensión de fluencia, bajo la denominación del parámetro F_{yc} (tensión de fluencia en la esquina, *corner* en inglés). En la Figura 3.8 puede apreciarse la relación que tiene este aumento, frente a diferentes valores de ductilidad y relación radio/espesor de la esquina.

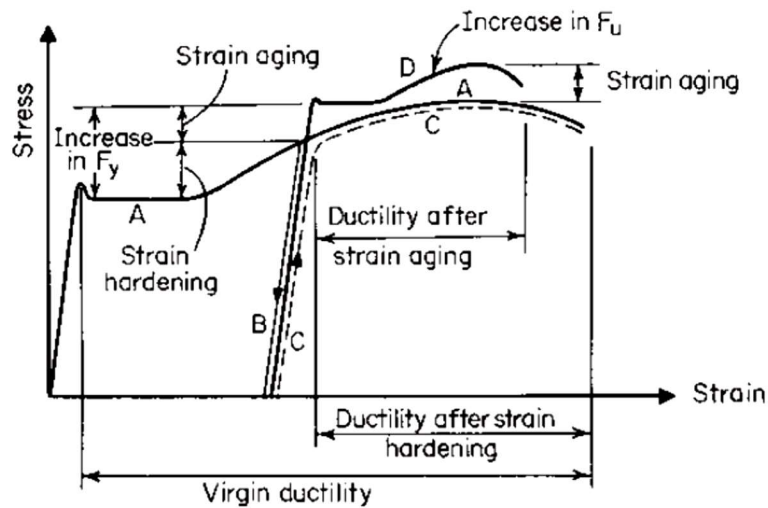


Figura 3.7 Efecto del endurecimiento y envejecimiento por deformación en la curva de esfuerzo-deformación. [4]

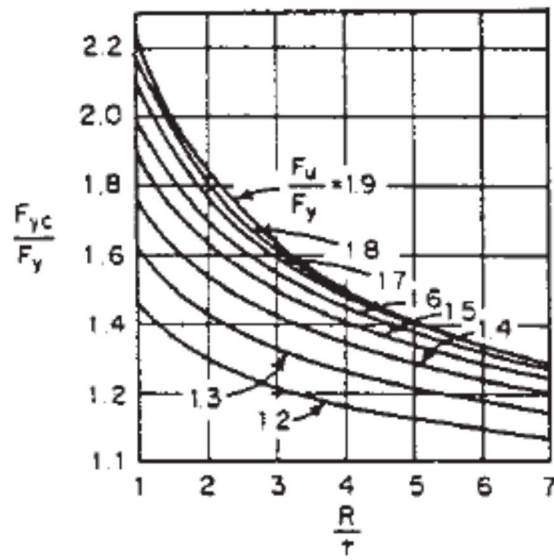


Figura 3.8 Relación entre F_{yc}/F_y y R/t para diferentes valores de F_u/F_y . [4]

3.5.1. Tensiones residuales

Estudios en perfiles conformados en frío daban resultados anómalos: se alcanzaba la fluencia a magnitudes de esfuerzo menores a los esperados. A diferencia de los perfiles laminados en caliente, donde por enfriamiento diferencial se generan tensiones residuales, en el caso de los perfiles plegados y conformados en frío estas tensiones resultan del mismo proceso de doblado.

Para simplificar el esquema, pensemos en un perfil ángulo. Para lograr esta geometría, se pliegan dos caras con un canto en común. En esta zona, se tiene que la superficie exterior fue sometida a tracción, mientras que la interior a compresión. De esta manera, el perfil presenta una distribución de esfuerzos residuales característica, donde la magnitud del esfuerzo es del mismo signo en zonas no alteradas y de signo contrario en zonas de pliegue.

Para obtener el perfil de tensiones, simplemente se calcula el promedio de tensiones a lo largo del perfil, como se observa en la Figura 3.6.

3.6. Especificaciones propuestas por AISI S100 2012

3.6.1. Consideraciones geométricas

Normativamente se limita el uso de perfiles cuya relación de ancho plano y espesor (w/t) y alto espesor (h/t), tanto para alas en compresión como para el alma, cumpla con las siguientes restricciones:

Tabla 3.1 Máxima relación entre el ancho (o alto) y el espesor.

(1) Ala comprimida rigidizada que posee <i>un</i> borde longitudinal conectado a un alma o ala, el otro rigidizado por:	
Pestaña rigidizadora simple	$w/t < 60$
Cualquier otro tipo de rigidizador en el cual $I_s \geq I_a$ y $D/w < 0,8$	$w/t < 90$
(2) Ala comprimida rigidizada con ambos bordes longitudinales conectados a otros elementos rigidizados	
$w/t < 500$	
(3) Ala comprimida no rigidizada y elementos con un rigidizador de borde en el cual $I_s < I_a$ y $D/w < 0,8$ de acuerdo con la Figura 3.9.	
$w/t < 60$	
(4) Almas no reforzadas (h/t)	
$h/t < 200$	

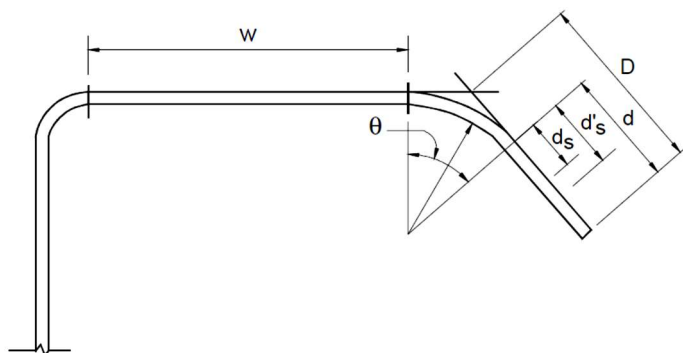


Figura 3.9 Definición de D en atiesador. [14]

3.6.2. Tensión de fluencia promedio

Naturalmente, el proceso de alterar la sección de una pieza de acero a conveniencia (inicialmente una plancha) logra brindar propiedades geométricas superiores. Sin embargo, el proceso de plegado en sí implica inducir la fluencia y deformación plástica en la lámina de acero, generando tensiones residuales y viéndose alterada la estructura interna del material, obteniéndose zonas frágiles y con mayor tensión de fluencia que el acero virgen.

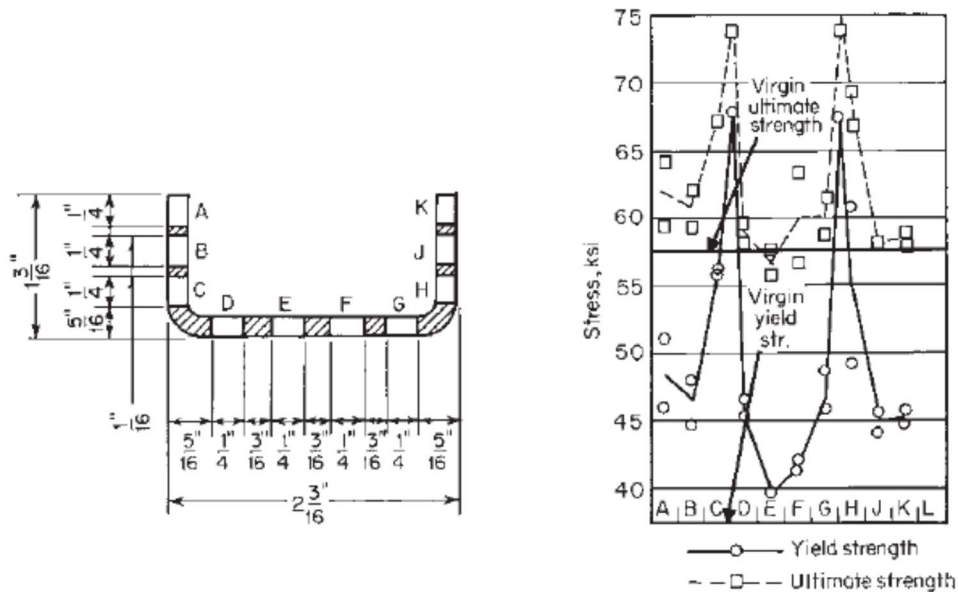


Figura 3.10 Efecto del proceso de conformado en frío en las propiedades mecánicas de una sección canal. [4]

De esta forma, se hace necesario compensar la sobrerresistencia en el perfil.

El AISI propone el concepto de resistencia a la tensión equivalente de la sección completa, F_{YA} , para elementos bajo los siguientes esfuerzos:

- Tracción
- Flexión pura
- Compresión concéntrica
- Combinación de flexión y carga axial
- Perfiles tubulares en flexión, compresión y flexocompresión
- Montantes de tabique.

Se limita su uso bajo las siguientes condiciones:

- a. Realizando ensayos experimentales que expresen la tensión de fluencia real del elemento.

Esta alternativa será viable cuando se cuenta con poca cantidad de perfiles, debido al costo de los ensayos. De tener alta variabilidad de geometría, se vuelve preferible basarse en la predicción teórica:

- b. Mientras el factor ρ sea igual a 1 (Ecuación (3.4)) en cada elemento que constituye la sección, F_{YA} puede obtenerse de la Ecuación (3.1).

$$F_{ya} = CF_{yc} + (1 - C)F_{yf} \quad (3.1)$$

donde

C : relación entre el área de las esquinas comprimidas y el área total de las alas en compresión

F_{yc} : $B_c F_{yv} / (R/t)^m$, límite de fluencia a tracción de las esquinas

F_{yf} : promedio ponderado de la tensión de fluencia en las zonas planas del perfil (se puede asumir equivalente a F_{yv})

F_{yv} : tensión de fluencia del acero virgen

F_{uv} : tensión última del acero virgen

B_c : $3,69(F_{uv}/F_{yv}) - 0,819(F_{uv}/F_{yv})^2 - 1,79$

m : $0,192(F_{uv}/F_{yv}) - 0,068$

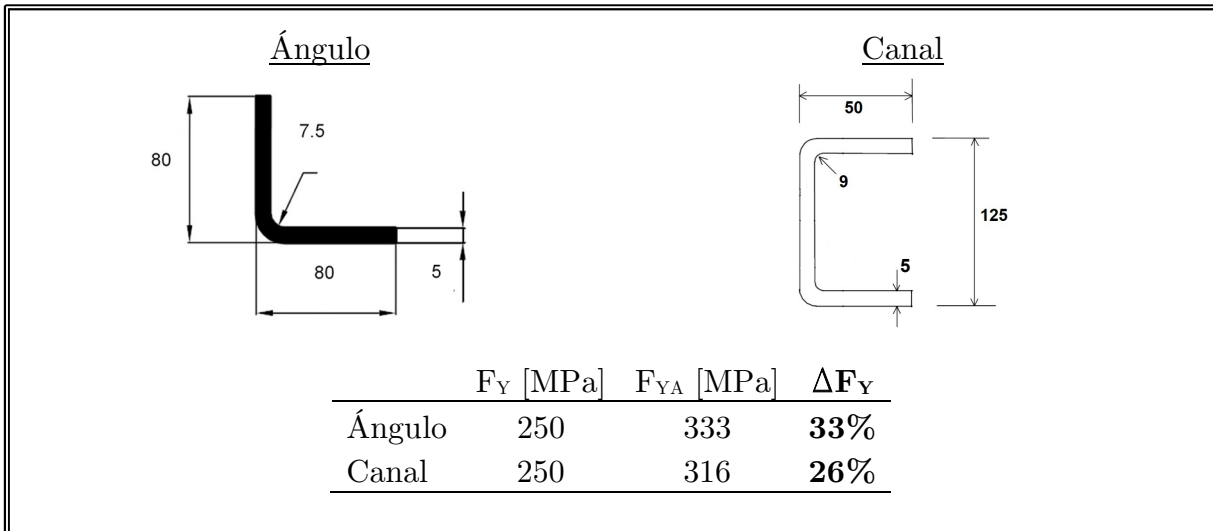
R : radio interno de plegado

Se ha hablado de los efectos del proceso de conformado, y es natural pensar que este genera efectos desfavorables para el acero. Al hablar de esfuerzos residuales, vale la pena comprender los efectos, que pueden ser provechosos. En este caso, la tensión efectiva de fluencia se ve **favorecida**, aumentándose desde el 20% hasta cerca 35%, dependiendo del espesor, cantidad de ángulos (dobles), longitud de los elementos y el radio de plegado.

Luego, es posible aprovechar esta alteración de las propiedades mecánicas para concluir que el factor de utilización es menor del que se tendría si no se toma en cuenta este efecto.

Para dar cuenta de la importancia de este concepto, se ejemplificará con dos perfiles de uso recurrente de acero ASTM A36, haciendo notar la variación de la tensión de fluencia en efectiva. A mayor espesor del perfil, mayor será la variación de la tensión de fluencia.

Ejemplo 3.6.2



3.6.3. Ancho efectivo

Como fue mencionado anteriormente, los perfiles de pared delgada sujetos a compresión, aplastamiento, corte y flexocompresión, no atiesados, típicamente no fallan por fluencia, sino que experimentan inestabilidad debido a pandeo local. En la Sección 3.6.2 se introdujo el término de resistencia post pandeo, esto nos ayudará a explicar la derivación del ancho efectivo.

Cuando un elemento del perfil se ve sometido a esfuerzo, se genera una redistribución no uniforme de estos, donde la mayor parte de la carga la toman los sectores cercanos al pliegue, donde el siguiente elemento actúa como atiesador y, como ya se comentó, presenta mayor resistencia. Frente a carga de compresión, esta redistribución de esfuerzos puede modelarse como se observa en la Figura 3.11, donde se transfieren las cargas hacia las orillas del elemento, debido al efecto de post pandeo. Mediante las ecuaciones propuestas por von Karman, es posible analizar dicha redistribución.

$$\frac{\delta^4 \omega}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 \omega}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 \omega}{\delta y^4} = \frac{t}{D} \left(\frac{\delta^2 F \delta^2 \omega}{\delta y^2 \delta x^2} - 2 \frac{\delta^2 F \delta^2 \omega}{\delta x \delta y \delta x \delta y} + \frac{\delta^2 F \delta^2 \omega}{\delta x^2 \delta y^2} \right) \quad (3.2)$$

Como puede apreciarse, la Ecuación (3.2) presenta alta complejidad numérica y la solución diferencial tiene poca aplicación práctica. Es por esto que von Karman decidió introducir el concepto de *ancho efectivo*.

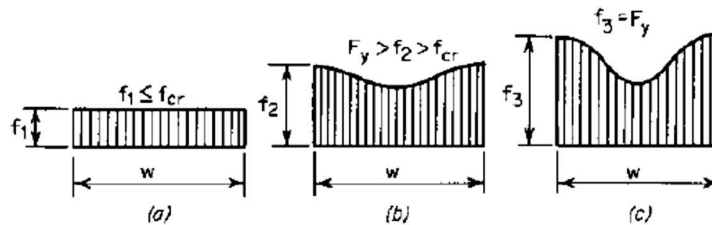


Figura 3.11 Etapas consecutivas de distribución de esfuerzos en elemento a compresión atiesado.

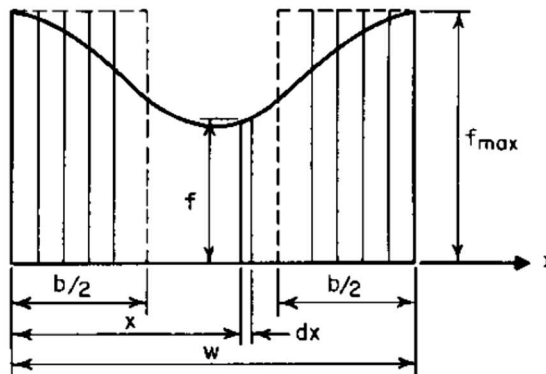


Figura 3.12 Distribución de esfuerzo y derivación del ancho efectivo en elemento atiesado.

El ancho efectivo será entonces la longitud teórica para cada elemento recto en el perfil, tal que sometido a compresión producirá la falla por pandeo local a la misma tensión que fluye. En el esquema de la Figura 3.12, puede apreciarse que el ancho b representa el ancho que permite obtener una distribución uniforme de tensiones, manteniendo constante el área bajo la curva.

En cualquier caso, este valor será siempre igual o menor al ancho original, w . En la Figura 3.14 y Figura 3.16, puede observarse diferentes reducciones de ancho para perfiles sometidos a compresión y flexocompresión. Es importante mencionar que cada elemento de la sección (alma(s), alas, atiesadores) se verá reducido según corresponda, dependiendo de la carga aplicada y la relación de esbeltez de aquel, es decir, podría no efectuarse reducción del ancho plano bajo ciertas condiciones geométricas.

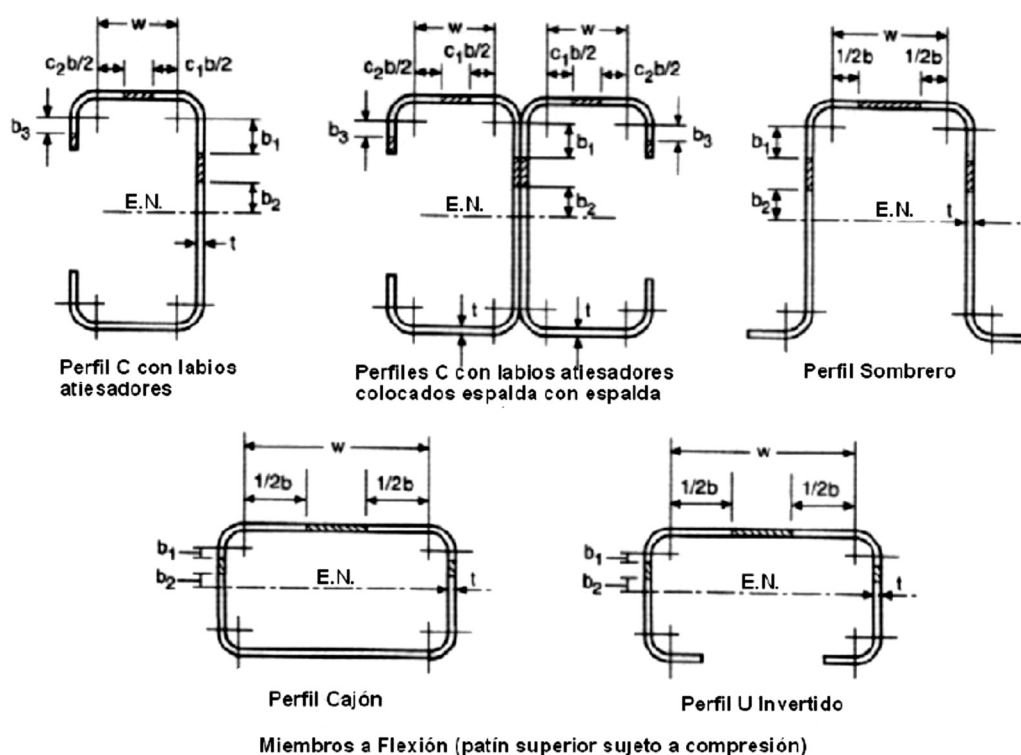


Figura 3.13 Ancho efectivo de elementos atiesados sometidos a flexión.

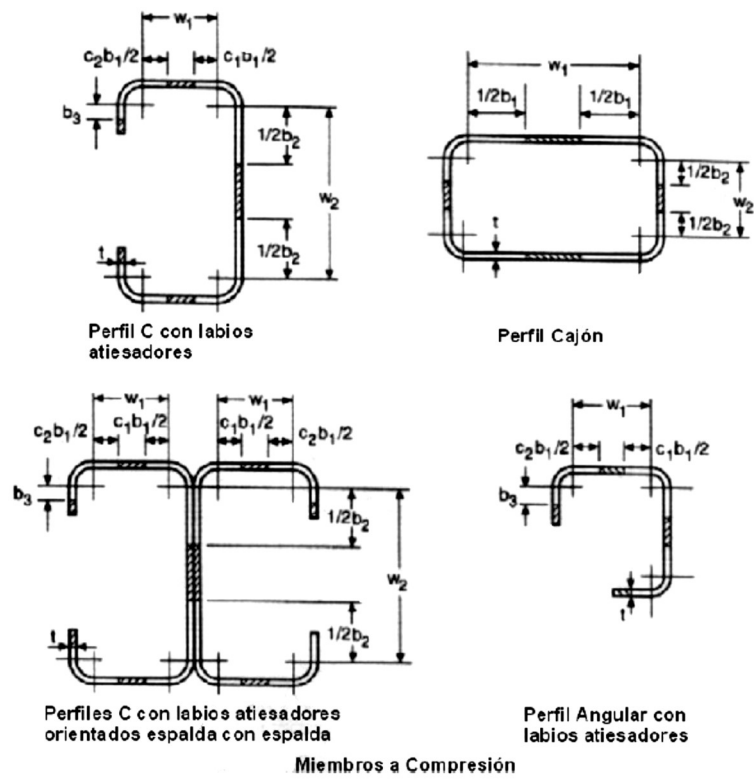


Figura 3.14 Ancho efectivo de elementos atiesados sometidos a compresión.

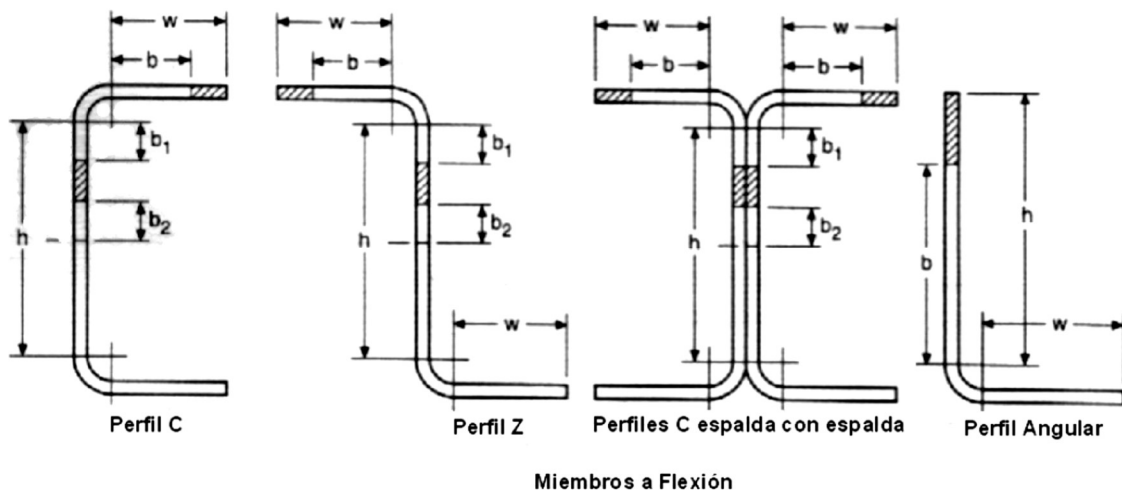


Figura 3.15 Ancho efectivo de elementos no atiesados sometidos a flexión.

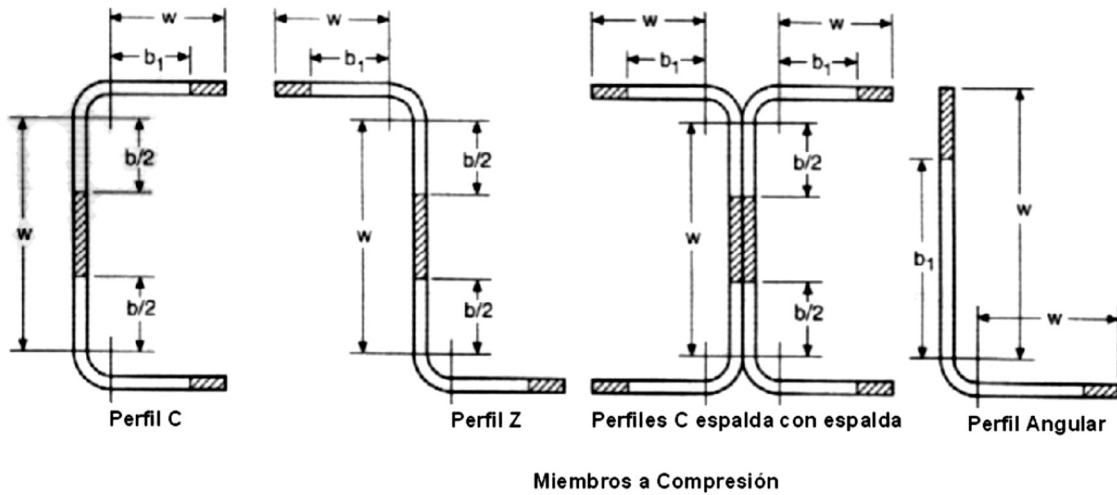


Figura 3.16 Ancho efectivo de elementos no atiesados sometidos a compresión.

Se indica, a modo explicativo, el procedimiento para determinar el ancho efectivo para capacidad de carga en elementos atiesados y la deflexión en miembros sometidos a compresión uniforme (elementos no atiesados y bajo gradiente de tensiones presentan un procedimiento similar).

Determinación de capacidad de carga en elementos atiesados sometidos a compresión uniforme

Este caso corresponde a los elementos que son parte de un perfil estructural que puede estar sometido a esfuerzos del tipo compresión o flexión. Naturalmente, frente a este último, hay configuraciones geométricas de perfiles donde elementos presentan un nivel de flexocompresión linealmente distribuido. Tal es el caso de alas dispuestas paralelas al eje de flexión, como en canales, vigas doble T soldadas, cajón, entre otros.

El caso sencillo corresponde a una canal que, bajo flexión pura, presenta en su ala superior compresión, en la inferior tracción, y en el alma un gradiente de tensiones.

Se define el factor de esbeltez λ y el factor de reducción ρ como:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (3.3)$$

$$\rho = 1 - (0.22/\lambda)/\lambda \quad (3.4)$$

Siendo w el ancho plano del elemento, como se muestra en la Figura 3.14.

$$\begin{aligned} b &= w \text{ cuando } \lambda \leq 0.673 \\ b &= \rho w \text{ cuando } \lambda > 0.673 \end{aligned} \quad (3.5)$$

donde

w : ancho plano del elemento

t : espesor del elemento

f : tensión de fluencia del acero virgen (no confundir con F_{YA})

k : 4 para miembros atiesados. Se entregan diferentes valores de k dependiendo del elemento y el tipo de esfuerzo.

Determinación de la deflexión en elementos atiesados sometidos a compresión uniforme

Las especificaciones de la AISI S100 consideran una variación de la geometría efectiva distinta para el caso de esfuerzos y deformación. Para esta última, se definen parámetros similares en lo conceptual, pero con factores numéricos diferentes.

$$\lambda_c = 0.256 + 0.328 \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.6)$$

$$\rho = 1 \text{ cuando } \lambda \leq 0.673 \quad (3.7)$$

$$\rho = \left(1.358 - \frac{0.461}{\lambda} \right) / \lambda \text{ cuando } 0.673 < \lambda < \lambda_c \quad (3.8)$$

$$\rho = \left(0.41 - 0.59 \sqrt{F_y/f_d - 0.22/\lambda} \right) / \lambda \text{ cuando } \lambda \geq \lambda_c \quad (3.9)$$

Siendo λ lo definido en Ecuación (3.3), y ρ en ningún caso mayor a 1.

$$\begin{aligned} b_d &= w \text{ cuando } \lambda \leq 0.673 \\ b_d &= \rho w \text{ cuando } \lambda > 0.673 \end{aligned} \quad (3.10)$$

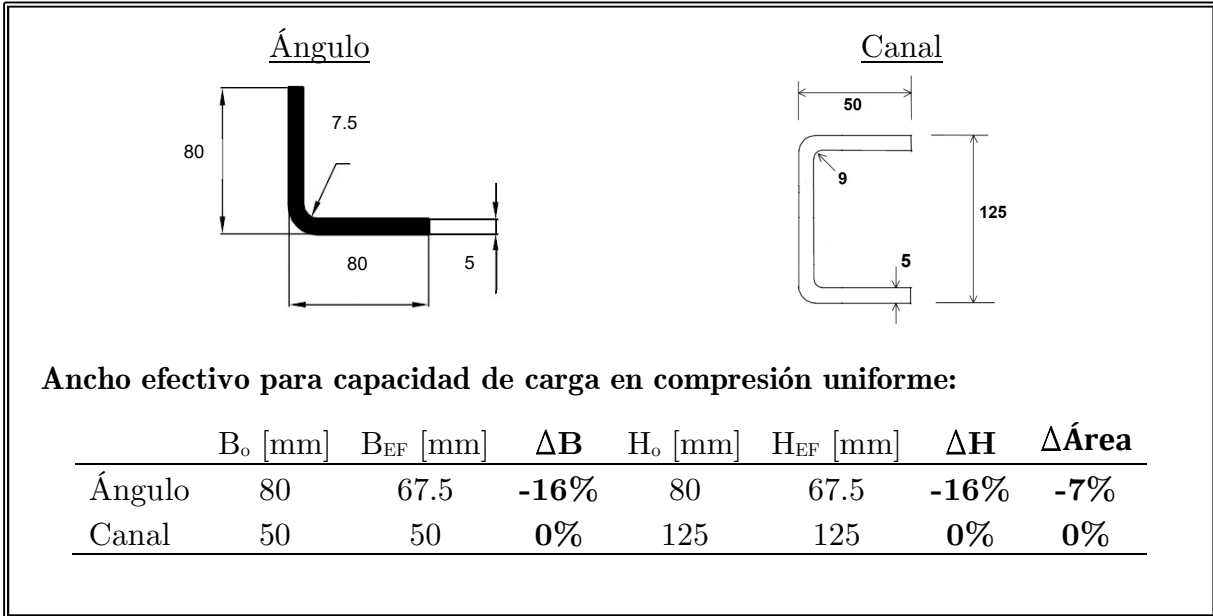
donde

f_d : tensión de compresión calculada en el elemento considerado

b_d : ancho efectivo del elemento utilizado para calcular la deflexión

Se replica el ejemplo entregado en 3.6.2, para cuantificar el efecto de la reducción de la geometría en los perfiles citados. Notar que, para espesores mayores, no siempre se alcanza una reducción de los anchos (y altos) efectivos.

Ejemplo 3.6.3.



3.7. Diseño de miembros estructurales

Una vez se ha estimado la tensión de fluencia promedio de la sección y la geometría efectiva (reduciendo w por b , si corresponde), se procede al diseño de miembros estructurales, según los esfuerzos obtenidos del análisis estructural.

Ya que el proceso de fabricación de perfiles conformados en frío permite geometrías tan particulares, se recomienda optar, según el tipo de esfuerzo al que el perfil estará sometido, una geometría que responda de manera eficiente a las cargas. Esa es una de las ventajas de optar por este tipo de material.

A continuación, se describe de forma práctica y cualitativa el diseño para las diferentes situaciones de esfuerzo. Para el desarrollo completo y específico, se deberá seguir las indicaciones especificadas en [11]. Se recuerda que solo en los casos descritos en 3.6.2 se aplica el aumento de fluencia promedio de la sección, F_{YA} .

3.7.1. Miembros traccionados

Debido a que frente a este esfuerzo no se aprecian condiciones de inestabilidad, el área a considerar corresponde al área neta, sin reducir. La resistencia a la tracción, T_n , queda definida según:

$$\begin{aligned} T_n &= A_n F_{ya} \\ \phi &= 0.95 \end{aligned} \quad (3.11)$$

donde

A_n : área neta de la sección (sin reducir)

F_{ya} : tensión de fluencia promedio⁵

3.7.2. Miembros flexionados

Al igual que en las especificaciones de la AISC 360, se definen diferentes estados límite para la falla en flexión. Se deberá verificar las condiciones de resistencia nominal, pandeo lateral torsional, abolladura del alma, y en combinación con otras cargas. A modo de ejemplo, se muestra la capacidad de carga nominal de la sección, el caso más sencillo.

Resistencia nominal de la sección

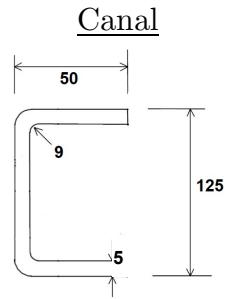
$$M_n = S_c F_{ya} \quad (3.12)$$

donde

S_c : módulo elástico de la sección efectiva, calculado con la fibra extrema comprimida a F_y

Φ : 0.95 para secciones con alas comprimidas rigidizadas
0.90 para secciones con alas comprimidas no rigidizadas

⁵ Típicamente, este valor será igual a la tensión de fluencia del acero virgen, debido a que el factor C (Ecuación (3.1)) en tracción equivale a cero, ya que no hay esquinas en compresión.

Ejemplo 3.7.2.

Resistencia nominal a flexión por fluencia, normas AISC S100 y AISI 360:

	Mn	Módulo [cm ³]	F _Y [MPa]	Mn [ton-m]	ΔMn
AISI S100	S _e F _{ya}	43.6	316	1.13	-10%
AISC 360	Z _x F _y	54.8	250	1.25	

Si bien, para esta condición, la resistencia del perfil es menor bajo norma AISI, en el caso del pandeo lateral-torsional es la norma AISC la que entrega un resultado de resistencia similar. Y es ese estado límite, cuando la longitud de volcamiento es considerable, el que muchas veces controla el diseño. Luego, la diferencia entre ambos métodos de cálculo es casi nula, para este perfil en particular.

3.7.3. Miembros comprimidos bajo carga concéntrica

Esta sección se basa en el mismo modo de falla que AISC 360, fundado de acuerdo con el esfuerzo crítico de pandeo. Se exige que la esbeltez, λ , de los miembros estructurales no supere el valor de 200, según:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (3.13)$$

donde

K : factor de longitud efectiva

L : longitud no arriostrada del elemento estructural

r : radio de giro de la sección total no reducida

La resistencia axial nominal se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} P_n &= A_e F_n \\ \phi &= 0.85 \end{aligned} \quad (3.14)$$

donde

A_e : área efectiva de la sección a tensión F_n

L : longitud no arriostrada del elemento estructural

r : radio de giro de la sección total no reducida

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_{ya} \quad \text{si } \lambda_c \leq 1.5 \quad (3.15)$$

$$F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_{ya} \quad \text{si } \lambda_c > 1.5 \quad (3.16)$$

Donde

$$\lambda_c : \sqrt{F_y/F_e}$$

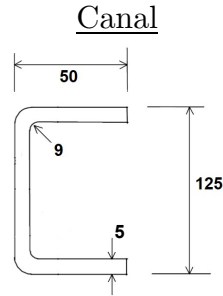
F_e : menor tensión de pandeo elástico flexional, torsional y flexo torsional, de acuerdo con secciones C4.1 a C4.3 de AISI S100.

Secciones no sometidas a pandeo torsional ni pandeo flexo torsional:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (3.17)$$

donde

E : módulo elástico

Ejemplo 3.7.3.

Resistencia nominal en compresión concéntrica, no sometido a pandeo, bajo normas AISI S100 y AISI 360:

	Área [cm ²]	F _n (F _{cr})	P _n [ton]	ΔP _n
AISI S100	1026	3.52	3.61	33%
AISC 360	1026	2.03	2.45	

3.7.4. Esfuerzos combinados

Además de satisfacer las condiciones de carga individuales, y diseñar en base a la más exigente, se debe verificar la condición de esfuerzos combinados, donde entre ellos puede condicionar una situación aún más desfavorable. Se verá el caso de interacción de compresión y flexión según el método LRFD, ampliamente utilizado en verificación de columnas.

Las resistencias requeridas P_u , M_{ux} y M_{uy} deben satisfacer:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1.0 \quad (3.18)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{no}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (3.19)$$

Sin embargo, cuando $P_u/\phi_c P_n \leq 0.15$, en vez de usar las dos ecuaciones anteriores, se puede usar:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (3.20)$$

donde

- P_u : resistencia a la compresión requerida
- M_{ux}, M_{uy} : resistencia a la flexión requerida en direcciones x e y
- P_n : resistencia nominal de la sección a compresión
- M_{nx}, M_{ny} : resistencia nominal de la sección a flexión, ambos ejes
- ϕ_c : 0.85
- ϕ_c : 0.90 o 0.95 según corresponda (ver casos de flexión)
- α : factor de reducción (capítulo C5.2.2, AISI, 2012).

3.8. Diseño sísmico

Respecto a los sistemas estructurales que la norma de diseño sísmico de perfiles conformados en frío hace referencia, AISI S400, corresponden a configuraciones que la usanza nacional no contempla. Se rescata, como la aproximación más posible de homologar, al sistema de *Marcos Especiales a Momento Empernados*, en inglés *Cold-Formed Steel - Special Bolted Moment Frame* (CFS-SBMF) [14].

No es un requisito de las estructuras industriales de acero chilenas cumplir con aquellas especificaciones, ya que aquella norma hace referencia de sistemas estructurales no utilizados en nuestro país, pero sí vale la pena rescatar ciertos criterios de diseño generales, los cuales responden a las características intrínsecas de los PCF, independiente de la configuración o uso que se le dé al acero. Es decir, se expondrán ciertos criterios de diseño conservadores, que no son necesariamente requisito obligatorio, pero que son válidos y aplicables a cualquier estructura de acero de perfiles conformados en frío.

3.8.1. Bases de diseño

Se espera que la conexión entre columna y viga sea capaz de resistir las deformaciones inducidas. A su vez, esta debe ser un mecanismo capaz de disipar energía. Recordemos que, frente a cargas laterales (viento, sismo, etc.), la estructura responde de forma dinámica, recibiendo la energía externa y transformándola en energía interna, tanto en forma

de esfuerzo, como en energía cinética dentro de ella. Esta energía cinética pueden ser vibraciones o deformaciones.

Se debe tener siempre presente que el par esfuerzo-deformación actúan de forma indisoluble, es decir, no es posible que exista una de estas magnitudes sin afectar a la otra.

Cuando hablamos de capacidad soportante de una estructura, ya sea un edificio habitacional, público, industrial tipo nave, edificio, puente, etc., el diseño tiene por principal motivación asegurar la integridad de sus ocupantes y minimizar los daños a la estructura. La gente acostumbra a pensar que una estructura falla porque “se deformó mucho” o “era un edificio débil y se movió tanto con el terremoto, que colapsó”.

Pues entonces, ¿se debe hacer énfasis en cuidar la deformación, la rigidez o ambas a la vez?

Como fue descrito en el Capítulo 1, el comportamiento observado de estructuras en Chile ha sido el principal impulsor de la norma NCh2369, en la cual se recoge las diversas experiencias de nuestro «laboratorio natural». Rigidez, flexibilidad, disipación de energía, son variables a considerar cuando se propone un diseño seguro y eficiente. En todo caso, esta norma se condice principalmente con la teoría recopilada por las especificaciones de la AISC 360.

En la literatura de diseño sísmico referente a los sistemas estructurales que consideran los perfiles plegados, se encuentran diferentes soluciones, tales como las utilizadas en muros de corte en tabiquería estructural, muros arriostrados, marcos especiales a momento empernados, entre otros. No existe una relación directa con los sistemas erguidos en la usanza nacional para estructuras industriales. Por lo tanto, se vuelve difícil aplicar las consideraciones sísmicas de estas normas a estructuras nacionales.

Los marcos especiales a momento empernados de acero conformados en frío son el sistema más comparable a lo que se dispone en Chile, pero sin ser exactamente el mismo. De esta manera, no es propósito de este capítulo imponer condiciones de diseño, sino especificaciones útiles que el diseñador podrá tomar, bajo su criterio.

El mecanismo de disipación de energía corresponderá a las conexiones viga-columna. La **resistencia requerida a corte** en las conexiones debe estar basada en el método LRFD

de la combinación de carga pertinente, según lo indicado en AISI S100. En el caso de estructuras en Chile, esta norma corresponde a la NCh3171 *Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga* vigente [15].

La determinación del efecto de carga sísmico producido por fuerzas sísmicas horizontales, será tomado de las siguientes consideraciones:

Conexión viga-columna

La resistencia requerida de vigas y columnas en marcos especiales a momento deberá ser estimada de acuerdo al momento esperado de desarrollo en la conexión. La resistencia al corte se calcula como en lo especificado en sección E4.3.3 de AISI S100.

Es decir, al igual que en NCh2369 (Sección 4.3.2 de este documento), la conexión debe ser diseñada para el momento máximo que tanto la columna y la viga son capaces de resistir, con tal de que los esfuerzos puedan ser transmitidos en su totalidad y la falla no ocurra en la conexión.

3.8.2. Requisitos

Las consideraciones mostradas a continuación establecen ciertos criterios que, basados en ensayos experimentales y experiencia empírica, responden a un adecuado comportamiento sísmico para marcos especiales a momento. Algunos de ellos son de sentido común y promueven buenas prácticas en el diseño y construcción, mientras que otros apuntan a limitaciones geométricas.

Requisitos generales

1. Estructuras de marco estarán restringidos a estructuras de un piso, no mayores a 10.7 m de altura, sin empalmes de columna.
2. El sistema de marcos sujeta a todas las columnas.
3. Las columnas deben estar conectadas a la fundación en apoyo simple.
4. Cada marco de igual geometría debe estar conectado por pernos de igual diseño y detalle de conexión.
5. Se debe respetar el código de diseño y construcción para los aspectos de desplazamientos máximos y efecto P-D. Sin embargo, la NCh2369 libera de responsabilidad a este efecto, en su cláusula 11.2.9, sobre naves de acero livianas.

Requisitos para vigas

1. Se recomienda el uso del acero ASTM A653 Gr. 55 (el cual no está dentro de los aceros permitidos por NCh2369, aun cuando se asemeja en fluencia y tensión máxima por los requisitos de homologación. (Sin embargo, su elongación máxima es menor a la requerida).
2. Se considera espesor mínimo de 2.67 mm. Para efectos prácticos, y de acuerdo con la disponibilidad de materiales, se considera 2 mm.
3. La relación ancho plano-espesor del alma no debe exceder a $6.18\sqrt{E/F_y}$. Como referencia, este valor es cercano a 170 para un acero de fluencia 270 MPa.

Requisitos para columnas

1. Se recomienda el uso de perfiles cerrados HSS (*Hollow Structural Section*, o sección estructural hueca) tipo cajón, rectangular o circular, con recubrimiento de pintura.
2. La relación ancho plano-espesor no debe exceder a $1.40\sqrt{E/F_y}$. Como referencia, este valor es cercano a 40 para un acero de fluencia 250 MPa (ASTM A36), es decir, sección tendiendo a compacta.

Requisitos en conexiones

Para todas las conexiones que son parte del sistema sismo resistente, se debe asegurar que estas sean diseñadas tal que la ductilidad sea parte de su estado límite último. Los pernos deben ser de alta resistencia, y no compartir carga en combinación con soldadura.

1. Las conexiones viga-columna deben estar compuestas por pernos de alta resistencia de 1 pulgada de diámetro.
2. La resistencia al corte dependerá de la distancia entre el borde del perno y el siguiente centro de perforación o borde, según la siguiente ecuación:

$$P_n = teF_u \quad (3.21)$$

Tabla 3.2 Factores de diseño, resistencia al corte en conexiones empernadas

	$F_u/F_y \geq 1,08$	$F_u/F_y < 1,08$
Ω (ASD)	2,00	2,22
ϕ (LRFD)	0,7	0,6

donde

P_n : resistencia nominal, por perno

e : distancia medida entre el centro de la perforación y el siguiente límite de perno o borde

t : espesor de la parte más delgada de la conexión

F_u : tensión de rotura del acero

F_y : tensión de fluencia del acero

La distancia entre centros de perforaciones debe ser al menos tres veces el diámetro del perno, d . Así mismo, la distancia entre el centro de una perforación y el borde de la pieza de conexión debe ser a lo menos $1,5d$.

Se permite el uso de placas de conexión, las cuales deben estar debidamente soldadas al alma de la viga o columna y el uso de soldadura controlada.

Capítulo 4

Diseño de estructuras industriales constituidas por Perfiles Conformados en Frío

Se ha hablado en los capítulos anteriores de perfiles en general y sus propiedades mecánicas y geométricas. Pero ¿en qué perfiles conformados en frío se piensa a la hora de diseñar una estructura industrial? Las opciones son innumerables (Figura 3.2): desde espesores de 0.5 mm a 25 mm; geometrías desde ángulos hasta el sistema *TuBest®* desarrollados por CINTAC, actualmente adoptado por otros productores. Sin embargo, su uso en estructuras industriales de interés, el material disponible en el mercado nacional y dejando fuera a los perfiles que no presentan capacidad suficiente para soportar las cargas que estas construcciones tienen por propósito, queda acotado.

Por esto, y para propósitos de este trabajo, se limitará el universo de combinaciones de geometría y dimensiones, bajo el criterio de contar con los parámetros prácticos que atañen al diseño para la industria en la usanza chilena. El catálogo que entregan los diferentes conformadores es amplio, con productos versátiles, los cuales pueden usarse con diferentes propósitos. Por ejemplo, se utilizan perfiles de acero para trabajos caseros, como rejas y muebles, y se utilizan también en construcción de viviendas como elementos secundarios o soporte de techumbre o tabiquería. Pero eso ya es materia que escapa del interés de este trabajo. Dicho esto, el análisis que se realizará se restringe el estudio a las siguientes características:

- Espesor mínimo 2 mm y máximo de 12 mm. Menor grosor se dejará para usos que escapan del alcance de este trabajo; mayores espesores requieren máquinas de mayor potencia y su producción es limitada, principalmente por encargo, como se vio en la Sección 2.2. Se considera un límite de 12 mm como caso general, sin embargo, el uso en la industria típicamente no supera los 8 mm (y en Chile, 6 mm).

- La esbeltez local del perfil será siempre menor a 200. Según Rosenbaum [16], en el escenario de las **estructuras industriales para la minería**, columnas y diagonales presentan todas una esbeltez menor a 130.
- Se consideran perfiles del tipo canal (C), canal atiesado (CA), cajón, circular, zeta, sombrero, ángulo (L), T (formado por dos ángulos espalda-espalda), I (formados por dos canales espalda-espalda). Perfiles de geometría compleja, por ejemplo, *TuBest*[®] de Cintac, quedan fuera del listado.
- Perfiles de alma llena, sin variación de la geometría y rectos a lo largo de este.

Tabla 4.1 Limitación de perfiles a considerar.⁶

Perfil	Dimensiones mínimas	Dimensiones máximas
Ángulos ⁷ (L)	40 x 40 x 2 mm	200 x 200 x 12 mm
Canales ⁸ (C)	100 x 50 x 2 mm	300 x 100 x 12 mm
Canales con alas atiesadas (CA)	100 x 50 x 2 mm	300 x 100 x 6 mm
Cajones rectangulares y cuadrados	100 x 50 x 2 mm	250 x 250 x 8 mm

El uso de estos perfiles ha sido en el tiempo una alternativa práctica, económica y de expedito montaje. Sin embargo, como ya se ha mencionado, es pocas veces considerado el correcto diseño de estos.

A modo de ejemplo, se realizará un ejercicio con objetivo triple: (1) ejemplificar la teoría y bases de diseño que las normas AISI proponen, (2) levantar las inquietudes e interrogantes que surgen al momento de compatibilizar dichas normas con el escenario y la normativa nacional y así dar el primer paso a condiciones que aún no se han considerado en el diseño sísmico en estructuras industriales, y (3), extrapolar las consideraciones a cualquier estructura de acero destinada a la industria, compuesta principalmente por perfiles conformados en frío.

Para esto, en particular para el objetivo (3), se tomará como ejemplo una estructura corriente, estudiada por alumnos y profesionales de la ingeniería civil: una nave industrial.

⁶ Basado en dimensiones de [23].

⁷ Ángulos y perfiles T formados por la unión de dos ángulos.

⁸ Ángulos y perfiles I (doble T) formados por la unión de dos canales espalda-espalda.

Específicamente, se analizará una estructura real, con fecha de diseño marzo de 2006, que actualmente se encuentra operativa.

La nave industrial será analizada con la ayuda del software de análisis estructural *SAP2000*. El objetivo será modelar la estructura con los perfiles estructurales que se especifican, para luego analizar su comportamiento estático bajo la norma AISI S100, y posteriormente su desempeño sísmico bajo la norma NCh2369, corroborando que cumple con norma AISI S400.

De este análisis, se podrán sacar conclusiones sobre el desempeño estático, sísmico, conexiones y deformaciones. Esto servirá para estimar las necesidades, ventajas, debilidades, desventajas y oportunidades de mejora en el diseño de estructuras de este tipo, siempre apuntando hacia un diseño económico, eficiente y seguro. Dicho ejercicio se encuentra en el Apéndice A. Allí se puede encontrar una comparación de diseño entre normas AISC 360 y AISI S100 o, en documentos nacionales, las actuales NCh427/1:2016 y prNCh427/2, respectivamente.

4.1. Combinaciones de carga

Carga Permanente (CP): corresponde al peso propio de la estructura, y las cargas que con alta probabilidad actuarán en cualquier momento de observación. Sean estas últimas el peso de los equipos fijos, barandas, techumbre, parrillas de piso, terminaciones, etc.

Sobrecarga (SC): cargas que eventualmente pueden actuar sobre la estructura, a lo largo de la vida útil de esta. Se considera dentro de esta categoría a la sobrecarga de techo, ocupación, equipos móviles, etc.

Carga de Viento (W): carga eventual provocada por acción del viento sobre la estructura principal y sus componentes secundarios de relevancia geométrica. Se determina según las condiciones de sitio y el tipo de estructuración.

Carga Sísmica (E): corresponde a la fuerza inercial que responde al movimiento del suelo en que se encuentra emplazada una estructura. A magnitud de esta dependerá de las condiciones del terreno, la estructuración y la historia sísmica de la localidad. Se determinan los esfuerzos sísmicos mediante los métodos Estático y Modal [3].

De acuerdo con las normas chilenas NCh2369 y NCh3171, se establecen las siguientes combinaciones de carga.

Tabla 4.2 Combinaciones de carga utilizadas, método LRFD.

Combinación	CP	SC	W	E
(1)	1.4			
(2)	1.2	0.5		
(3a)	1.2	1.6		
(3b)	1.2	1.6	0.8	
(4)	1.2	0.5	1.6	
(5)	1.2			1.4
(6)	0.9		1.6	
(7)	0.9			1.4
(i) ⁹	1.2	1.0		1.1
(ii)	0.9			1.1

Tabla 4.3 Combinaciones de carga utilizadas, método ASD.

Combinación	CP	SC	W	E
(1)	1.0			
(2)	1.0			
(3)	1.0	1.0		
(4)	1.0	0.75		
(5a)	1.0		1.0	
(5b)	1.0			1.0
(6a)	1.0	0.75	0.75	
(6b)	1.0			0.75
(7)	0.7		1.0	
(8)	0.6			1.0
(i) ⁸	1.0	1.0		1.0
(ii)	1.0			

⁹ Se ha omitido Sobrecarga de Operación, Sobrecarga Accidental y Sismo Vertical, debido a que son despreciables o los factores son iguales a 0 (cero). Las combinaciones (i) y (ii) se utilizarán para estimar la deformación por carga sísmica, la cual se estipula en el Capítulo 6 de la NCh2369.

4.2. Determinación de la carga principal en naves industriales

Antes de proceder al capítulo de diseño sísmico, vale la pena cuestionarse qué carga, en una estructura industrial, prevalece como sollicitación principal. Dicho de otra forma, se quiere estimar cuándo el diseño es controlado por el sismo, y cuándo el viento, entendiendo que estas son unas de las cargas principales a las que una estructura está expuesta de forma ajena o externa a la misma, en situaciones normales (ubicada en Chile y no sumergidas).

En el Capítulo 4.3.3 se verá el caso particular de naves de acero livianas y la relación existente entre la carga de viento y carga sísmica.

4.3. Diseño sísmico bajo norma NCh2369.Of2003

Si bien el diseño estático entrega, en gran medida, la capacidad para desarrollar un buen desempeño de una estructura, frente a cargas cíclicas puede sufrir daños o sobrepasar los límites de serviciabilidad previstos.

Tal como se evidencia en la Sección 1, existen aún fallas estructurales que no están saneadas del todo, y que pueden llevar incluso al colapso de la estructura. Rotura de diagonales, conexiones deficientes, anclajes pobres, pandeo local y global, arriostramientos deficientes, son algunos de los problemas que fueron ilustrados.

En esta sección se analizarán los requisitos que la norma NCh2369 estipula para las diferentes estructuras industriales. Se realizarán comentarios sobre los capítulos que atañen a estructuras de acero y las consideraciones aplicables a estructuras en particular, que posiblemente presenten incongruencia con el material que esta memoria trata. Como fue descrito, la filosofía que esta norma sigue es según los perfiles de alto calibre o, dicho de otra manera, perfiles laminados y soldados. Luego, es necesario estudiar si tales requerimientos es posible cumplirlos con perfiles conformados en frío.

4.3.1. Análisis elástico estático

Debido a que la magnitud de las estructuras erguidas netamente con PCF es limitada en altura, se considera el método de análisis elástico estático.

Esfuerzo de corte basal

El esfuerzo de corte horizontal en la base se calcula según la Ecuación (4.1), la cual permite proceder con el diseño de anclajes.:

$$Q_o = CIP \quad (4.1)$$

donde

- Q_o : esfuerzo de corte en la base
- C : coeficiente sísmico, que se define en Ecuación (4.2)
- I : coeficiente de importancia
- P : peso sísmico total del edificio sobre el nivel basal.

El coeficiente de importancia, I , de acuerdo con el Capítulo 4.3.2 de NCh2369, indica que para obras críticas su valor será $I=1.2$. Esto comprende casos donde la integridad de la estructura compromete a funciones esenciales o de suma importancia para la producción, peligrosas para el entorno o vitales para el control de catástrofes.

De no contar con estas características, el valor de importancia para la obra será $I=1.0$ en caso de estructuras normales o $I=0.8$ para obras y equipos menores o provisionales. Es responsabilidad del mandante y del especialista discriminar entre estas tres categorías, y un error frecuente confundirlas o dar importancia de *esenciales* a obras que no lo requieren, mas son solo importantes.

Coficiente sísmico

$$C = \frac{2.75 A_o}{g R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (4.2)$$

donde

- A_o : aceleración efectiva máxima, según zonificación sísmica
- T', n : parámetros relativos al suelo de fundación
- T^* : periodo fundamental de vibración en la dirección de análisis
- R : factor de modificación de la respuesta

ξ : razón de amortiguamiento

En diseño en acero, no se hará distinción entre naturaleza de perfiles, sean laminados, soldados o conformados en frío, para estimar el valor de ξ , y este será:

$\xi = 0.02$ para sistemas sismorresistentes cuyas uniones sean mayoritariamente soldadas.

$\xi = 0.03$ para sistemas sismorresistentes cuyas uniones sean mayoritariamente empernadas.

De acuerdo con el punto 5.3.3.2 de NCh2369.Of2003, en ningún caso el valor de C será mayor que el indicado en la Tabla 5.7 de dicha norma [3].

Fuerzas sísmicas

Las fuerzas sísmicas en altura se deben distribuir según la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_1^n A_j P_j} Q_o \quad (4.3)$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (4.4)$$

donde

- 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_o : 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.

Determinación del coeficiente de reducción sísmica, R

Es posible construir estructuras extremadamente seguras, capaces de sobrellevar un sismo de cualquier tipo sin sufrir daños de ninguna envergadura. Para ello, basta con erigir estructuras robustas, sobredimensionando cada elemento que la constituye. Naturalmente, esta solución es poco práctica en todo sentido e involucra un gasto económico elevado. La ingeniería se encarga de aprovechar al máximo los recursos, manteniendo un nivel de desempeño y seguridad aceptable en la estructura.

Una de las herramientas de diseño con las que se cuenta, corresponde al factor de reducción de respuesta, R , el cual indica la tasa de disminución del espectro de aceleraciones, y con él la respuesta elástica, con el cual son diseñadas las estructuras. De la mano a esto se encuentra el valor C (coeficiente sísmico), el cual es inversamente proporcional a R . Luego, el coeficiente de reducción sísmica indica la tasa de aminoración de la demanda sísmica.

Cualitativamente, esta variable es producto de dos factores: la ductilidad de la estructura y su sobrerresistencia. Por tratarse de un producto, la obtención de un R fijo se puede conseguir (al menos en teoría) ajustando el nivel de sobrerresistencia de manera que pueda suplir las limitaciones de ductilidad.

Para efectos del presente trabajo, se asume un valor fijo de ductilidad típico. Por otro lado, el nivel de sobrerresistencia a su vez depende de tres factores conocidos:

- El nivel de seguridad típico en estructuras de acero, cuyo valor es cercano a 1.5. Este valor refiere a los métodos de diseño, que introducen un factor de seguridad con el objetivo de que, en el diseño, la resistencia nominal no limite con la demanda de los elementos. Este se asocia en parte a la eventual presencia de cargas inesperadas o no contempladas y al error asociado a las características de material utilizado.
- El nivel de reserva en el diseño, en cuanto a los perfiles seleccionados: la oferta de dimensiones de perfiles, al ser una batería de opciones discreta, se opta por un perfil que no se encuentre en el límite de diseño, optándose por uno más robusto, que quede por debajo en un factor de utilización. Por otro lado, no todos los perfiles con similar propósito cuentan con la misma demanda, por ejemplo, el conjunto de columnas de un edificio cuenta con el mismo perfil para cada una de ellas, mientras que la carga que cada una recibe es diferente, optándose por respetar aquella que presente mayor demanda. En consecuencia, los elementos estructurales cuentan comúnmente con 10% a 20% -o más- de reserva de resistencia.
- Muchas veces el diseño de estructuras queda controlado por combinaciones de cargas donde el sismo no está considerado. Tal es el caso de las naves industriales, que se verá en adelante.

En síntesis, se puede decir que el R de sobrerresistencia puede calcularse como

$$R_{\text{SOBRERRESISTENCIA}} = R_{\text{DISEÑO}} \cdot R_{\text{RESERVA}} \cdot R_{\text{ESTADO DE CARGA}}$$

4.3.2. Capítulo 8: Disposiciones especiales para estructuras de acero

Este capítulo corresponde a uno de los principales objetivos de este trabajo: en contraste con las secciones anteriores, las cuales son indicaciones específicas que no generan ambigüedad a priori, las disposiciones especiales para estructuras de acero contemplan condiciones particulares e indicaciones que aplican y deben ser verificadas para cada estructura, como medidas adicionales a los parámetros y métodos de diseño. Por ejemplo, restricciones a la geometría de los perfiles, condiciones de conexión y estructuración.

Se listarán a continuación las disposiciones que atañen a los diferentes tipos de estructuras que son posibles de edificar utilizando plenamente perfiles conformados en frío. Se omiten los artículos meramente informativos, o que no son relevantes para el presente trabajo, como indicaciones para equipos, hormigón, edificios industriales.

Tabla 4.4 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.2 Materiales, con comentarios¹⁰.

Art.	Disposición	Comentario
8.2.1	<p>El acero estructural debe cumplir los siguientes requisitos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • En el ensayo de tracción, tener una meseta pronunciada de ductilidad natural con un valor límite de F_y inferior a 0.85 de F_U y alargamiento de rotura mínimo de 20% en probeta de 50 mm. • Soldabilidad garantizada según norma AWS. • Límite de fluencia no superior a 450 MPa. 	<p>Las calidades de acero que la NCh2369 dispone (los cuales son un subconjunto de los permitidos por el AISI S100) cumplen con todas estas condiciones.</p> <p>De usarse otra calidad no estipulada, se deberá certificar que cumpla con estas condiciones, para asegurar el comportamiento dúctil de la estructura.</p>

¹⁰ Adaptación simplificada de los artículos, sin cambio en el contenido.

Tabla 4.5 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.3 Marcos Arriostados, con comentarios.

Art.	Disposición	Comentario
8.3.1	No se permiten configuraciones con diagonales que solo trabajen en tracción, excepto en los casos de naves industriales de acero livianas que se rigen por las disposiciones de 11.2.	En el caso de naves livianas, debido a la baja carga que actúa sobre ellas, es factible que la capacidad a compresión de las diagonales sea suficiente y cuenten con la resistencia requerida para soportar la carga en esa dirección.
8.3.2	En una línea resistente cualquiera, deben coexistir diagonales que trabajen a compresión y tracción. La resistencia disponible por las diagonales traccionadas, en cada sentido de la acción sísmica, debe ser al menos un 30% del esfuerzo de corte de la línea en el nivel correspondiente.	Se induce que en cada línea resistente y para cualquier dirección y sentido del sismo, siempre haya elementos traccionados y no todos comprimidos al mismo tiempo.
8.3.3	Elementos de sistemas sismorresistentes verticales que trabajan en compresión, deben tener relaciones de ancho/espesor menor que λ_r según Tabla 8.1 de NCh2369.Of2003. La esbeltez del elemento debe ser menor que $1.5\pi\sqrt{E/F_y}$.	Típicamente, en naves, las condiciones que permiten una edificación mediante PCF implican tener cargas y peso propio relativamente bajos, siendo la carga sísmica de menor relevancia. De esta manera, el artículo 11.2.3 exime de esta restricción de esbeltez.
8.3.4	Las diagonales en X deben conectarse en el punto de cruce, el cual se podrá considerar fijo para efectos de determinar la longitud de pandeo, mientras una de las diagonales sea continua.	
8.3.6	El esfuerzo sísmico en las diagonales comprimidas debe ser menor o igual al 80% de su capacidad resistente.	Para estructuras livianas, como el caso de construcciones mediante PCF, otras cargas pueden ser más desfavorables que el sismo. En el ejemplo práctico, la carga de viento es la dominante en la estructura. En tal caso, la condición del artículo 8.3.6 no se cumple. Se recomienda optar por un análisis conservado, considerando esta restricción, aún bajo cargas que no sean necesariamente sísmicas, pero que sí puedan comprometer la estabilidad o inducir falla por pandeo local/global en diagonales.

Tabla 4.6 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.4 Marcos Rígidos, con comentarios.

Art.	Disposición	Comentario
8.4.1	Las uniones de momento en marcos rígidos sismorresistentes deben ser del tipo Totalmente Rígida. No se permite usar conexiones Parcialmente Rígida. Estas uniones se deben diseñar tal que la rótula plástica se desarrolle a una distancia prudente de la columna, lo cual se logra reforzando la conexión o debilitando la viga en el lugar deseado.	Se debe considerar el uso de refuerzos en la zona de conexión y cumplir con las condiciones de marco rígido descritas en el Capítulo 3.8 de este documento (disposiciones sísmicas del AISI).
8.4.2	Salvo para propiciar la rótula plástica en la viga, no se permiten cambios abruptos en el ancho de sus alas.	Para generar la rótula plástica, se requiere un esfuerzo constructivo que se contradice con la eficiencia que otorga optar por PCF: se deberá alterar en maestranza o terreno el perfil de forma manual para lograr al cambio paulatino de la geometría del perfil en la zona de rótula, contrario a la producción en cadena que se desarrolla en su proceso de fabricación, y aumentando el costo de construcción.
8.4.3	Columnas y vigas de marcos rígidos deben calificarse como compactos.	Esta condición no es posible alcanzar con espesores bajos. Por ejemplo, una columna de 150x100x4 mm califica como No Compacta. Bajo esa geometría, se requiere de un espesor de al menos 8 mm para alcanzar el grado de Compacto, el cual está fuera de la producción habitual de perfiles, implicando un gasto mayor, y un factor de utilización menor. Esta condición limita el uso de PCF en marcos rígidos.

Tabla 4.7 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.5 Conexiones, con comentarios.

Art.	Disposición	Comentario
8.5.1	Los pernos de conexiones sismorresistentes deben ser de alta resistencia, calidad ASTM A 325 o ASTM a 490.	El AISI permite el uso de calidades de pernos de resistencia inferior a las indicadas en el artículo 8.5.1 de NCh2369. Su diseño, siempre y cuando el espesor sea menor a 4.8 mm, se rige por la AISI S100. En caso contrario, se debe utilizar las disposiciones de la norma AISC 360. Debido a que la norma sísmica chilena tiene como filosofía principal el uso de la norma AISC 360, se recomienda, de manera conservadora, limitar el espesor a un mínimo de 5 mm y pernos de alta resistencia.
8.5.3	Las conexiones de momento viga-columna en marcos rígidos sismorresistentes deben tener, como mínimo, una resistencia igual a la de los elementos conectados.	
8.5.4	En conexiones viga-columna de marcos rígidos, las alas superiores e inferiores de las vigas deben contar con apoyos laterales diseñados para una fuerza igual a $0.02 F_y b_f t$.	Se pretende impedir la inestabilidad lateral, mediante elementos que impidan el desplazamiento y aporten con resistencia en esa dirección a las vigas.
8.5.5	La soldadura de tope en uniones sismorresistentes debe ser de penetración completa.	La soldadura de penetración completa no presenta restricciones de espesor, luego, para perfiles de 2 mm o más, no existe inconveniente al momento de aplicar este punto.
8.5.6	Los pernos de alta resistencia se deben colocar con la pretensión indicada para uniones de deslizamiento crítico. No obstante, la resistencia de diseño de las uniones empernadas se puede calcular como la correspondiente a uniones tipo aplastamiento.	El AISI restringe el uso de uniones tipo deslizamiento crítico debido a falta de experiencia experimental [10, p. 365]. Dicho esto, se deberá seguir la indicación de calcular la unión tipo aplastamiento, como se describe en 8.5.6.

Tabla 4.8 Artículos de interés de la norma NCh2369.Of2003, Capítulo 8.7 Sistemas de Arriostramiento Horizontal, con comentarios.

Art.	Disposición	Comentario
8.7.2	En sistemas de arriostramiento de piso y de cubierta, no se permiten configuraciones de diagonales que trabajen solo a tracción	Se debe asegurar la capacidad de soportar carga a compresión en diagonales horizontales.
8.7.3	Para sistemas de arriostramiento horizontal cuya función es la de transferir y/o compartir cargas sísmicas que controlan el diseño, tributarias en uno o más marcos a otros marcos rígidos o arriostrados vecinos o extremos, se deben usar las disposiciones de diseño de 8.7.3.1 a 8.7.3.4.	
8.7.3.1	Las diagonales y puntales sismorresistentes que trabajan en compresión deben tener relaciones ancho/espesor menor que λ , según Tabla 8.1. La esbeltez debe ser menor que $1.5\pi\sqrt{E/F_y}$.	Se exige que el perfil no sea esbelto para efectos de pandeo local. Debido al bajo espesor de estos perfiles, este límite se puede superar, como en el caso del ejemplo, que se iguala el límite de relación ancho/espesor.
8.7.3.2	Las diagonales en X se deben conectar en el punto de cruce. Dicho punto puede considerarse fijo en la dirección perpendicular para determinar la longitud de pandeo, mientras una de las diagonales sea continua.	
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.	Este artículo otorga relevancia al diseño estructural donde el esfuerzo proveniente de carga sísmica no es el que controla. Como se verá en el Capítulo 4.3.3, las condiciones de ciertas estructuras inducen a que la carga dominante corresponde a viento antes que sismo, cuando las dimensiones de la nave son bajo ciertos límites. Al tratarse de PCF, estos límites están aún más acotados.
8.7.3.4	La disposición 8.7.3.1 tampoco aplica 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 0,7 R.	
8.7.5	La altura de los elementos diagonales y puntales de sistemas de arriostramientos de piso o de cubierta debe ser mayor o igual que 1/90 de la proyección horizontal de la longitud del elemento.	Se pretende limitar la esbeltez, para evitar fallas por pandeo global.

4.3.3. Capítulo 11: Estructuras específicas

Se analizarán estructuras que pueden estar compuestas íntegramente por perfiles conformados en frío. Naturalmente, estructuras de grandes dimensiones o que presenten alta demanda de cargas, requieren que se utilice perfiles de alto espesor. Es por esto que se han descartado de este análisis estructuras como edificios de varios pisos, grandes equipos suspendidos, grandes equipos móviles y estanques, recipientes de proceso, chimeneas de acero y estanques verticales apoyados en el suelo, ya que quedan fuera del alcance de este trabajo.¹¹

De esta manera, el análisis se limita a los siguientes dos tipos de estructuras: galpones industriales y naves de acero livianas.

4.3.3.1. Naves de acero livianas

Las disposiciones de este capítulo buscan enfocar un diseño más eficiente para cada estructura en específico, en algunos casos reduciendo las consideraciones de carga, por ejemplo, eliminando la condición del artículo 8.3.6 de NCh2369, que limita la utilización de las diagonales. En otros aspectos, se imponen límites en los parámetros de diseño sísmico, como dictar el factor de modificación de la respuesta de la estructura a un máximo de 4.

Se aplicarán las disposiciones de naves de acero livianas a edificios de acero que cumplan las siguientes condiciones:

- Están estructurados mediante una sucesión de marcos paralelos formados por columnas y vigas, del tipo enrejado, sean perfiles cerrados o abiertos de alma llena.
- La altura libre interior de las columnas laterales debe ser menor o igual a 15 m. Este requisito se puede obviar si en las combinaciones de carga indicadas en 4.5 de NCh2369, las fuerzas sísmicas que resultan del análisis se amplifican por 2.
- La distancia transversal entre los ejes de columnas adyacentes debe ser menor o igual a 30 m. Este requisito se puede obviar si en las combinaciones de carga indicadas en 4.5 de NCh2369, las fuerzas sísmicas que resultan del análisis se amplifican por 2.
- El edificio podrá corresponder a una nave, o bien varias naves paralelas.

¹¹ Siguiendo con la condición de espesor máximo típico de 6 a 8 mm fabricado en Chile.

- La estructura sismorresistente corresponde a marcos rígidos paralelos, o bien a marcos extremos o intermedios, rígidos o arriostrados, que reciben las fuerzas sísmicas horizontales a través de un sistema de arriostramientos de techo.
- Las estructuras deben calificar en categoría C2 o C3 según 4.3.1 de NCh2369.
- Los puentes grúas deben tener una capacidad nominal menor o igual a 100 kN, en el caso de grúas sin cabina de operación, o 50 kN para grúas con cabina de operación.
- Los equipos soportados por la estructura deben tener un peso por marco menor o igual a 100 kN.
- La carga sísmica horizontal que los altillos transmiten a cada columna de la estructura no debe ser mayor que 15 kN.
- No tienen estanterías de almacenamiento apoyadas sísmicamente en la estructura.

Consideraciones para naves livianas, según el alcance sísmico

A continuación, se expondrán diferentes consideraciones que incluye el Capítulo 11.2 de la norma NCh2369.Of2003, sobre naves de acero livianas. Esta incluye cláusulas que otorgan exigencias particulares, y también eximen de algunos criterios expuestos en el Capítulo 8 de dicha norma.

En primer lugar, vale la pena cuestionarse qué carga externa gobierna el diseño para una nave liviana. En Chile, y lejos de la costa, existen dos cargas principales comunes: viento y sismo. Para efectos de la norma de diseño sísmico, si la carga predominante es el viento, no son estrictamente necesarias las restricciones de estructuración que esta indica.

Como es sabido, la fuerza sísmica dependerá de la masa que posea la estructura, reaccionando con una respuesta inercial. De esta forma, si una estructura presenta baja masa, el sismo no será tan importante como la carga de viento.

Para ilustrar la distribución de carga en galpones industriales, se muestra un gráfico que incida cuál es la carga predominante, evaluada a través del corte basal (es decir, qué carga controla el diseño), considerando la sobrecarga de techo presente y la longitud de luz del vano en sentido transversal, bajo los siguientes supuestos:

- La distancia entre marcos es constante a 6 m.
- Se considera una luz de 10 m a 30 m.
- La altura de hombro se limita a 10 m.

- Carga de viento correspondiente a 106 kg/m^2 [17].
- La nave cuenta con un puente grúa de capacidad 10 ton de levante [3].
- Inclinación de techo de un 25%.
- Las naves presentan cubierta y cierre lateral.
- Carga de nieve de 0 kg/m^2 a 400 kg/m^2 [18] y sobrecarga de 30 kg/m^2 en los casos que no considera nieve [15].
- Se asume coeficiente sísmico máximo (C_{\max}) con valor de 0.27, de acuerdo con la Tabla 5.7 de NCh2369, para los valores $R=4$ y $\xi=0.03$, los correspondientes a naves de acero livianas con uniones empernadas.

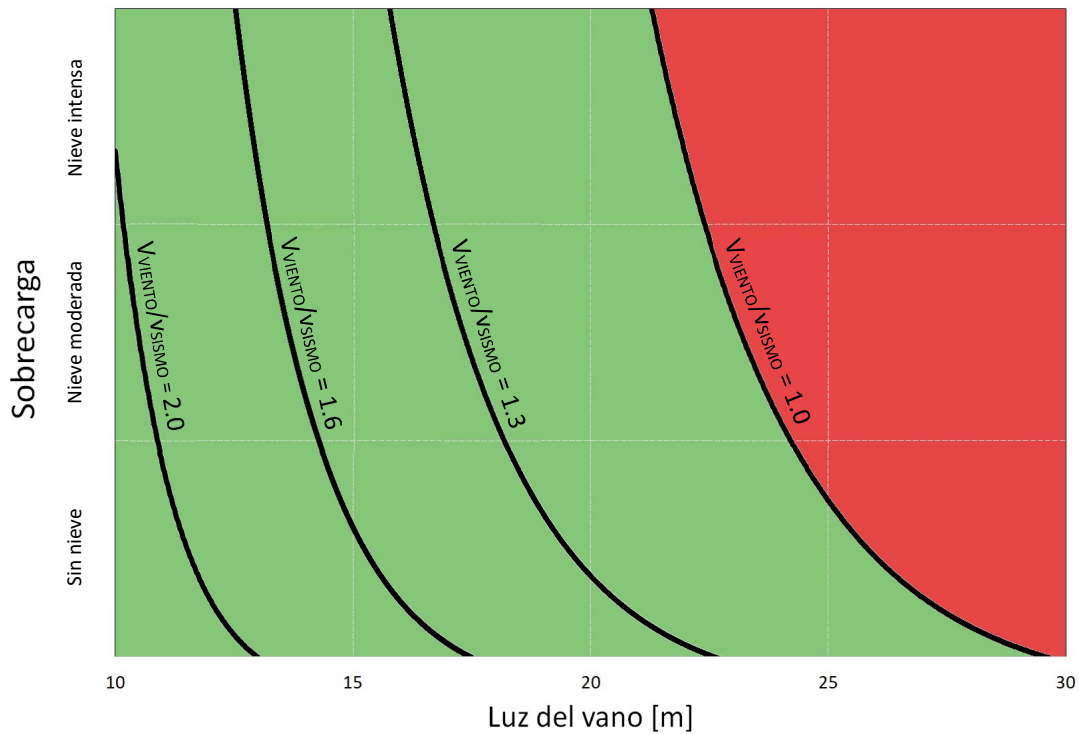


Figura 4.1 Esquema de interacción del corte basal entre sismo y viento, en nave de acero liviana de altura 10 m y puente grúa de 10 ton.

Donde las curvas representan la relación de corte basal Viento/Sismo.

- Zona donde controla el viento. El corte basal generado por viento es mayor que el de sismo.
- Zona donde controla el sismo. El corte basal generado por viento es menor que el de sismo.

Cabe destacar que esta figura es representativa y ambiciosa, ya que trata de mostrar el comportamiento de un grupo importante de galpones, pero siempre bajo los criterios previamente mencionados. No es su propósito ser una guía de diseño, sino más bien una referencia y/o aproximación de lo esperado en naves industriales livianas. De este análisis, es posible entender cuáles son las justificaciones que el Capítulo 11.2 de NCh2369 toma para liberalizar requerimientos.

De acuerdo con la Figura 4.1, y bajo los supuestos descritos, se pueden sacar diferentes conclusiones, tales como:

- En naves livianas típicas, la carga predominante es el viento, donde el corte basal provocado por esta es del orden de 1 a 2 veces el asociado a sismo.
- De manera conservadora, es posible liberar de exigencias de diseño sísmico cuando el coeficiente entre corte basal por viento y corte basal por sismo es mayor a 1.5 aproximadamente.
- Naves de hasta 30 m con puente grúa de capacidad máxima 5 ton, quedan controladas por viento.
- Para naves de hasta 25 m de luz de vano y sin nieve, controla siempre el viento antes que el sismo.
- Para luces menores a 22 m, controlará siempre el viento.
- La zona en que el corte basal por carga de viento es mayor al doble que el generado por sismo, corresponde a luces de hasta 13 m, con puentes grúa de máximo 3 ton.
- Esta gráfica fue realizada para una altura de hombro de 10 m, considerando ese límite para PCF. Sin embargo, en el caso general, es decir, utilizando perfiles soldados o laminados, la restricción es de 15 m. Esto se traduce en un aumento significativo de la carga básica de viento, resultando en el desplazamiento de las curvas hacia la derecha en la Figura 4.1, haciendo menos considerable el corte basal generado por el sismo, frente al provocado por el viento.

Con estas observaciones, es posible deducir las razones de por qué la norma NCh2369 en su Capítulo 11.2: Naves Livianas, limita la geometría de las naves a 30 m de luz y 15 m de altura.

Además, bajo la explicación previamente descrita para determinar el factor de reducción de respuesta, es posible entender el valor que se opta para R. Por ejemplo, para $R=3$, se sabe lo siguiente:

$$R_{\text{DISEÑO}} \approx 1.5$$

$$R_{\text{RESERVA}} \approx 1.1$$

$$R_{\text{ESTADO DE CARGA}} \approx 1.2$$

$$\text{Luego, } R_{\text{SOBRERRESISTENCIA}} \approx 1.5 \cdot 1.1 \cdot 1.2 \approx 2.0$$

Con ello, para obtener un R de valor 3, basta con contar con un $R_{\text{DUCTILIDAD}}$ de 1.5. De esta manera, en naves de acero livianas compuestas por perfiles conformados en frío, se asume un valor de $R=3$. Ese valor bajo las siguientes condiciones:

- En elementos estructurales diseñados bajo una combinación de carga que no contempla el sismo, y el corte basal generado es mayor a 1.5 veces a la combinación que sí lo contempla, se rebajan las exigencias de ductilidad a 1.5, descansando en la sobrerresistencia de valor 2.
- En caso de que la combinación que controla el diseño contempla sismo, aplicar las condiciones normativas generales. Si se desea aplicar sobrerresistencia, se asumirá que se cuenta con el doble de la requerida por análisis.

Tabla 4.9 Artículos de interés de NCh2369, Capítulo 11.1 Galpones Industriales.

11.1.1	Estas disposiciones se aplican a edificios industriales con o sin vigas portagrúas.
11.1.2	Los edificios con marcos transversales deben tener un sistema de arriostramiento continuo en el techo. Cuando hay cerchas de techo el arriostramiento continuo se debe colocar en el plano de la cuerda inferior. Se exceptúan los edificios sin puente grúa en que las cargas permanentes sólo provienen del peso propio.
11.1.3	En los edificios con puente-grúa, el análisis sísmico se debe hacer para la magnitud y altura de la carga suspendida más probables durante el terremoto de diseño. Para estos efectos se deben considerar la frecuencia del terremoto de diseño y las condiciones de operación de las grúas.

Tabla 4.10 Artículos de interés de NCh2369, Capítulo 11.2 Naves de Acero Livianas.

Art.	Descripción	Comentario
11.2.2	Para determinar las fuerzas sísmicas de diseño, se deben considerar las razones de amortiguamiento indicadas en la Tabla 5.5, y un factor de modificación de la respuesta menor o igual a 4.	Se enfatiza que el factor de reducción sísmica posee un R máximo de 4. Ver explicación de la elección del valor de R en estructuras livianas, mostrado en página 60 del presente documento.
11.2.3	El diseño de las naves de acero livianas debe cumplir con las disposiciones de cláusula 8, exceptuando 8.3.3, 8.3.5, 8.3.6, 8.4.1, 8.4.2, 8.4.3, 8.4.4, 8.4.5, 8.4.7, 8.5.2, 8.5.4 y 8.5.9, cuya aplicación no es obligatoria.	Libera de obligatoriedad a cláusulas de marcos arriostrados, rígidos y conexiones, basado en el criterio de que la carga que controla corresponde al viento. De esta manera, las condiciones en el ámbito sísmico no son las relevantes, quedando fuera del alcance en estas estructuras.
11.2.4	Los elementos diagonales del sistema de arriostramiento que trabajen sólo en tracción deben ser inspeccionables y contar con dispositivos adecuados de tensado inicial y ajuste posterior.	
11.2.5	Las diagonales de arriostramiento sísmico de techo diseñadas únicamente para resistir fuerzas de tracción, deben tener una capacidad que al menos corresponda a la suma de la pretensión inicial y las fuerzas sísmicas provenientes del análisis amplificadas por 1,5.	
11.2.6	El sistema de arriostramiento de cubierta, diseñado para transmitir fuerzas horizontales a los marcos extremos transversales, debe ser continuo y estar constituido por elementos diagonales y puntales que trabajen tanto en tracción como en compresión.	

(continuación...) Tabla 4.10 Artículos de interés de NCh2369, Capítulo 11.2 Naves de Acero Livianas.

Art.	Descripción	Comentario
11.2.7	El sistema de arriostramientos verticales debe corresponder a diagonales y puntales que trabajan tanto en tracción como en compresión, y su esbeltez debe ser menor o igual a $1.5\pi\sqrt{E/F_y}$. Este requisito no es obligatorio en naves con luz entre columnas menor que o igual a 12 m y altura de hombro menor que o igual a 6 m. En estos casos se pueden utilizar elementos que trabajen solamente en tracción, siempre que cumplan los requisitos de 11.2.4 y 11.2.5.	Nuevamente, basado en el criterio descrito anteriormente, se libera de esta exigencia a naves donde el viento controla.
11.2.8	El diseño sísmico de las conexiones de los sistemas de arriostramientos verticales y de cubierta, se debe realizar considerando las combinaciones de carga indicadas en 4.5, con las fuerzas sísmicas que resultan del análisis amplificadas por 1.5.	
11.2.9	Las deformaciones sísmicas deben determinarse de acuerdo con lo establecido en 6.1 y se debe limitar a los valores que no causen daños a cañerías, equipos de levante y transporte, sistemas eléctricos u otros elementos unidos a la estructura que es necesario proteger. No se requiere cumplir con las disposiciones establecidas en 6.3 y 6.4.	Se libera de responsabilidad a las deformaciones sísmicas, bajo la consideración de que el propósito de la estructura no es soportar grandes cargas, lo que se traduce en un edificio liviano y de baja masa sísmica. Al controlar el viento, las deformaciones sísmicas pasan a segundo plano, y se explica la razón de no considerar los puntos 6.3 y 6.4, de deformación sísmica.

El ingeniero deberá ser cauteloso en el diseño, teniendo en cuenta que, si en su estructura controla el sismo, deberá considerar que no siempre se libera de responsabilidad a la estructura en el ámbito sísmico, como fue descrito en la Tabla 4.10.

4.3.4. Capítulo 6: Deformaciones sísmicas

Se utilizará la combinación (i) y (ii) descrita en la Sección 4.1. Según el Capítulo 6 de la norma NCh2369, la deriva por pisos se determina según:

$$d = d_0 + R_1 d_d \quad (4.5)$$

donde

- d : deformación sísmica
- d_0 : deformación debido a cargas de servicio no sísmicas
- R_1 : R , en caso de que $Q_0/Q_{min} > 1$. En caso contrario, $R_1 = R \cdot Q_0/Q_{min}$.
- d_d : deformación calculada con solicitación sísmica reducida por el factor R .

El valor de d no debe exceder $0.015h$, donde h es la altura por piso, o la distancia entre dos puntos ubicados en una misma vertical. El efecto o consecuencias de deformaciones en la norma sísmica industrial chilena no enfatiza sobre mecanismos de reducción de desplazamientos. Solo pone interés cuando estos generan conflicto por contacto con otras estructuras adyacentes o efectos P-Delta. Esto quiere decir que problemas asociados a equipos sensibles a deformación, tuberías, condiciones de operación en general, entre otros, queda a criterio del especialista notar la importancia de los desplazamientos y la forma de minimizarlos.

Cabe mencionar que este valor de desplazamiento corresponde a la acción de la carga sísmica. Esta deformación se vincula a la masa sísmica que presenta la estructura, siendo en el caso de estructuras livianas, y en particular con perfiles conformados en frío, de baja magnitud en comparación a estructuras con alta demanda y cargas considerables.

Sumado a lo anteriormente mencionado, se hace importante considerar los mecanismos de restricción de deformaciones. Típicamente, los desplazamientos son controlados por cuatro alternativas: (1) rigidez inherente de los marcos principales (por ejemplo, marcos rígidos); (2) diagonales que restringen el desplazamiento relativo (en sus diferentes versiones); (3) disipadores y aisladores sísmicos.

En caso de optarse por las primeras dos alternativas, se debe tener en consideración que la conexión empernada debe otorgar la resistencia suficiente para transmitir el esfuerzo

presente y, para perfiles de bajo espesor, el área disponible para conexiones empernadas es limitado, ya que típicamente las dimensiones de sección del perfil deben cumplir con un límite de esbeltez local (ver Capítulo 4.3.1). Así, se debe considerar la alternativa más idónea de acuerdo con la magnitud de la estructura que se está diseñando; mayor cantidad de diagonales, perfiles de calibre alto soldados, aumentar la rigidez propia del sistema.

Capítulo 5

Conclusiones y comentarios

5.1. El uso de PCF en construcciones industriales

Desde hace siglos se ha utilizado el acero en muchas aplicaciones, desde artesanía, pasando por construcción, hasta naves espaciales. Se sabe que es un material liviano, cuya materia prima se encuentra en abundancia en la naturaleza y es de rápida construcción. Bastante rápida en comparación a los procedimientos húmedos. Más bien, se podría usar el término ensamblar en vez de construir. En fin.

Diferentes productos de acero han participado en el rubro de la construcción, junto con el avance de la tecnología. Y este progreso permite que hoy dispongamos de soluciones interesantes para la ingeniería civil, como lo son los perfiles conformados en frío. Esta alternativa permite, bajo ciertas condiciones, lograr un desempeño prácticamente igual, e incluso superior, al de las otras familias de aceros (laminados y soldados), como fue visto en los capítulos anteriores.

Las aplicaciones de este material son diversas, desde estructuras secundarias como tabiquería, sistemas estructurales de viviendas, hasta el uso en estructuras industriales. Naturalmente, su uso está limitado a las condiciones de carga: el espesor y la longitud de los componentes del perfil están acotados a la maquinaria y proceso que el fabricante pueda otorgar. En otras palabras, no es posible conformar una viga de 2 metros de alto y 30 mm de espesor para un puente, si ninguna máquina tiene esa capacidad.

Sin embargo, las aplicaciones que son abarcadas por los PCF responden de manera eficiente y segura a la demanda de acuerdo a las funciones que cumplirán en estructuras industriales, como fue estudiado en el Capítulo 4 y junto al ejemplo práctico en el

Apéndice A. Se concluye que, en estructuras industriales construidas en Chile, el uso de los perfiles conformados en frío tiene cabida como material principal, siempre que se respeten las restricciones de NCh2369.

Si se emplea de buena manera y se fomenta el diseño y aplicaciones de los conformados en frío, existe una oportunidad de aprovechar de mejor manera los recursos. Esta es quizás una deuda que tienen las universidades y las oficinas de cálculo, entendiendo que no es del saber común las normas que rigen el diseño de perfiles de acero, mas existe casi una convención tajante de que los métodos de diseño estructural en acero se basan plenamente en un documento: AISC 360.

Dicho documento es utilizado para diseñar elementos y miembros de acero con diferentes aplicaciones, desde el sistema sismorresistente principal, hasta elementos secundarios, los cuales muchas veces son conformados en frío. Estos últimos responden de manera muy similar a la familia de laminados y soldados, pero se debe tener siempre presente cuál es su mayor desventaja: debido a su bajo espesor, el problema de la inestabilidad, pandeo local y volcamiento es inminente cuando el elemento se somete a cargas de compresión (o flexocompresión).

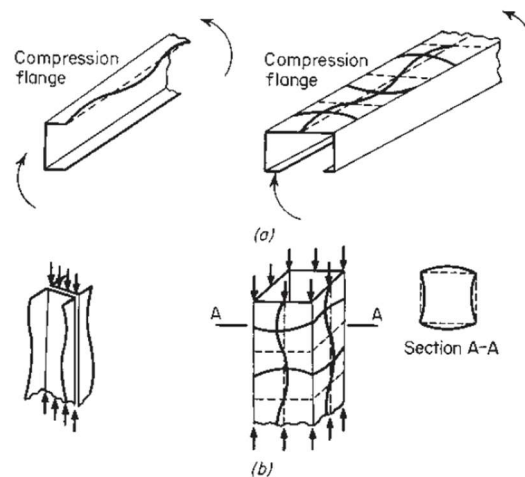


Figura 1.3. Pandeo local de miembros en compresión. (a) Vigas. (b) Columnas.

Pero no siempre se sabe que ciertos perfiles están fabricados mediante proceso de conformado, y los métodos de diseño siguen siendo pensados según AISC 360. Es por eso que, si bien la calidad del diseño y la seguridad estructural ha mejorado con el paso del tiempo,

siguen ocurriendo fallas como las observadas en el Capítulo 1: rotura en conexiones, diagonales pandeadas, columnas sobrepasadas en su resistencia, etc. (Figura 1.1 y Figura 1.2)

No utilizar la norma correspondiente puede ser una de las causas de que estas fallas sigan ocurriendo. Y que no se use la norma correspondiente, a su vez, se debe a dos razones principales: o se desconoce que existe, o hay una negación a usar esta. En cuanto a la segunda opción, es natural pensar que se debe a la alta complejidad y lo engorrosa que es AISI S100, en comparación a su homóloga AISC 360. De todas formas, hay un rango de perfiles que puede ser abarcado por las dos normas mencionadas, y en esos casos no existe mayor inconveniente, sin embargo, se recomienda siempre recurrir al documento correspondiente.

Surge entonces una duda: las fallas observadas en las Figuras 1.1 y 1.2, ¿podrían haberse evitado si se hubieran utilizado correctamente las especificaciones de AISI?

Es común que se desconozca si la resistencia obtenida luego de diseñar con ambas normas es comparable: cuál otorga mayor resistencia, o si finalmente es la misma. Y ha sido demostrado en el presente trabajo que son diferentes, en algunos casos favorable para AISC, y en otros aventaja AISI, dependiendo del tipo de perfil y el esfuerzo principal al que este esté sometido.

Las especificaciones de AISI S100 son ambiciosas y en extremo minuciosas. De partida, abarca una gran cantidad de geometrías, un rango amplio de espesores (desde 0.6 mm hasta 1 pulgada), diferentes tipos de aceros, los que pueden estar obsoletos, o que no están permitidos para uso sísmico, y conjuntos estructurales diversos, que poca aplicación presentan para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. De esta manera, el diario trabajo del ingeniero se vuelve más lento si no se cuenta con un resumen de este documento, o planillas de cálculo adecuadas que faciliten obtener las propiedades geométricas y la resistencia nominal de los perfiles.

Como fue descrito en el Capítulo 3, en la industria chilena tienen preponderancia perfiles conformados en frío de espesores entre 2 y 8 mm, y geometrías simples como ángulos, canales, costaneras y cajones. Con este grupo de perfiles, se cuenta con un documento de diseño enorme que abarca y detalla casos poco prácticos, o que no tienen aplicabilidad

directa en el diseño *a la chilena*, donde se incluye aplicaciones en tabiquería, sistemas de muros, estructuras extremadamente livianas, entre otras.

El diseño no sísmico queda cubierto por las especificaciones de AISI, naturalmente porque estas características son inherentes al material, y es independiente de los códigos de diseño sísmico que cada país pueda tener en particular. Sin embargo, este documento es ambicioso, muy amplio y abarca una cantidad de perfiles y aplicaciones en diversos escenarios. Y es propósito del presente trabajo acotar la aplicación y especificaciones que el documento AISI S100, *Especificaciones para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Conformado en Frío*, con el objetivo de acercar toda esa valiosa información, en el contexto del diseño sísmico de estructuras industriales de acero.

Dicho esto, los capítulos de AISI S100 que son de interés para el diseño basado en perfiles estructurales mencionados, con espesores entre 2 mm y 8 mm, quedan acotados a los siguientes:

Tabla 5.1 Capítulos de interés de AISI S100, para el diseño sísmico de estructuras de acero construidas en Chile bajo norma NCh2369.Of2003.

Capítulo	Descripción
A7	Límite de fluencia e incremento de la resistencia debido a la conformación en frío.
B2	Ancho efectivo de elementos rigidizados.
B3	Ancho efectivo de elementos no rigidizados.
C2	Miembros traccionados.
C3	Miembros flexionados.
C4	Miembros comprimidos en carga concéntrica.
C5	Combinaciones de carga axial y flexión.
E2	Uniones soldadas.
E3	Uniones empernadas.

Dichos apartados de AISI son lo que han sido presentados en el Capítulo 3 del presente trabajo, los cuales son suficientes para lograr un diseño eficiente y bajo las condiciones y restricciones de la norma sísmica chilena. Además, cabe destacar que todos los aceros utilizados comúnmente en Chile son parte del listado de los aceptados por AISI.

5.2. Ventajas de los PCF en estructuras industriales

Si bien el uso del acero en general cuenta con la condición de una rápida construcción y de manera limpia, los PCF presentan ventajas en comparación a los perfiles laminados o soldados. Entre ellas, destaca la rápida producción de los perfiles, respondiendo de buena manera a la demanda de la construcción, manteniendo un stock en fábrica y obra acorde a la demanda.

Se debe destacar y prestar especial atención a las dos propiedades principales que resultan del proceso de conformado en frío: en primer lugar, resulta valorable el aumento de la tensión de fluencia promedio de los perfiles luego de su proceso de conformado, propiedad que puede ser ignorada por quienes no dominan AISI. Aumento de entre un 18% y 30% son valores obtenidos para aceros NCh203.Of2006 A270ES y ASTM A36 respectivamente en los perfiles descritos en Tabla 4.1. Esto permite un aprovechamiento sustancial en el desempeño del acero, lo que se traduce en un ahorro económico.

Por otro lado, el ancho efectivo puede disminuir la sección neta del perfil, pero como fue visto en los ejemplos, este valor no siempre se reduce, ya que para que se vea afectada una cara del perfil, debe tener una esbeltez alta. Recordar que en Ejemplo 3.6.3, el área de la sección ángulo se vio reducida en 7%, mientras que la canal no tuvo variación en su geometría. Se puede asegurar, a su vez, que cuando el perfil no está sometido a compresión, su resistencia será siempre mayor.

En cuanto a su desempeño estructural, para perfiles de baja altura, la capacidad de los PCF es mayor en comparación a los laminados o soldados, ya que el proceso de conformado aumenta la resistencia del acero en zonas de pliegue (Capítulo 3.6.1). Se observa que en perfiles típicos de baja esbeltez local (Tabla 4.1), considerando las especificaciones de AISI S100, la resistencia nominal de los perfiles puede aumentar hasta valores cercanos a 35% en comparación a considerarlos bajo norma AISC 360. Esto se traduce en que muchos elementos estructurales pueden estar sobredimensionados. Si esto fuera previsto, es posible afinar el diseño hacia la eficiencia, reduciendo el peso de la estructura y el gasto en material.

Además, como fue expuesto en la Tabla 2.1, el precio por kilogramo de PCF es inferior un 30% aproximadamente, en comparación con perfiles soldados nacionales. Esto lo hace ser un material económico y muy atractivo para el rubro de la construcción.

5.3. Desempeño sísmico de estructuras industriales construidas con PCF

La norma sísmica chilena para estructuras industriales expone una filosofía de diseño bastante marcada, pensando siempre en elementos estructurales robustos, que dan el soporte a grandes galpones, edificios y equipos con grandes cargas estáticas y dinámicas. Es por eso que está pensada para ser utilizada con perfiles de acero de tipo laminados y soldados, cuyo diseño está cubierto por las especificaciones de AISC. No obstante, NCh2369 da pie para que se utilicen perfiles conformados en frío, bajo una escueta frase que dice “(...) se deben utilizar las disposiciones contempladas en la presente norma, complementadas con las disposiciones de las normas siguientes: (...) AISI S100, para el diseño de elementos formados en frío no incluidos en las normas AISC”. Esto indica que el ingeniero deberá usar, bajo su conocimiento, una norma complementaria a la que acostumbra a usar, que va muy bien, pero deja muy abierta esa posibilidad, y no enfatiza en la importancia de recurrir a AISI. Es decir, cumple con avisar, pero es fácil que esta indicación se pase por alto.

Sin embargo, como ha sido estudiado en el presente trabajo, es posible que no sea necesario indagar más allá en indicaciones o condiciones de diseño que contemplen perfiles conformados en frío en particular, ya que basta con seguir las especificaciones que la norma sísmica indica, e independientemente del material que se utilice, se espera un adecuado desempeño. En otras palabras, no hace falta indicar nuevas restricciones para PCF en NCh2369, salvo en ciertos criterios que serán descritos más adelante.

En los Capítulos 3 y 4 fueron descritas las condiciones y detalle de requerimientos estructurales para asegurar un adecuado comportamiento sísmico de la estructura. Con estas indicaciones, es posible definir las restricciones globales y particulares que presentan los PCF para ser el material principal en estructuras industriales. De satisfacer las especificaciones de diseño estático se encarga AISI S100.

Tabla 4.1 Limitación de perfiles a considerar.

Perfil	Dimensiones mínimas	Dimensiones máximas
Ángulos (L)	40 x 40 x 2 mm	200 x 200 x 12 mm
Canales (C)	100 x 50 x 2 mm	300 x 100 x 12 mm
Canales con alas atiesadas (CA)	100 x 50 x 2 mm	300 x 100 x 6 mm
Cajones rectangulares y cuadrados	100 x 50 x 2 mm	250 x 250 x 8 mm

Debido a la limitación de la capacidad resistente (considerando los perfiles descritos en la Tabla 4.1), la combinación de carga que controla el diseño será en muchos casos la que incluya al viento, empuje estático de suelo, carga marítima, o cualquier otra distinta al sismo. En tales casos, las indicaciones para estructuras específicas toman importancia, restando responsabilidad a las restricciones sísmicas indicadas en NCh2369.

En el Capítulo 8 de la norma sísmica NCh2369, se describen las condiciones generales y particulares que las estructuras de acero deben cumplir. Como ha sido conversado, estas instrucciones tienen como foco las estructuras robustas, o de alto espesor, de perfiles laminados y soldados de AISC. Sin embargo, ha sido demostrado que los perfiles conformados en frío logran cumplir con la mayoría de estas indicaciones.

Especificaciones sísmicas que no es posible satisfacer mediante PCF:

- La **esbeltez** debe ser menor que $1.5\pi\sqrt{E/F_y}$: debido al bajo espesor de algunos perfiles que cumplen funciones sísmicas, como por ejemplo diagonales, esta condición de esbeltez no siempre se cumple. Sin embargo, en el caso naves livianas son liberadas estas restricciones, debido que la carga principal a la que está sometida la estructura no es necesariamente sísmica (ver 5.3.1 más adelante).
- 8.4.1 y 8.4.2 de NCh2369: en marcos rígidos, la unión viga-columna debe ser **totalmente rígida**. La rótula plástica debe presentarse en la viga a una distancia prudente de la columna. Para ello, y solamente con este propósito, se permite una variación de ancho en las alas de la viga. Este tipo de restricción implica un proceso productivo y constructivo de PCF que es contraproducente con la rapidez de fabricación y montaje esperados al utilizar este tipo de material.
- Los perfiles utilizados en columnas deben calificar como **compactos**: debido al bajo espesor de los PCF, para ciertos ancho y altura de perfiles, se requiere un espesor

superior a los 8 mm. En tales casos, no siempre será posible encontrar este material disponible en el mercado. Se convierte en una traba al momento de diseñar, sin embargo, es posible de sanear bajo el criterio de un especialista con experiencia. Probablemente se ha pasado por alto esta condición en muchas ocasiones, sin provocar daños estructurales frente a sismos de importancia. Se vuelve necesario en tales casos, recurrir a otras alternativas que aminoren la demanda sísmica en aquellos elementos que no cumplan con esta indicación. Por ejemplo, aumentar el número de elementos que participan del sistema estructural.

5.3.1. Sismo en naves industriales livianas

Recordando las conclusiones del Capítulo 4.3.3 sobre naves livianas, es posible extrapolar a otro tipo de obras las características que propician que una estructura esté exenta de condiciones sísmicas, debido a la baja relevancia de aquella carga, basado en el poco peso de la estructura. Para ello, es necesario analizar la interacción entre el corte basal generado por carga sísmica y no sísmica, en particular la correspondiente a viento (Figura 4.1). En resumen, si la carga dominante no es sísmica, las restricciones del Capítulo 8 de NCh2369 se ven acotadas, y liberadas diversas condiciones de estructuración.

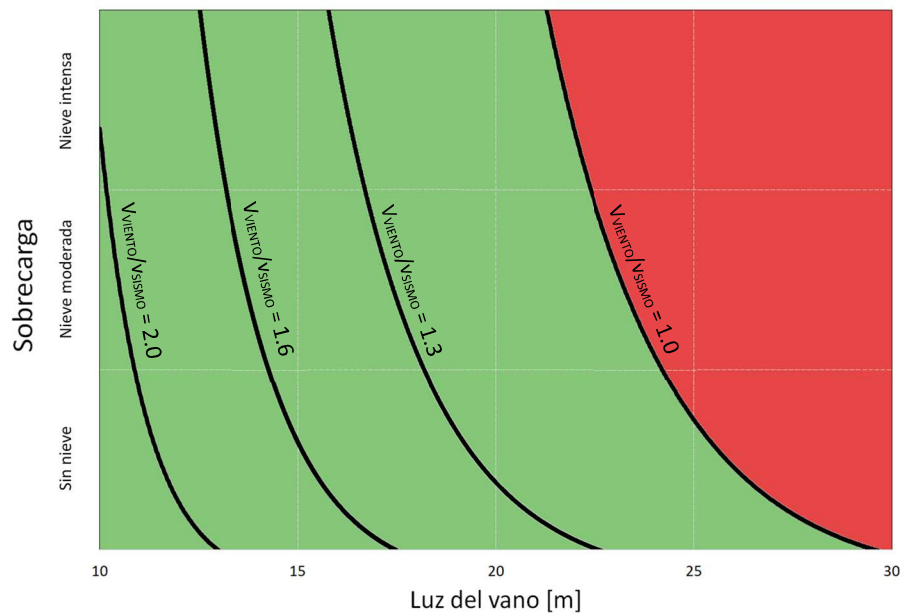


Figura 5.1 Esquema de interacción del corte basal entre sismo y viento, en nave de acero liviana de altura 10 m y puente grúa de 10 ton.

En resumen, de acuerdo con la Figura 4.1, se desprende que hay ciertas configuraciones de estructuras (en este caso naves) que quedan controladas por viento, y otras por sismo. Para dictar directrices de cuándo gobierna una u otra, es posible diferenciar tres condiciones (considerando una altura de hombro de 10 m):

- Para naves con puente grúa de 10 ton, cuando la luz es menor a 22 m, siempre controla el viento.
- En condiciones sin nieve y puente grúa de 10 ton, la luz puede ser mayor y seguir controlando el viento, hasta casi los 28 m.
- Si el puente grúa es de menor levante o tal no existe, la luz del galpón puede ser mayor que los casos previamente descritos, y seguir controlando el viento.
- A medida que la altura de hombro es menor, toma más relevancia la carga sísmica.

Es decir, el viento es directamente proporcional a la superficie vertical que la estructura presente, mientras que el sismo es proporcional al peso de la estructura y su sobrecarga.

5.3.2. Determinación del factor de reducción de respuesta, R

Este valor se aplica para disminuir la demanda sísmica. Se vio que el valor de R es un producto entre dos factores: reserva de sobrerresistencia y reserva por ductilidad.

Para naves de acero, se cuenta con un R de sobrerresistencia que a su vez depende de la reserva de diseño, de la utilización efectiva de los elementos estructurales y de la reserva por el estado en que controla, esta última en caso de que no gobierne una combinación de carga que contemple sismo. De esto, se desprende que la sobrerresistencia es de aproximadamente entre 2.0 y 3.0 (en casos donde la carga de viento es entre 1.2 y 2.0 veces superior a la de sismo, respectivamente).

Luego, asumiendo un R por ductilidad de aproximadamente 1.5, se tiene como resultado un R global entre 3 y 4 para estructuras de acero livianas. De esta manera se justifica la decisión que la norma sísmica utiliza para eximir de restricciones a naves de acero livianas.

5.4. Futuros estudios respecto a los PCF en estructuras industriales

Este trabajo da un primer acercamiento al uso de este material como principal constituyente en edificios industriales en Chile. Por consiguiente, quedan abiertas las puertas para futuras investigaciones en este ámbito, en base a las estimaciones del autor de este texto:

- Análisis económico comparativo y detallado de construcción de estructuras basadas en filosofía AISC: perfiles laminados y soldados, versus filosofía AISI: perfiles conformados en frío.
- Ductilidad estructural basada en estructuración con PCF.
- Estudio en base a modelamiento de conexiones sísmicas en sistemas de perfiles conformados en frío.
- Resiliencia estructural y análisis tiempo-historia en edificios estructurados con PCF.

Bibliografía

- [1] R. Montecinos, R. Herrera, J. F. Beltrán y A. Verdugo, Mw=8.8 Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, 2012, pp. 211-239.
- [2] R. Saragoni, «El mega terremoto del Maule de 2010,» *Revista Analoes*, vol. Séptima Serie, mayo 2011.
- [3] INN, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, NCh2369.Of2003, Santiago: Instituto Nacional de Normalización, 2003.
- [4] W.-W. Yu y R. LaBoube, Cold-Formed Steel Design, Hoboken, New Jersey, 2010.
- [5] E. Torroja, Razón y ser de los tipos estructurales, Madrid: Ediciones Doce Calles, S. L., 2010.
- [6] C. Peña y C. Urzúa, Nuevas disposiciones de diseño en actualización de NCh2369, Capítulo 8 "Disposiciones para estructuras de acero". Origen e implementación, Valdivia: XII Congreso chileno de sismología e ingeniería sísmica, 2019.
- [7] CTeC, «La cuarta revolución industrial llega al sector construcción en Chile,» 26 Noviembre 2018. [En línea]. Available: <https://ctecinnovacion.cl/la-cuarta-revolucion-industrial-llega-al-sector-construccion-en-chile/>.
- [8] WorldSteel Association, Steel statistical yearbook, 2018.
- [9] ICHA, «El acero en Chile,» 2019. [En línea]. Available: <https://icha.cl/el-acero-en-chile/>.
- [10] C. Peña, Diseño Básico de Perfiles Laminados en Frío, Hermosillo, 2000.
- [11] AISI, «ANSI/AISC S100-12 North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members,» EE.UU., 2012.
- [12] CINTAC, Metalcon - Manual de construcción, 2019.

-
- [13] INN, «Construcción - Estructuras de acero - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios, NCh427/1:2016,» Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 2016.
- [14] AISI, «ANSI/AISI S400-15 Steel Structural Members for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems,» EE.UU, 2015.
- [15] INN, Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga, NCh3171, Santiago: Instituto Nacional de Normalización, 2010.
- [16] P. Rosenbaum, Caracterización de estructuras industriales de acero de la minería del cobre en Chile. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Santiago: Universidad de Chile, 2018.
- [17] INN, Cálculo de la acción del viento sobre las estructuras, NCh432Of.71, Santiago: Instituto Nacional de Normalización, 1971.
- [18] INN, Diseño estructural - Sobrecargas de nieve, NCh431-2010, Santiago: Instituto Nacional de Normalización, 2010.
- [19] AISC, «Specification for Structural Steel Buildings,» Chicago, IL, 2010.
- [20] AISC, «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,» Chicago, IL, 2010.
- [21] AISI, «Cold-Formed Steel Design,» 2002.
- [22] P. Hidalgo and R. Montecinos, "Chilean design provisions for industrial structures" *16th World Conference on Earthquake Engineering*, January 2017.
- [23] ICHA, Manual de diseño para estructuras de acero, Santiago, 2000.
- [24] Estructurando.net, «Aisladores y disipadores sísmicos,» octubre 2014. [En línea]. Available: <http://estructurando.net/2014/10/14/aisladores-y-disipadores-sismicos/>.
- [25] R. Montecinos, «Edición n°215, 3/2016,» *Revista del Colegio de Ingenieros de Chile*, pp. 16-18, 2016.

Apéndice A – Diseño de miembros estructurales: aplicación práctica

A.1 Galpón Cancha de Acopio

El proyecto a examinar corresponde a la estructura “Galpón Cancha de Acopio” para el tratamiento de aguas servidas, desarrollado por una empresa de servicios sanitarios.

Las características principales se enuncian a continuación:

- Nave compuesta por marcos a momento soldados.
- Diagonales sísmicas y costaneras empernadas.
- Todos los perfiles son conformados en frío.
- El marco corresponde a columnas y vigas cajón de dimensiones 150x100x4 mm.
- 3000 mm de altura de hombro.
- 7700 mm de luz entre columnas en sentido transversal.
- Seis tramos de 4200 mm de longitud, dando un total de 25200 mm de largo.
- Arriostramiento lateral y de techo en tramos extremos (en total 4 de cada).
- Cubierta de techo soportada por costaneras.
- Los laterales son abiertos, es decir, no existe revestimiento lateral.
- Pernos calidad ASTM A307.¹²

Cabe mencionar que, para las dimensiones de esta estructura, las cargas que gobiernan su desempeño tienden a ser las de peso propio, cargas estáticas y el viento, como fue visto en el Capítulo 4.3.3, ya que no hay una masa importante que reaccione con el sismo.

¹² El espesor de diagonales de techo y los pernos A307 no cumplen con la condición 8.5.1 de NCh2369.Of2003.

Además de las características propias de la estructura, se enuncian las condiciones de emplazamiento de esta, para la correcta aplicación de la norma de diseño sísmico de estructuras industriales, NCh2369.

A.2 Detalle de la estructura estudiada

Se presentan a continuación los perfiles utilizados y diferentes vistas de los planos de construcción, junto con las condiciones de carga y factores sísmicos. Todos los perfiles indicados son conformados en frío.

Tabla A.1 Denominación de perfiles de nave industrial.

Elemento	Tipología	Dimensiones [mm]
Columna	Cajón (HSS)	□ 150x100x4
Viga	Cajón (HSS)	□ 150x100x4
Puntal hombrera	Canal	C 125x50x6
Arriostramiento de techo	Ángulo	L 50x50x4
Arriostramiento lateral	Ángulo	L 80X80X5
Costaneras de techo	Canal	C 125X50X3

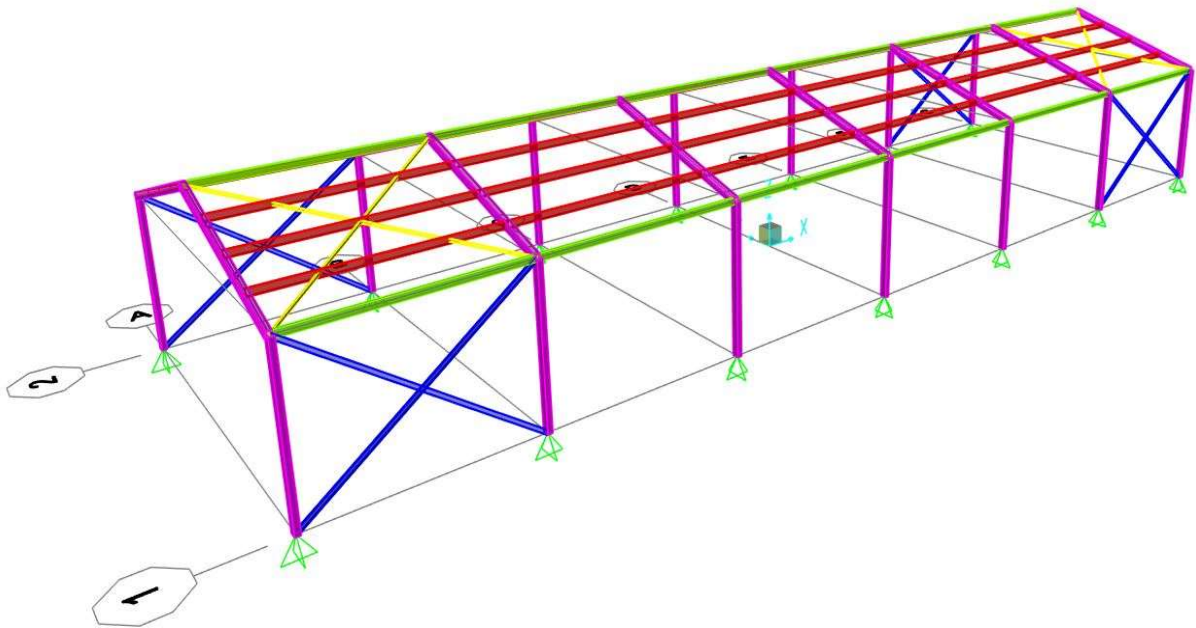


Figura A.1 Esquema tridimensional del modelo en SAP2000.

Los detalles de dimensiones, conexiones y anclaje se muestran a continuación:

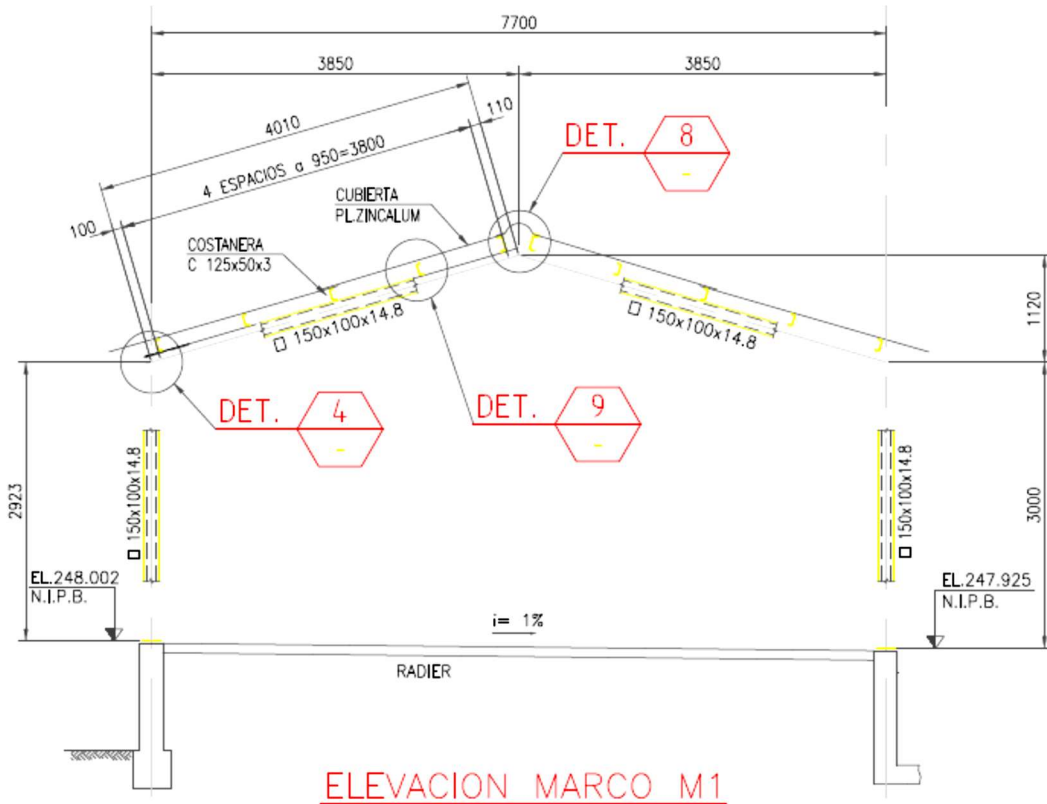


Figura A.2 Elevación frontal de nave industrial.

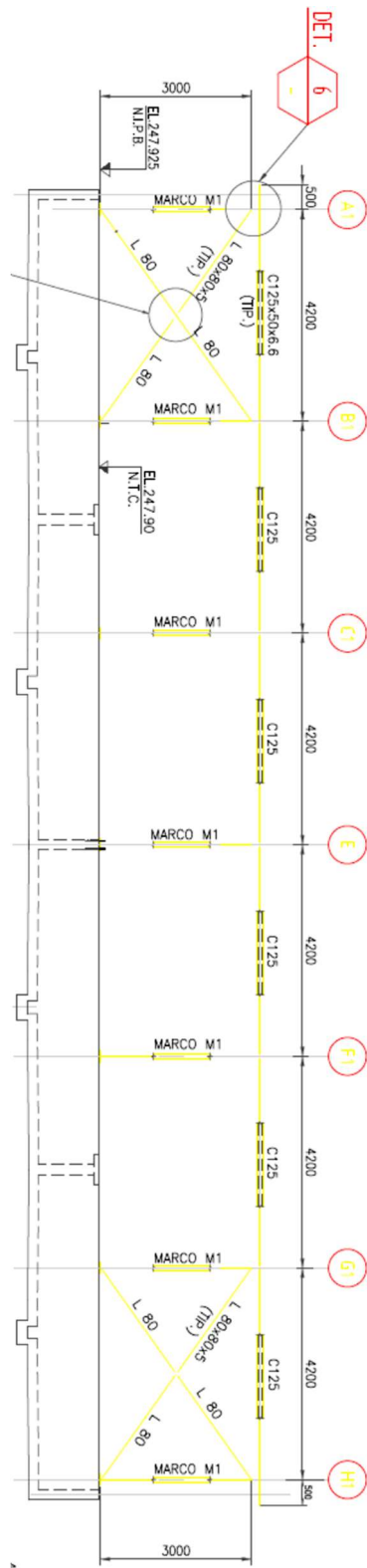


Figura A.3 Elevación longitudinal de nave industrial.

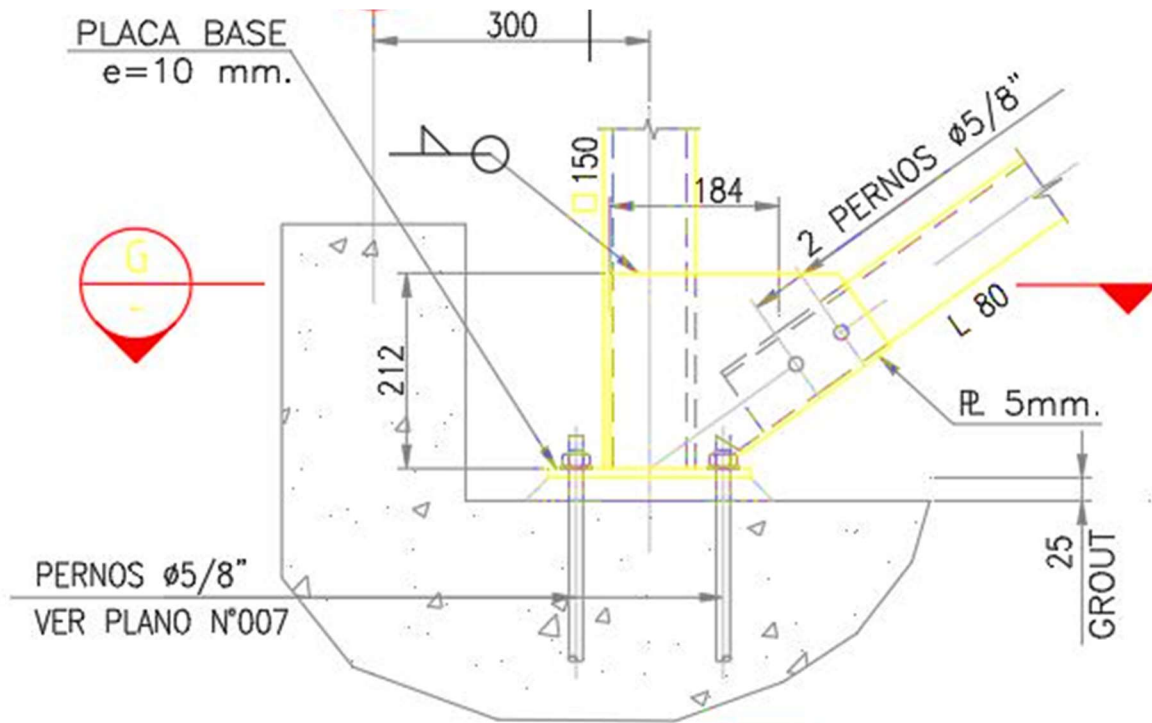


Figura A.4 Detalle de anclaje y conexión de arriostramiento lateral a base de columna.

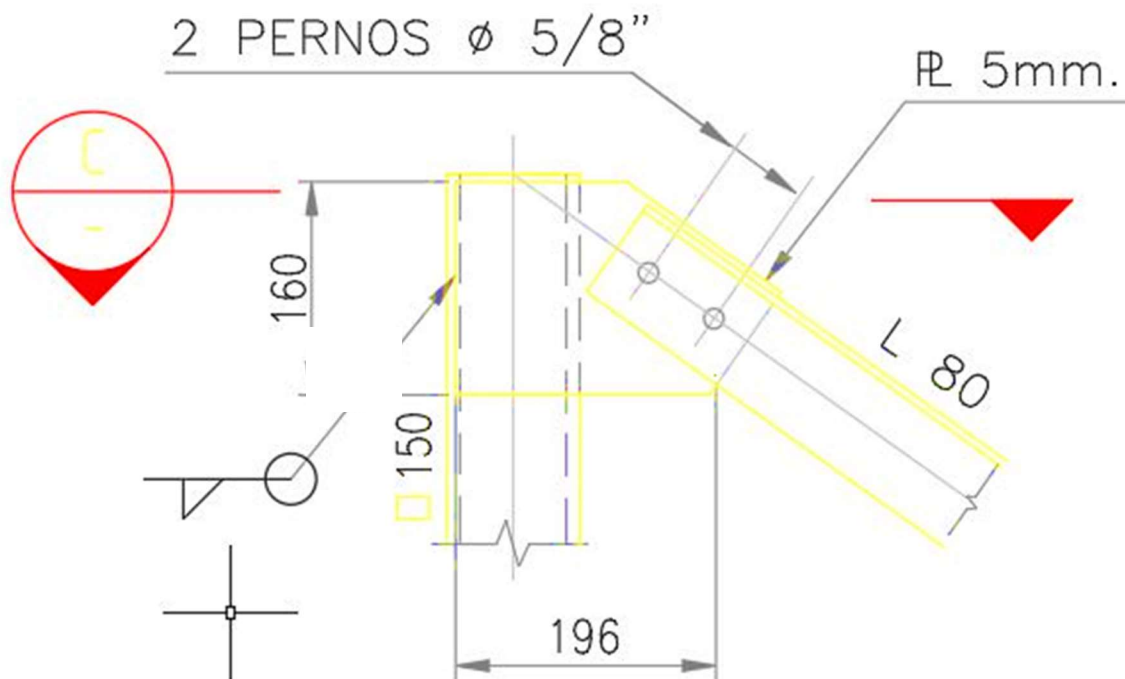


Figura A.5 Detalle de conexión de diagonal sísmica en superior columna.

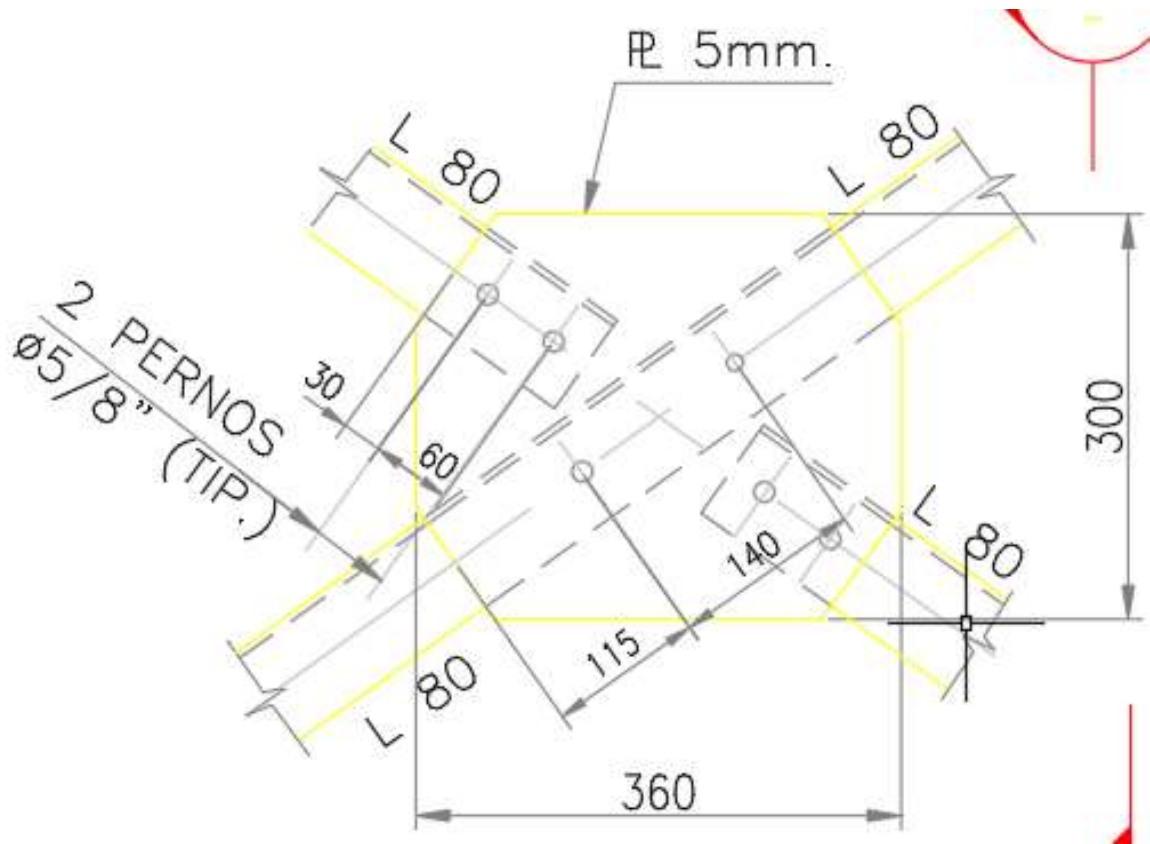


Figura A.6 Detalle de conexión en punto de cruce de diagonales laterales.

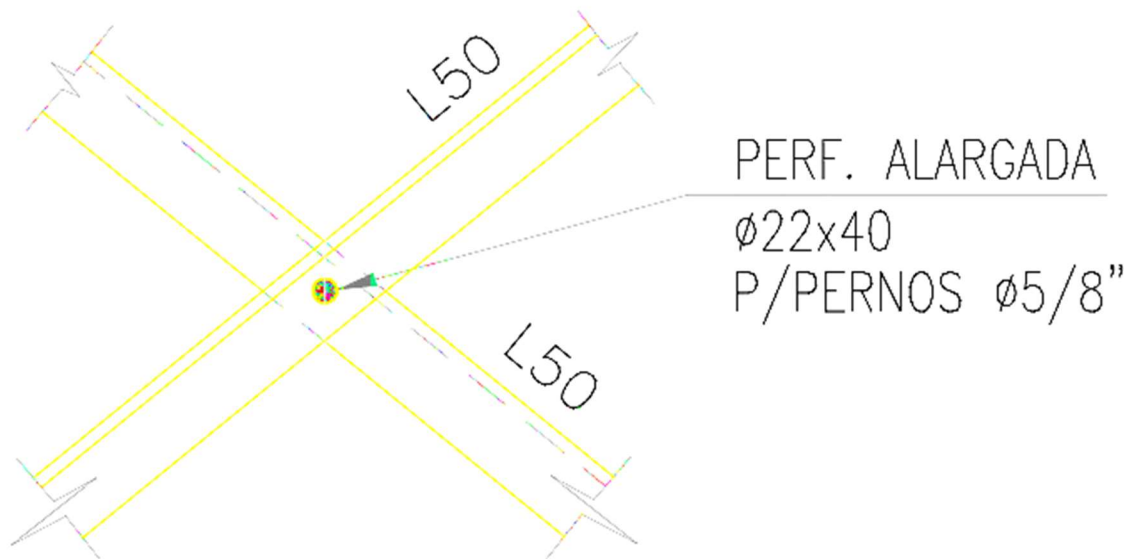


Figura A.7 Detalle de conexión en punto de cruce de diagonales horizontales.

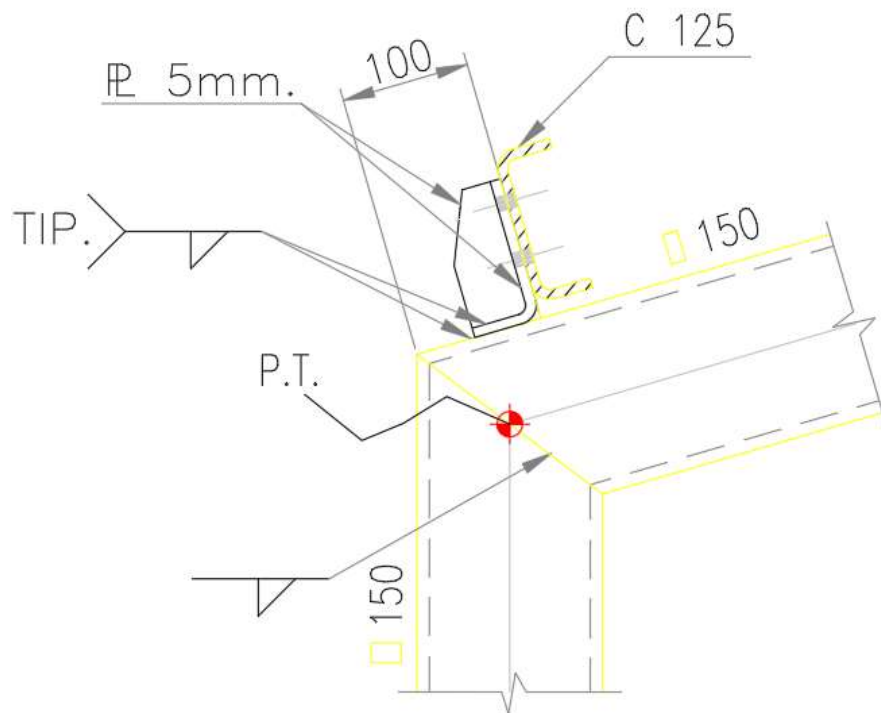


Figura A.8 Detalle de conexión viga-columna y costanera.

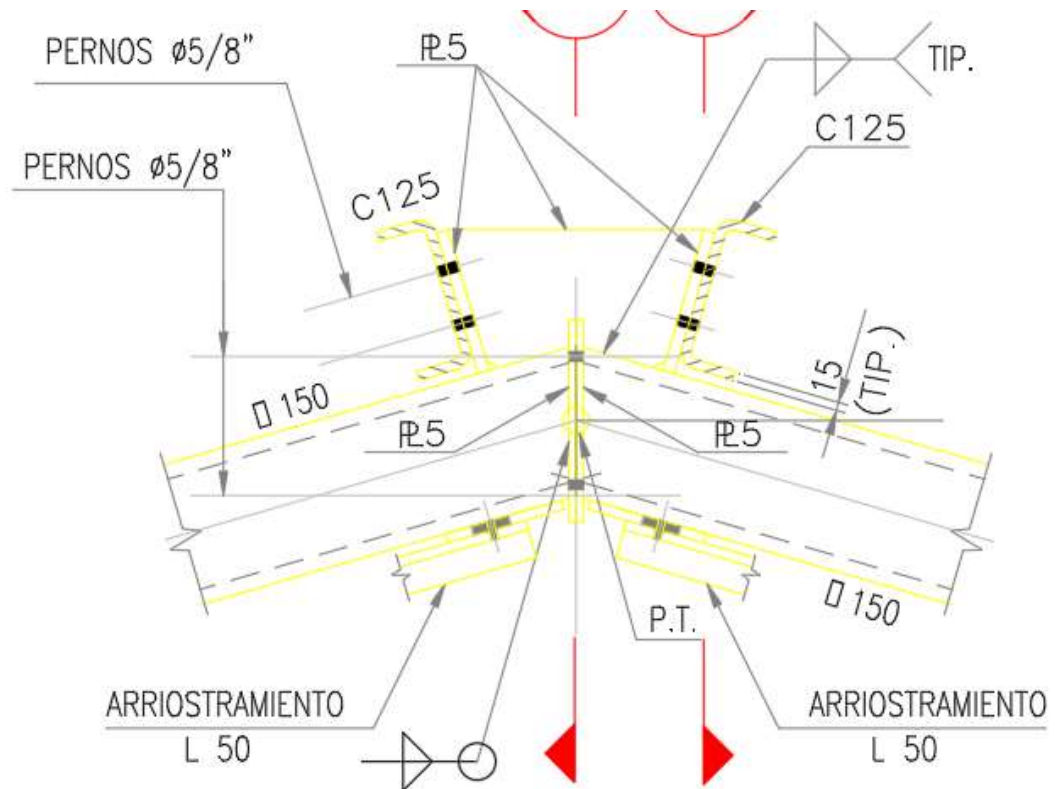


Figura A.9 Detalle de unión de vigas en cumbrera del marco.

Cargas a considerar

Tabla A.2 Factores de diseño sísmico, método estático.

Variable	Valor	Unidad
I	1	[-]
T'	0.35	[s]
n	1.33	[-]
A _o	2.943	[m/s ²]
ξ	0.03	[-]
R	4	[-]
C _{max}	0.27	[kgf]
T _x [*]	0.066	[s]
T _y [*]	0.327	[s]
Peso Sísmico	7200	[kgf]

De la Tabla A.3 se obtiene que el corte basal a considerar corresponde a $Q_{max}=C_{max}IP$.

Tabla A.3 Asignación de las cargas de diseño.

Carga	Magnitud	Unidad
Sobrecarga de techo	25	[kgf/m ²]
Peso cubierta ¹³	5	[kgf/m ²]
Viento techo	8	[kgf/m ²]
Viento lateral ¹⁴	56	[kgf/m ²]
Sismo dirección longitudinal ¹⁵	140	[kgf]
Sismo dirección transversal	140	[kgf]

Se utilizará la carga de viento según la norma chilena NCh432.Of71. Se decide usar esta norma debido a que, en comparación a la versión de 2010, es más sencilla en análisis, aún sigue siendo utilizada en oficinas de cálculo, y no es parte de los alcances de este trabajo indagar a fondo las cargas no sísmicas.

¹³ Se ha tomado como promedio el valor 5 kgf/m², en base a catálogo Cintac

¹⁴ Aplicada sobre el área transversal de la viga, de 100 mm de ancho.

¹⁵ En cada columna de la nave, bajo el método estático.

A.3 Diseño estático bajo norma AISI S100

A continuación, se muestra la verificación realizada a los perfiles utilizados en el diseño, según los esfuerzos obtenidos luego del análisis estructural. El ejercicio de estimar las cargas y los esfuerzos a los cuales la estructura está sometida es solo referencial, y no influye directamente en el diseño. El objetivo de esta sección es determinar el nivel de utilización que, bajo la capacidad resistente determinada por la norma AISI S100, cada perfil presenta. Esto será contrastado con la norma AISC 360, para tener una referencia directa.

En primer lugar, se establece la tensión de fluencia promedio de cada perfil, según lo indicado en el Capítulo 3.6.2. Por lo general, el aumento del valor de F_y varía entre 15% y 35% para los perfiles más comunes, y los usados en este ejemplo. Una vez realizado el análisis estructural, se determina la geometría efectiva de cada elemento, de acuerdo con el tipo de esfuerzo principal al cual está sometido, ya sea flexión, compresión pura, tracción o corte. Finalmente se establece la capacidad nominal de cada perfil.

Naturalmente, se estudiará el caso más desfavorable de cada tipo de elemento, los cuales se exponen a continuación.

Tabla A.4 Cuadro resumen de esfuerzo y capacidad resistente, según AISI S100.

Perfil	Combinación	Tensión [kgf]	Flexión [kgf-m]	Corte [kgf]	Capacidad (esfuerzo principal)	FU
Columna	(6)	-2728	2142 ¹⁶	1278	1976 [kgf-m]	1.08
Viga	(6)	-713	2142	1090	1976 [kgf-m]	1.08
Puntal hombrera	(3a)	± 508	162	28	620 [kgf]	0.26
Ángulo de techo	(3a)	± 224	0	0	935 [kgf]	0.24
Ángulo lateral	(5) (longitudinal)	± 482	0	0	5289 [kgf]	0.09
Costanera	(3a)	0	117	165	233 [kgf-m]	0.50

¹⁶ Análisis en el eje fuerte. Esfuerzos en el eje débil son despreciables.

A.4 Diseño estático bajo norma AISC 360 (NCh427/1:2016)

De la misma forma, se procede a estimar la capacidad resistente de cada perfil bajo la norma AISC 360, dando como resultado lo siguiente:

Tabla A.5 Cuadro resumen de esfuerzo y capacidad resistente, según AISC 360.

Perfil	Esfuerzo último	Capacidad	FU
Columna	2142 [kgf-m] (flexión)	2390 [kgf-m]	0.90
Viga	2142 [kgf-m] (flexión)	2390 [kgf-m]	0.90
Puntal hombrera	162 [kgf-m] (flexión)	669 [kgf-m]	0.24
Ángulo de techo	224 [kgf] (compresión)	712 [kgf]	0.26
Ángulo lateral	482 [kgf] (compresión)	3705 [kgf]	0.13
Costanera de techo	117 [kgf-m] (flexión)	194 [kgf-m]	0.60

A.5 Comparación del diseño bajo ambas especificaciones

Tabla A.6 Cuadro resumen de factores de utilización bajo especificaciones AISI S100 y AISC 360.

Perfil	FU AISI	FU AISC	AISI/AISC
Columna	1.08	0.90	17%
Viga	1.08	0.90	17%
Puntal	0.26	0.34	-31%
L Techo	0.24	0.26	-6%
L lateral	0.09	0.13	-38%
Costanera	0.54	0.60	-12%

Como puede apreciarse en la Tabla A.6, a excepción del perfil cajón (columna y viga), las especificaciones propuestas por AISI son favorables para perfiles ángulo y canal. La desventaja se presenta en secciones con esbeltez alta, donde el efecto del pandeo local

comienza a predominar, con consecuencia de una disminución en la altura teórica del alma del perfil.

De esta manera, ciertos perfiles en estructuras que han sido diseñadas con norma AISC 360 al límite de utilización (80% o mayor de la capacidad resistente), utilizando conformados en frío, podrían eventualmente sufrir falla.

Por otro lado, perfiles están sobredimensionados, lo que se traduce en un gasto económico en materiales mayor al que podría tener la construcción.

A.6 Detalle del diseño de miembros estructurales del galpón

En el presente apéndice, se presentan los detalles del cálculo estructural para los diferentes elementos utilizados en la confección del ejemplo práctico. Se utiliza en todos los miembros estructurales de la nave, el acero de nominación chilena, bajo la **norma NCh203.Of77, A42-27ES**.

El detalle corresponde al (o los) esfuerzos principales a los cuales el elemento está sometido. En caso de coexistir esfuerzos principales, se incluye la verificación de esfuerzos combinados.

Tabla A.7 Propiedades del acero empleado.

Variable	Valor [kgf/mm ²]
F_y	27
F_u	42
E	20730
G	7872

Esfuerzos y combinación dominante

Se utilizan las siglas para los esfuerzos últimos: M_U para momento, V_U para corte, P_U para compresión y T_U para tracción.

Tabla A.8 Esfuerzos principales en los perfiles de la nave industrial.

Esfuerzo	Costanera	Puntal	Viga	Columna	Diagonal Techo	Diagonal Lateral
M_U [kgf-mm]	171381	162243	2142991	2142991	0	0
V_U [kgf]	165	28	1090	1278	0	0
P_U [kgf]	0	2377	713	2728	270	3756
T_U [kgf]	0	2401	515	1866	270	3702

A.6.1 Costanera de techo

Este perfil corresponde a un canal sin atiesador, utilizado como costanera, con el objetivo de sostener y dar soporte a las planchas del revestimiento de techo y las cargas actuantes sobre él. La denominación de sus dimensiones se aprecia en la Figura A.10.

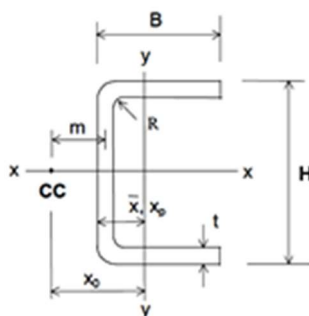


Figura A.10 Esquema perfil canal.

Geometría

Tabla A.9 Geometría básica para el perfil canal.

H [mm]	B [mm]	R [mm]	t [mm]	L [mm]	L _X [mm]	L _Y [mm]	k _{X,Y}
125	50	4.5	3	4200	4200	4200	1

Propiedades geométricas

Tabla A.10 Propiedades geométricas del perfil canal.

A [mm ²]	I _X [mm ⁴]	I _Y [mm ⁴]	r _X [mm]	r _Y [mm]
642	1.54E+06	2.81E+05	49	20.9

Tensión de fluencia promedio

Tabla A.11 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, canal.

C	F _{YF} [kgf/mm ²]	B _C	m	F _{YC} [kgf/mm ²]	F _{YA} [kgf/mm ²]
0.35	27	1.97	0.23	48.4	34.5

Ancho efectivo de alas y alma

Tabla A.12 Ancho efectivo para las alas y alma en compresión, perfil canal.

Variable	Ala	Alma
k	0.43	4
f [kgf/mm ²]	27	27
w [mm]	42.5	110
λ	0.82	0.70
ρ	0.89	0.98
b_{eff} [mm]	37.9	108

Tabla A.13 Ancho efectivo para alma en flexión, perfil canal.

f1 [kgf/mm ²]	4.21
f2	-4.21
ψ	-1
k	24
w [mm]	110
λ	0.11
ρ	-9
h_o [mm]	125
b_o [mm]	50
b_e [mm]	55
b_i [mm]	27.5
b_1 [mm]	27.5
$h_{\text{flexión}}$ [mm]	110

Geometría efectiva

Tabla A.14 Geometría efectiva en compresión, coastanera.

A [mm ²]	I_x [mm ⁴]	I_y [mm ⁴]	r_x [mm]	r_y [mm]	KL/ r_x	KL/ r_y
608	1.35E+06	2.47E+05	47.1	20.2	89	208

Flexión

Tabla A.15 Resistencia a flexión de la canal.

Resistencia Nominal		Resistencia Pandeo Lateral			
S_e [mm ³]	21629	M_y [kgf-mm]	848624	C_s	1
M_n [kgf-mm]	745988	G [kgf/mm ²]	7872	σ_{ex} [kgf/mm ²]	25.5
Φ_b	0.9	C_b	1.14	σ_{ey} [kgf/mm ²]	4.7
ΦM_n [kgf-mm]	671390	A_{total} [mm ²]	614	σ_t [kgf/mm ²]	9.3
		C_{TF}	0.2	M_e [kgf-mm]	243840
		C_w [mm ⁶]	2.05E+08	M_c [kgf-mm]	243840
		J [mm ⁴]	1727	M_c/S_f [kgf/mm ²]	9.91
		α	0.35	S_c [mm ³]	24579
		X_o [mm]	13.7	S_f [mm ³]	24605
		r_x [mm]	46.9	Φ_b	0.9
		r_y [mm]	20.1	M_n [kgf-mm]	243578
		r_o [mm]	52.8	ΦM_n [kgf-mm]	219220

A.6.3 Puntal

Este perfil corresponde a un canal sin atiesador, utilizado como costanera, con el objetivo de sostener y dar soporte a las planchas del revestimiento de techo y las cargas actuantes sobre él. La denominación de sus dimensiones se aprecia en la Figura A.10.

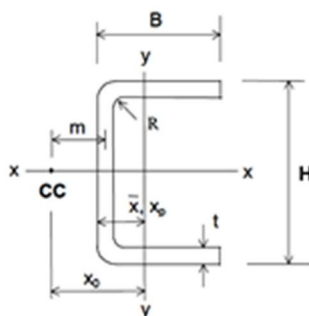


Figura A.11 Esquema perfil canal.

Geometría

Tabla A.16 Geometría básica para el perfil canal, usado como puntal.

H [mm]	B [mm]	R [mm]	t [mm]	L [mm]	L _X [mm]	L _Y [mm]	k _{X,Y}
125	50	9	6	4200	4200	4200	1

Propiedades geométricas

Tabla A.17 Propiedades geométricas del perfil canal, usado como puntal.

A [mm ²]	I _X [mm ⁴]	I _Y [mm ⁴]	r _X [mm]	r _Y [mm]
1216	2.85E+06	2.81E+05	48.4	15.2

Tensión de fluencia promedio

Tabla A.18 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, puntal.

C	F _{YF} [kgf/mm ²]	B _C	m	F _{YC} [kgf/mm ²]	F _{YA} [kgf/mm ²]
0.35	27	1.97	0.23	48.4	34.5

Ancho efectivo de alas y alma

Tabla A.19 Ancho efectivo para las alas y alma en compresión, perfil puntal.

Variable	Ala	Alma
k	0.43	4
f [kgf/mm ²]	27	27
w [mm]	35	95
λ	0.34	0.30
ρ	1.03	0.89
b_{eff} [mm]	35.0	95

Tabla A.20 Ancho efectivo para alma en flexión, perfil puntal.

f1 [kgf/mm ²]	2.71
f2	-2.71
ψ	-1
k	24
w [mm]	95
λ	0.04
ρ	-120
h_o [mm]	125
b_o [mm]	50
b_e [mm]	47.5
b_1 [mm]	23.75
b_1 [mm]	23.75
$h_{\text{flexión}}$ [mm]	95

Geometría efectiva

Tabla A.21 Geometría efectiva en compresión, puntal.

A [mm ²]	I_x [mm ⁴]	I_y [mm ⁴]	r_x [mm]	r_y [mm]	KL/ r_x	KL/ r_y
1216	2.44E+06	2.41E+05	44.8	14.1	94	298

Flexión

Tabla A.22 Resistencia a flexión del puntal.

Resistencia Nominal		Resistencia Pandeo Lateral			
S_e [mm ³]	39112	M_y [kgf-mm]	1571302	C_s	1
M_n [kgf-mm]	1348972	G [kgf/mm ²]	7872	σ_{ex} [kgf/mm ²]	23.3
Φ_b	0.9	C_b	1.14	σ_{ey} [kgf/mm ²]	2.3
ΦM_n [kgf-mm]	1214075	A_{total} [mm ²]	1216	σ_t [kgf/mm ²]	35.1
		C_{TF}	0.2	M_c [kgf-mm]	610528
		C_w [mm ⁶]	185203541.3	M_c [kgf-mm]	610528
		J [mm ⁴]	12744	M_c/S_f [kgf/mm ²]	13.40
		α	0.36	S_c [mm ³]	51463
		X_o [mm]	13.9	S_f [mm ³]	45558
		r_x [mm]	44.8	Φ_b	0.9
		r_y [mm]	14.1	M_n [kgf-mm]	689660
		r_o [mm]	49.0	ΦM_n [kgf-mm]	620694

A.6.3 Viga

Este perfil corresponde a un cajón conformado en frío. Sus caras son formadas por el conformado, donde se finaliza el cierre del perfil con una soldadura al ras en una de las alas o almas.

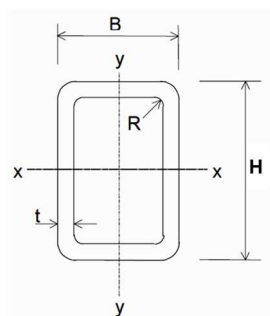


Figura A.12 Esquema del perfil cajón.

Geometría

Tabla A.23 Geometría básica para el perfil cajón.

H [mm]	B [mm]	R [mm]	t [mm]	L [mm]	L _X [mm]	L _Y [mm]	k _{X,Y}
150	100	6	4	4009	4009	4009	0.5

Propiedades geométricas

Tabla A.24 Propiedades geométricas del perfil cajón.

A [mm ²]	I _X [mm ⁴]	I _Y [mm ⁴]	r _X [mm]	r _Y [mm]
1881	6.17E+06	3.29E+06	57.3	41.8

Tensión de fluencia promedio

Tabla A.25 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, viga.

C	F _{YF} [kgf/mm ²]	B _C	m	F _{YC} [kgf/mm ²]	F _{YA} [kgf/mm ²]
0.24	27	1.97	0.23	48.4	32.1

Ancho efectivo de alas y alma

Tabla A. 26 Ancho efectivo para las alas y alma en compresión, perfil cajón.

Variable	Ala	Alma
k	4	4
f [kgf/mm ²]	27	27
w [mm]	80	130
λ	0.38	0.62
ρ	1.11	1.04
b_{eff} [mm]	80	130

Tabla A.27 Ancho efectivo para alma en flexión, perfil cajón.

f1 [kgf/mm ²]	22.56
f2	-22.56
ψ	-1
k	24
W [mm]	130
λ	0.23
ρ	0
h_o [mm]	65
b_o [mm]	16.25
b_e [mm]	32.5
b_1 [mm]	113.8
b_1 [mm]	23.75
$h_{\text{flexión}}$ [mm]	95

Geometría efectiva

Tabla A.28 Geometría efectiva en compresión, viga.

A [mm ²]	I _X [mm ⁴]	I _Y [mm ⁴]	r _X [mm]	r _Y [mm]	KL/r _X	KL/r _Y
1881	5.70E+06	2.00E+06	55.2	33	73	122

Flexión

Para las dimensiones de la viga, la condición de pandeo lateral torsional no se cumple. De esta manera, solo es considerada la falla plástica.

Tabla A.29 Resistencia a flexión de la viga cajón.

Resistencia Nominal		
Se	64791	mm ³
Mn	2080773	kgf-mm
F _b	0.9	
ΦMn	1976734	kgf-mm

A.6.4 Columna

Geoméricamente, este perfil tiene las mismas propiedades que la viga principal.

Geometría

Tabla A.30 Geometría básica para el perfil cajón.

H [mm]	B [mm]	R [mm]	t [mm]	L [mm]	L _X [mm]	L _Y [mm]	k _{X,Y}
150	100	6	4	3000	3000	3000	0.5

Propiedades geométricas

Tabla A.31 Propiedades geométricas del perfil cajón.

A [mm ²]	I _X [mm ⁴]	I _Y [mm ⁴]	r _X [mm]	r _Y [mm]
1881	6.17E+06	3.29E+06	57.3	41.8

Tensión de fluencia promedio

Tabla A.32 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, columna.

C	F _{YF} [kgf/mm ²]	B _C	m	F _{YC} [kgf/mm ²]	F _{YA} [kgf/mm ²]
0.24	27	1.97	0.23	48.4	32.1

Ancho efectivo de alas y alma

Tabla A. 33 Ancho efectivo para las alas y alma en compresión, perfil cajón.

Variable	Ala	Alma
k	4	4
f [kgf/mm ²]	27	27
w [mm]	80	130
λ	0.38	0.62
ρ	1.11	1.04
b _{eff} [mm]	80	130

Tabla A.34 Ancho efectivo para alma en flexión, perfil cajón.

f_1 [kgf/mm ²]	22.56
f_2	-22.56
ψ	-1
k	24
w [mm]	130
λ	0.23
ρ	0
h_o [mm]	65
b_o [mm]	16.25
b_e [mm]	32.5
b_1 [mm]	113.8
b_1 [mm]	23.75
$h_{\text{flexión}}$ [mm]	95

Geometría efectiva

Tabla A.35 Geometría efectiva en compresión, columna.

A [mm ²]	I_x [mm ⁴]	I_y [mm ⁴]	r_x [mm]	r_y [mm]	KL/r_x	KL/r_y
1881	5.70E+06	2.00E+06	55.2	33	73	122

Flexión

En la columna, también se considera la condición única de falla plástica.

Tabla A.36 Resistencia a flexión de la columna cajón.

Resistencia Nominal		
Se	64791	mm ³
Mn	2080773	kgf-mm
F_b	0.9	
ϕM_n	1.08	kgf-mm

A.6.5 Diagonal de techo

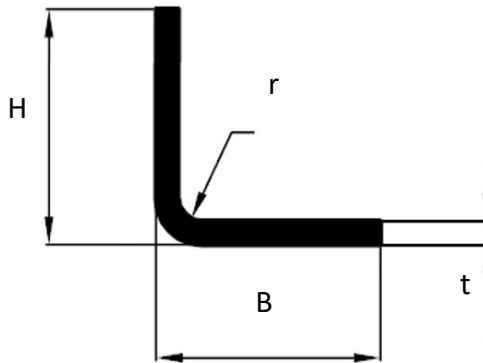


Figura A.13 Esquema perfil ángulo (L).

Geometría

Tabla A.37 Geometría básica para el perfil ángulo arriostramiento de techo.

H [mm]	B [mm]	R [mm]	t [mm]	L [mm]	L _X [mm]	L _Y [mm]	k _{X,Y}
50	50	6	4	5700	2850	2850	1

Propiedades geométricas

Tabla A.38 Propiedades geométricas del perfil ángulo de arriostramiento de techo.

A [mm ²]	I _X [mm ⁴]	I _Y [mm ⁴]	r _X [mm]	r _Y [mm]
370	1.42E+05	3.73E+04	19.6	10

Tensión de fluencia promedio

Tabla A.39 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, diagonal de techo.

C	F _{YF} [kgf/mm ²]	B _C	m	F _{YC} [kgf/mm ²]	F _{YA} [kgf/mm ²]
0.39	27	1.97	0.23	48.4	35.3

Ancho efectivo de alas y alma

Tabla A. 40 Ancho efectivo para las alas en compresión, perfil ángulo de techo.

Ala compresión	
k	4
f	27
w	40
λ	0.19
ρ	-0.84
b_{eff}	40

Geometría efectiva

Tabla A.41 Geometría efectiva en compresión, diagonal de techo.

A [mm ²]	I _X [mm ⁴]	I _Y [mm ⁴]	r _X [mm]	r _Y [mm]	KL/r _x	KL/r _y
370	134900	35435	19	10	149	291

Compresión

Tabla A.42 Resistencia a compresión del ángulo de techo.

¿Pandeo?	Simetría con Pandeo
A_{total} [mm ²]	370
X_o [mm]	19.2
r_x [mm]	19.1
r_y [mm]	9.8
C_w [mm ⁶]	393216
J [mm ⁶]	2048
r_o [mm]	28.8
σ_{ex} [kgf/mm ²]	9.2
σ_{ey} [kgf/mm ²]	2.4
σ_t [kgf/mm ²]	52.6
F_{e1} sin pandeo [kgf/mm ²]	2.5
F_{e2} con pandeo [kgf/mm ²]	7.8
λ_c	3.26
F_n [kgf/mm ²]	2.91
P_n [kgf]	1076
Φ_c	0.85
ΦP_n [kgf]	915
FU	0.24

A.6.6 Diagonal lateral

Este perfil posee las mismas características de formación que la diagonal de techo, pero con diferentes dimensiones.

Geometría

Tabla A.43 Geometría básica para el perfil ángulo de arriostramiento lateral.

H [mm]	B [mm]	R [mm]	t [mm]	L [mm]	L _X [mm]	L _Y [mm]	k _{X,Y}
80	80	7.5	5	5290	2645	2645	1

En base a las dimensiones de este perfil, la norma AISC 360 no cubre su diseño; según la Tabla B4.1 [19], el perfil califica como esbelto, y no hay capítulo que indique disposiciones para su diseño. En estos casos, un ingeniero que desconoce o no maneja las especificaciones del AISI, caería en contradicción o se vería obligado a forzar el uso de otro capítulo o buscar una alternativa de diseño homologable, pero siempre imprecisa.

Propiedades geométricas

Tabla A.44 Propiedades geométricas del perfil ángulo de arriostramiento lateral.

A [mm ²]	I _X [mm ⁴]	I _Y [mm ⁴]	r _X [mm]	r _Y [mm]
754	7.77E+05	2.02E+05	32.1	16.4

Tensión de fluencia promedio

Tabla A.45 Coeficientes y determinación de la tensión de fluencia promedio, diagonal lateral.

C	F _{YF} [kgf/mm ²]	B _C	m	F _{YC} [kgf/mm ²]	F _{YA} [kgf/mm ²]
0.32	27	1.97	0.23	48.4	33.8

Ancho efectivo de alas y alma

Tabla A. 46 Ancho efectivo para las alas en compresión, perfil ángulo lateral.

Ala compresión	
k	4
f	27
w	55
λ	0.21
ρ	-0.26
b_{eff}	55

Geometría efectiva

Tabla A.47 Geometría efectiva en compresión, diagonal lateal.

A [mm ²]	I _X [mm ⁴]	I _Y [mm ⁴]	r _X [mm]	r _Y [mm]	KL/r _X	KL/r _Y
699	737831	191796	32	17	81	160

Compresión

Tabla A.48 Resistencia a compresión del ángulo lateral.

i Pandeo?	Simetría con Pandeo
A_{total} [mm ²]	699
X_o [mm]	19.2
r_x [mm]	32.5
r_y [mm]	16.6
C_w [mm ⁶]	2597591
J [mm ⁶]	6458
r_o [mm]	41.2
σ_{ex} [kgf/mm ²]	30.9
σ_{ey} [kgf/mm ²]	8.0
σ_t [kgf/mm ²]	41.9
F_{e1} sin pandeo [kgf/mm ²]	7.8
F_{e2} con pandeo [kgf/mm ²]	17.8
λ_c	1.86
F_n [kgf/mm ²]	8.60
P_n [kgf]	6013
Φ_c	0.85
ΦP_n [kgf]	5111
FU	0.09

Apéndice B – Determinación del peso por unidad de área en naves industriales con puente grúa

Para determinar el corte basal producido por el sismo en naves industriales de acero con puente grúa, se requiere conocer su masa sísmica para luego utilizar la Ecuación (4.1). Desde luego, estructuras de bajo peso presentarán menor corte basal, viéndose anulado por otros tipos de carga, como el caso del viento.

Para estimar el peso de una nave industrial de acero, se han utilizado los siguientes criterios y consideraciones. La metodología expuesta responde al estudio de una base de datos de edificios industriales construidos en Chile.

Teniendo en cuenta las limitaciones geométricas de naves compuestas por perfiles conformados en frío, se tomarán las siguientes consideraciones:

Peso por superficie calculado como:

$$p = \alpha \cdot \sqrt{q \cdot L} \quad (6.1)$$

$$\alpha = 1.6 \pm 20\% \quad (6.2)$$

$$q = q_1 + q_2 \quad (6.3)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot F}{L \cdot B} \quad (6.4)$$

donde

- p = peso de la estructura, [kg/m²]
- α = constante dimensional de ajuste [$\sqrt{\text{kg/m}^3}$]
- q = carga estática que actúa sobre la nave [kg/m²]
- q_1 = peso de la cubierta y misceláneos + sobrecarga de techo y nieve [kg/m²]
- q_2 = carga del puente grúa [kg/m²]
- F = capacidad de levante del puente grúa [kg]

- L = luz del vano entre columnas [m]
 B = distancia entre las ruedas del puente grúa [m]

Tabla B.1 Carga de levante (ton) Distancia entre ruedas del puente: B(m)

Carga de levante	Distancia entre ruedas del puente (B)
Hasta 15 ton	4 m
Entre 15 y 25 ton	Interpolar
Sobre 25 ton	5 m

Se utilizan los siguientes supuestos:

- Peso de cubierta y misceláneos de 20 [kg/m²]
- Sobrecarga de 30 [kg/m²]
- Puente grúa de 10 ton
- Carga de nieve entre 0 kg/m² y 400 kg/m².

Apéndice C – Datos estadísticos

Tabla C.2 Producción de acero crudo por producto [8].

	L¹⁷	CC¹⁸	ALF¹⁹	Total	L	CC	ALF	Total
Región	miles de toneladas			% de la producción total				
Chile		1,153		1,153		100.0		100.0
Unión Europea	5,329	156,421	277	162,028	3.3	96.5	0.2	100.0
Norteamérica	3,242	107,396		110,638	2.9	97.1		100.0
Sudamérica	369	39,810	41	40,220	0.9	99.0	0.1	100.0
África		13,094	5	13,099		100.0	0.0	100.0
Asia	24,472	1,092,991	1,677	1,119,139	2.2	97.7	0.1	100.0

Tabla C.3 Consumo aparente de acero (productos de acero terminados) por continente entre los años 2011 y 2017 [8] (miles de kilogramos).

Región	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Chile	2,738	3,008	2,701	2,637	2,797	2,760	2,759
Unión Europea	158,166	141,178	143,553	149,921	154,910	159,120	164,918
Norteamérica	125,745	135,921	134,846	150,486	138,935	136,716	145,090
Sudamérica	44,812	45,819	47,912	44,976	41,569	35,623	37,434
África	29,449	32,933	36,423	37,393	38,685	37,610	34,955
Asia	913,903	938,602	1,026,425	1,011,257	977,379	1,000,082	1,058,424

¹⁷ L – lingotes.

¹⁸ CC – semiproductos de colada continua (palanquillas y planchas).

¹⁹ ALF – acero líquido para fundición.

Tabla C.4 Consumo aparente de acero per cápita entre los años 2011 y 2017 [8]. [kg/hab]

Región	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Chile	180.3	116.4	161.1	183.5	199.7	177.8	172.1
Unión Europea	341.9	304.8	310.1	320.9	331.3	338.0	350.0
Norteamérica	260.9	276.8	268.6	302.0	274.7	266.1	280.6
Sudamérica	126.7	128.3	133.8	124.4	114.2	96.8	100.6
África	29.8	32.5	35.0	35.0	35.2	33.4	30.3
Asia	250.2	254.8	276.4	270.5	258.7	263.0	275.9