

Estudio del comportamiento de muros de corte de placas de acero con aperturas en el alma en estructuras industriales en Chile

*Sebastián Muñoz Muñoz¹ - Minor Nozaki Uribe² - Edwin Behrens Rincón³
Agosto, 2022*

Resumen

El artículo presenta una comparativa entre dos sistemas estructurales de resistencia lateral como son los muros de corte de placas de acero y los marcos arriostrados concéntricos en una estructura industrial en Chile. Haciendo uso de las formulaciones obtenidas de una selección de estudios relacionados a los muros de corte de placas de acero con aperturas en el alma y a la normativa vigente de diseño de estructuras industriales en Chile NCh 2369 of 2003 y propuesta de modificación NCh 2369 mod. 2018, se adopta el sistema a una estructura tipo galpón compuesta por marcos arriostrados concéntricos. Para analizar el comportamiento de la estructura, se realiza una modelación computacional de ambos sistemas resistentes y se obtienen las fuerzas de diseño para los elementos estructurales que los componen aplicando cargas sísmicas en la dirección longitudinal de la estructura. Con los resultados obtenidos, es posible hacer una apreciación del desempeño de cada sistema de acuerdo a la variación de tensiones de los elementos estructurales. Los muros de corte de placas de acero con aperturas en el alma pandean a bajos niveles de esfuerzos generando un campo de tensiones sobre los elementos de borde. Se observa un notable aumento en las cargas axiales de los elementos verticales que se producen por deformación inelástica de la placa de acero y el aumento de peso de la estructura. Los marcos arriostrados concéntricos son más eficientes en estructuras industriales de acero ya que el momento flector no se transmite entre elementos resistentes por lo que las fuerzas de diseño para éstos son bajas.

Palabras Clave: Muro de corte de placa de acero, aperturas en la placa de acero, marco arriostrado concéntrico, comportamiento sísmico.

Abstract

The article presents a comparison between two lateral resistance structural systems such as steel plate shear walls and concentric braced frames in an industrial structure in Chile. Making use of the formulations obtained from a selection of studies related to steel plate shear walls with openings in the web and the current regulations for the design of industrial structures in Chile NCh 2369 of. 2003 and proposed modification NCh 2369 mod. 2018, the system is adopted to a shed-type structure composed of concentric braced frames. To analyze the behavior of the structure, a computational modeling of both resistant systems is carried out and the design forces for the structural elements that compose them are obtained by applying seismic loads in the longitudinal direction of the structure. With the results obtained, it is possible to make an appreciation of the performance of each system according to the variation of tensions of the structural elements. Steel plate shear walls with openings in the web buckle at low stress levels, generating a stress field on the edge elements. A notable increase in the axial loads of the vertical elements that are produced by inelastic deformation of the steel plate and the increase in weight of the structure is observed. Concentric braced frames are more efficient in industrial steel structures since the bending moment is not transmitted between resistant elements, so the design forces for these are low.

Keywords: Steel plate shear wall, openings in the web plate, concentric braced frame, seismic behavior.

¹ Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Sma. Concepción, Chile, smunozm@ing.ucsc.cl

² Profesor Guía, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Sma. Concepción, Chile, minor.nozaki@ucsc.cl

³ Profesor Informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Sma. Concepción, Chile, ebehrens@ucsc.cl

1. Introducción

Un muro de corte de placa de acero o, en inglés Steel Plate Shear Wall SPSW como se indica en AISC 341-16, es un sistema diseñado para resistir y absorber cargas laterales en una edificación, como se observa en la Figura 1 estos se componen por un conjunto de elementos de borde que enmarcan una placa de acero esbelta. La base del sistema es que la placa de acero esbelta alcance el pandeo por corte y genere un campo de tensiones suficiente para aportar resistencia al marco resistente y absorber fuerzas laterales mediante deformaciones inelásticas de la placa de acero.

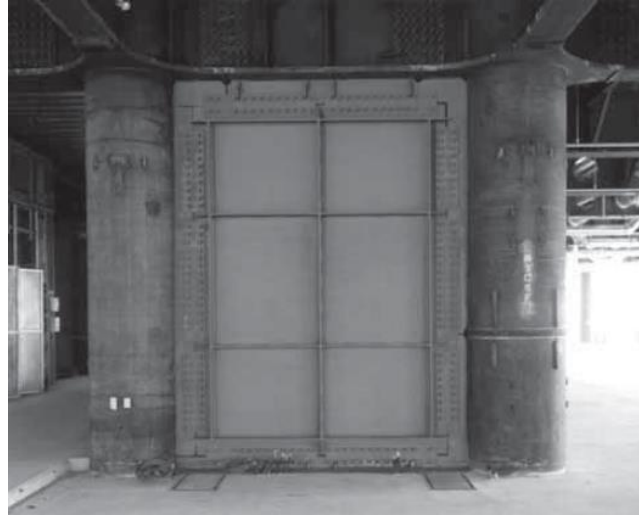


Figura 1: Muro de acero con rigidizadores verticales y transversales usado en Japón. (Fuente: Extracto de la Fig. 1-1. de la guía de diseño 20 Steel Plate Shear Wall, AISC 2006)

Otro ejemplo de sistema resistente a cargas laterales son los marcos arriostrados, muros de hormigón armado, entre otros. Sin embargo, estos últimos sistemas se diferencian de los SPSW ya que, en específico, las placas de acero tienen deformaciones inelásticas al mismo tiempo que los elementos de borde tienen un comportamiento elástico.

Implementar placas de acero en ciertas estructuras, dota de una alta capacidad de absorción de esfuerzos por deformación añadiendo una rigidez adicional a la estructura posterior a un estado de pandeo inelástico fuera del plano. Múltiples estudios se han escrito, Basler (1961) con el estudio del campo de tensiones sobre vigas altas. En la Figura 2 se observa el campo de tensiones que produce una viga con rigidizadores transversales donde las franjas generadas son producto de esfuerzos compresivos mientras que las ortogonales corresponden a esfuerzos de tracción.

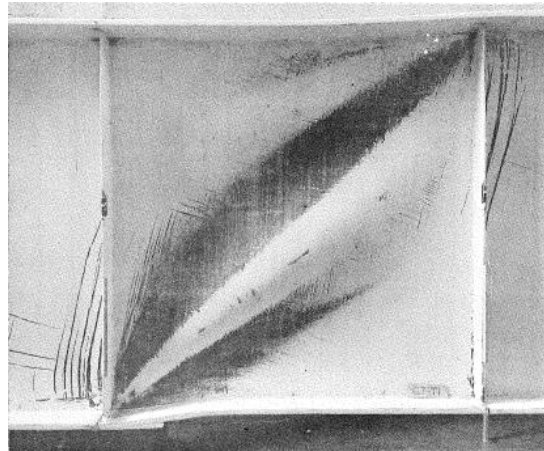


Figura 2: Placa de acero de la investigación de Basler (1961) donde se observa el pandeo de la placa y su campo de tensiones.
(Fuente: Extracto de la Fig. 3 del documento "Strength of plate girders in shear", Basler 1961)

Timler y Kulak (1983) realizan estudios analíticos del comportamiento de placas de acero enmarcadas por elementos de borde, donde concluyen que la resistencia post pandeo fuera del plano mejora el comportamiento dúctil y resistente atribuible a un SPSW. En la actualidad existe un apartado para este sistema en AISC 341-16 llamado Steel Plate Shear Wall.

La utilización de SPSW en estructuras industriales de acero no se comenta en ningún código de diseño chileno. De esta manera, en el presente estudio se diseña y aplica el sistema usando algunas provisiones de la norma NCh 2369 of. 2003 y mod. 2018, el código de diseño AISC 341-16 y AISC 360-16 junto a la guía de diseño 20 Steel Plate Shear Wall. Se comparan algunas características del comportamiento un sistema resistente a cargas laterales como son los marcos arriostrados SCBF junto a los muros de corte de placas de acero SPSW con aperturas en el alma.

El primer apartado del documento introduce el concepto de muro de corte de placas de acero, así como otros sistemas resistentes a cargas laterales. En el segundo y tercer apartado se dan a conocer los objetivos de la investigación como también la nomenclatura utilizada a lo largo de este. El cuarto apartado introduce las formulaciones para obtener las fuerzas de diseño de las placas de acero, elementos de borde, aperturas en el alma y algunos requisitos de diseño de cada normativa considerada. El quinto apartado incluye el procedimiento para adoptar los SPSW a una estructura industrial tipo galpón, además de tener algunas consideraciones especiales para el diseño de acuerdo a las normativas utilizadas. Mientras que en el sexto apartado se detallan características de ambos sistemas estructurales. El séptimo apartado del estudio incluye cálculos, tablas y figuras que muestran los estados tensionales obtenidos, se presentan los desplazamientos de techo, reacciones basales, entre otras. Y, por último, en los apartados octavo y noveno se analizan los resultados obtenidos por la implementación de ambos sistemas, se muestran relaciones obtenidas entre los resultados de ambas estructuraciones y se da una interpretación de las tensiones obtenidas en cada modelación; para finalmente concluir en base a un procedimiento empírico-analítico, el desempeño de una estructura industrial compuesta por ambos sistemas resistentes a cargas laterales.

2. Objetivos

2.1. Objetivo principal

Estudiar el comportamiento de muros de corte de placas de acero que tienen aperturas en el alma y marcos arriostrados concéntricos, comparando los resultados obtenidos de cada estructuración y analizar características propias de cada uno, utilizando la normativa chilena NCh 2369 of. 2003 mod. 2018, los códigos de diseño AISC 341-16 y AISC 360-16 y la guía de diseño 20 Steel Plate Shear Wall de AISC 2006.

2.2. Objetivos secundarios

Determinar las consideraciones de diseño necesarias para la implementación de muros de corte de placas de acero en estructuras industriales en Chile.

Aplicar la estructuración de muros de corte de placas de acero y marcos arriostrados concéntricos, a un modelo computacional basado en las consideraciones de diseño de la metodología del estudio.

Comparar los resultados obtenidos por ambas estructuraciones, marcos arriostrados concéntricos y muros de corte de placas de acero.

Concluir en base a los resultados obtenidos, aspectos de diseño necesarios y desempeño de ambas estructuraciones.

3. Nomenclatura

A_c :	Área de la sección transversal de la columna.
A_b :	Área de la sección transversal de la viga.
ASD:	Diseño por tensiones admisibles.
D :	Carga muerta de la estructura.
D/C :	Coefficiente de interacción de la demanda-capacidad para columnas sometidas a flexo compresión.
E :	Módulo de elasticidad del acero.
Ex :	Componente horizontal de la carga sísmica de la estructura.
Ez :	Componente vertical de la carga sísmica de la estructura.
HBE:	Elemento horizontal de borde (Horizontal boundary element).
H :	Altura total de la estructura.
h :	Altura del panel (nivel).
I_c :	Momento de inercia de la columna.
LBE:	Elemento local de borde (Local boundary element).
L :	Longitud entre centroides de las columnas.
L_{cf} :	Longitud entre los extremos de las alas de las columnas.
M :	Momento flector.
M_{adm} :	Momento flector admisible.
M_n :	Momento flector nominal.
N :	Tensión axial resultante.
N' :	Tensión axial resultante en un estado de carga sísmica amplificada.
P_{adm} :	Fuerza axial admisible.
P_n :	Fuerza axial nominal.
R :	Factor de modificación de la respuesta estructural.
s :	Menor espaciamiento entre rigidizadores.
S :	Combinación de carga de servicio.
SCBF:	Marco arriostrado concéntrico (Special concentrically braced frame).
SPSW:	Muro de corte de placa de acero (Steel Plate Shear Wall).
T :	Tensión resultante de la acción del campo de tensiones.
t_w :	Espesor de la placa de acero.
VBE:	Elemento vertical de borde (Vertical boundary element).
V :	Tensión de corte resultante.
V_{trab} :	Fuerza de corte de trabajo.
V'_{trab} :	Fuerza de corte de trabajo en un estado de carga sísmica amplificada.
$V_f(\sigma_y)$:	Fuerza de corte en un estado tensional de fluencia del acero.
V_n :	Fuerza de corte nominal.
v :	Fuerza distribuida de corte por unidad de longitud.
w :	Fuerza distribuida transversal por unidad de longitud.
X, Y :	Direcciones en el plano.
σ :	Esfuerzo axial de la placa de acero.
σ_y :	Tensión de fluencia del acero.
σ_1 :	Esfuerzo principal en tracción de la placa de acero.
σ'_1 :	Esfuerzo principal en tracción de la placa de acero en un estado de carga sísmica amplificada.
τ :	Esfuerzo de corte.
τ_{cr} :	Esfuerzo de corte crítico.
α :	Ángulo de inclinación del campo de tensiones.
Ω :	Factor de seguridad de método ASD (1,67).
ν :	Coefficiente de Poisson (0,5).

4. Marco Teórico

Un muro de corte de placa de acero o por las siglas en inglés de “Steel Plate Shear Wall SPSW”, es un sistema conjunto resistente a cargas laterales, compuesto por una serie de elementos de borde llamados “Vertical Boundary Element VBE” y “Horizontal Boundary Element HBE” que enmarcan una placa de acero esbelta como se observa en la Figura 1. El sistema trabaja ante cargas laterales bajo la “acción del campo de tensiones” estudiada por Basler (1961), en su investigación llamada “Strength of plate girders in shear”, en ella se determina la fuerza de corte última del alma de una viga alta. Esta fuerza cortante última es llamada también fuerza de corte plástica, análoga al momento plástico de una viga, y es producto de la deformación del alma de una viga cuando los esfuerzos compresivos de la tensión principal de la placa de acero sobrepasan la resistencia a la compresión, por ende, el alma de la placa padea en la dirección del esfuerzo principal de compresión y genera franjas de tracción paralelas a la dirección del esfuerzo principal de tracción.

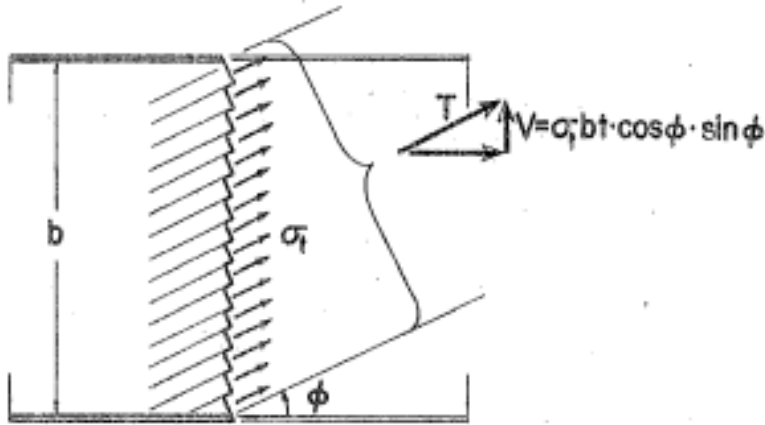


Figura 3: Distribución uniforme del campo de tensiones. (Fuente: Extracto de la Fig. 2 a) del documento “Strength of plate girders in shear”, Basler 1961)

Entonces, como se muestra en la Figura 3, el campo de tensiones producto del pandeo del alma de la viga toma la forma de una distribución uniforme orientada en la dirección de las franjas de tracción que se generan por el pandeo inelástico. La magnitud de la tensión resultante de la acción del campo de tensiones según la investigación de Basler (1961), se muestra en la Ecuación 1.

$$T = \sigma \cdot L_{cf} \cdot tw \cdot \cos \alpha$$

Ecuación 1

Esta tensión resultante tiene componentes horizontales y verticales los cuales corresponden a las tensiones cortantes V y axiales N de la acción del campo de tensiones T .

Timler y Kulak (1983), basado en estudios analíticos del comportamiento de muros de corte de placas de acero, considerando un marco resistente donde las columnas corresponden a las alas de la viga de análisis en el estudio de Basler (1961) y una placa de acero esbelta simulando ser el alma, derivan que la inclinación del campo de tensiones producto del pandeo de la placa de acero es dependiente de las condiciones geométricas de los elementos de borde. El ángulo de inclinación del campo de tensiones según Timler y Kulak 1983 es:

$$\alpha = \arctan \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2 \cdot A_c}}{1 + t_w \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L}\right)}}$$

Ecuación 2

Determinado el ángulo de inclinación del campo de tensiones, es posible calcular entonces las componentes verticales y transversales distribuidas (unitarias) de la acción del campo de tensiones, lo cual resulta en la Ecuación 3 y Ecuación 4.

$$v = \frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot t_w \cdot \sin 2\alpha$$

Ecuación 3

$$w = \sigma \cdot t_w \cdot \cos^2 \alpha$$

Ecuación 4

Xue & Lu (1994) buscan determinar el efecto de la conexión viga-columna con la placa de acero del alma. Se investigan cuatro casos posibles para el análisis: Cuando la placa de acero se une a los elementos de borde en todo su contorno y cuando la placa de acero se une a los elementos de borde solo mediante las vigas, para ambos casos se considera además que los elementos de borde se unen entre ellos mediante conexiones rígidas y rotuladas.

Los resultados del estudio de Xue & Lu (1994) indican una importante variación en el comportamiento global del sistema, la conexión viga-columna incrementa o debilita la resistencia última del SPSW debido a los momentos flectores adicionales de la conexión rígida entre los elementos de borde, además la configuración óptima es aquella donde la placa de acero se une solo a las vigas, y la conexión entre elementos horizontales y verticales es rotulada, sin embargo, debido al bajo número de ensayos y pruebas analizadas acerca de esta configuración, es que actualmente su implementación no es considerada en ningún código de diseño de SPSW.

Las columnas y vigas del sistema SPSW en conjunto están sujetas a grandes fuerzas transversales y verticales producto de la acción del campo de tensiones sobre ellas, además de las propias reacciones entre los elementos. Los VBE deben ser capaces de resistir los esfuerzos de trabajo y esfuerzos de fluencia de la placa de acero cuando ésta desarrolla su campo de tensiones, por lo que deben cumplir con ciertos requisitos geométricos mínimos de acuerdo a las condiciones del diseño. Montgomery & Medhekar (2001) mediante estudios analíticos recomiendan que el momento de inercia mínimo requerido por las columnas de un SPSW, sea mayor a lo siguiente:

$$I_c \geq 0,00307 \cdot \frac{t_w \cdot h^4}{L}$$

Ecuación 5

En ocasiones, la geometría del panel hace que se sobredimensionen los requisitos de inercia de la Ecuación 5 para las columnas o VBE, por lo que el uso de rigidizadores verticales y transversales reducen las proporciones del panel. El uso de estos elementos genera un sub conjunto discreto de SPSW de menor escala dentro del mismo sistema SPSW, lo cual reduce drásticamente los requisitos de momento de inercia para las columnas por la distribución de los esfuerzos entre ambas columnas y un nuevo elemento intermedio.

Similar al uso de rigidizadores, es el uso de aperturas en el alma de un SPSW como se observa en la Figura 4, puesto que según el apartado F5.4d de AISC 341-16, las aperturas en el alma de un SPSW deben estar completamente enmarcadas por elementos locales de borde LBE a modo de asegurar el comportamiento local del conjunto de placas.

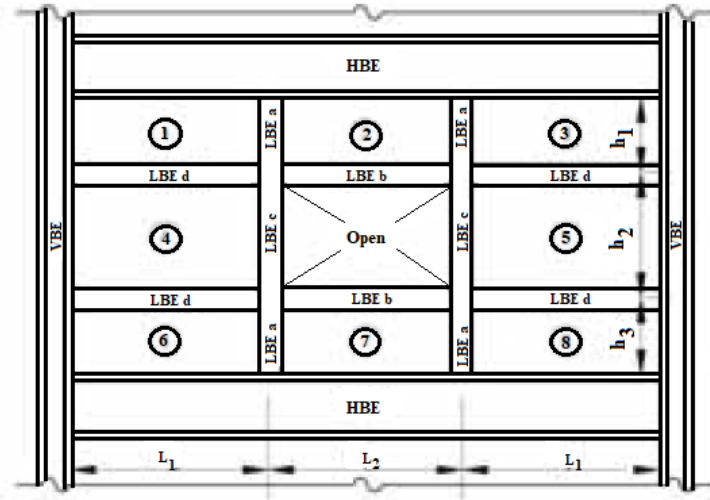


Figura 4: Ejemplo de aperturas en el alma. (Fuente: Extracto de la Fig. 6-3 f) de DG 20 Steel Plate Shear Wall (2006))

En el apartado 2.6.2. de DG 20 Steel Plate Shear Wall (2006) se sugieren que la relación de aspecto del panel sea verificada por $0,8 < L/h < 2,5$. Señala además que un comportamiento óptimo dúctil del panel se alcanza cuando la relación de esbeltez está dentro de $300 < L/t_w < 800$ siendo este último un valor referencial mas no una cota superior. Además, se señala que la fuerza de corte nominal es dividida por un factor de sobre resistencia de 1,2, por lo que reescribiendo la Ecuación 3 la fuerza nominal de corte de un SPSW queda determinada por:

$$V_n = 0,42 \cdot \sigma \cdot L_{cf} \cdot t_w \cdot \sin 2\alpha$$

Ecuación 6

FEMA 450 impone un límite de esbeltez que se presenta en la Ecuación 7, con el cual se determina el espesor límite de una placa de acero en función de las dimensiones y las propiedades mecánicas del acero.:

$$\frac{\min(L, h)}{t_w} \leq 25 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecuación 7

Finalmente, en el apartado 7.3.2. de la Guía de diseño 20 de AISC Steel Plate Shear Wall, mediante formulaciones de Timoshenko y Woinuwsky-Krieger (1959), se presenta en la Ecuación 8 el esfuerzo de corte crítico que produce pandeo en la placa de acero. Con el cual se puede establecer también, un espesor límite para que se produzca pandeo del alma.

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{s}{t_w}\right)^2}$$

Ecuación 8

5. Metodología

5.1. Diseño preliminar de los muros de corte de placas de acero con aperturas

Para determinar el espesor mínimo de acero que se requiere bajo las condiciones de carga, se utiliza el esfuerzo de corte basal como diseño preliminar. De acuerdo al apartado 5.3.2 de la NCh 2369 of 2018 se determinan las propiedades sísmicas de la estructura de acuerdo al sistema SCBF y SPSW. La estructura se asienta en Concepción por lo que la zona sísmica es 3, además se considera un suelo tipo III. La Tabla 1 resume las propiedades de ambos sistemas, además mediante un análisis modal espectral se obtuvieron los periodos fundamentales de vibración de ambas estructuras.

Según la tabla 12.14-1 de la ASCE 7-05 los SPSW tienen un factor de modificación de la respuesta estructural $R=7$, mientras que los SCBF tienen un factor $R=6$. Para su uso con NCh 2369 of 2018, se asume que el sistema SPSW tiene el mismo factor de modificación de la respuesta estructural que el sistema SCBF, el cual además corresponde a una cota superior de este factor en la norma.

Tabla 1: Parámetros del corte basal

	SCBF	SPSW
A_0 (g)	0,4	
T' [s]	0,62	
n	1,8	
R	5	
ξ	0,03	
T_x [s]	0,14	0,18
T_y [s]	0,50	0,51
C_x	0,23	0,23
C_y	0,041	0,039

El peso de las estructuras es de 170 Ton, se determina entonces el esfuerzo de corte basal para una estructura de 1 piso, de acuerdo al apartado 5.3.3 de NCh 2369 of 2018:

$$Q_0 = C \cdot I \cdot P$$

$$Q_0 = 0,23 \cdot 1 \cdot 170 \text{ Ton} = 39,1 \text{ Ton}$$

Utilizando la Ecuación 6, se determina la tensión de corte nominal de una placa de acero sin aperturas bajo la acción del campo de tensiones y considerando la geometría del panel donde se aplica, en la Tabla 2 se prueban algunos espesores normalmente comercializados de calidad A36 considerando la geometría de 6 y 4 m. de longitud y altura respectivamente que tienen los paneles donde estarán ubicados los SPSW.

Tabla 2: Fuerza de corte admisible de placas comerciales

t_w [mm]	Vn/Ω [Ton]
2	76,4
2,5	95,4
3	114,5
4	152,7

Como la tensión de corte Q_0 es menor incluso a la tensión admisible de una placa de espesor mínimo comercial, el espesor de diseño queda limitado a la Ecuación 7

Se observa que los elementos de borde no cumplen los requisitos de momento de inercia requeridos por la Ecuación 5 bajo la condición de fluencia de la placa de acero como se indica en el capítulo 5 de DG 20 Steel Plate Shear Wall.

Dado a que el esfuerzo de corte basal es relativamente bajo en comparación a la capacidad admisible que una sola placa de acero de 2 mm es capaz de otorgar al sistema SPSW, la fluencia por corte de las placas de acero no se alcanza en un estado tensional de baja carga además del uso de 6 elevaciones de muros de corte de placas de acero. Por lo que el diseño por capacidad para la estructura con SPSW se realiza mediante el capítulo 4 de la guía de diseño 20 Steel Plate Shear Wall en el cual los elementos de borde son verificados bajo el estado tensional de trabajo de la placa de acero.

Sin embargo, como AISC 341-16 indica que para estructuras con $R > 3$ los elementos de borde deben ser verificados bajo un estado de fluencia de la placa de acero, se analizará además un modelo computacional donde la carga sísmica se aumente por $0,7R > 2$ similar al diseño de conexiones que se indica en el apartado 8.4.1 de la NCh 2369 mod. 2018. Bajo este nuevo estado de carga, se verifican los elementos de borde de las placas de acero, con lo cual el modelo inicial de muros de corte se valida por este método. Cabe recalcar que este criterio se basa en el análisis de placas de acero para conexiones en la propuesta de modificación del año 2018 a la norma NCh 2369 of. 2003.

Se introducen las aperturas en el alma a los paneles que componen los muros de corte de placas de acero. Las aperturas en el alma son del tipo rectangular y enmarcadas en todo su contorno como se indica en el apartado F5.4d de AISC 341-16. Se muestra en la Figura 5 un perfil de estas configuraciones, se observa que, de 0 a 4,5 m, se considera el primer nivel de aperturas, de 4,5 a 10,7 m, el segundo nivel de aperturas, y de 10,7 a 14 m (13,5 m), el tercer nivel.

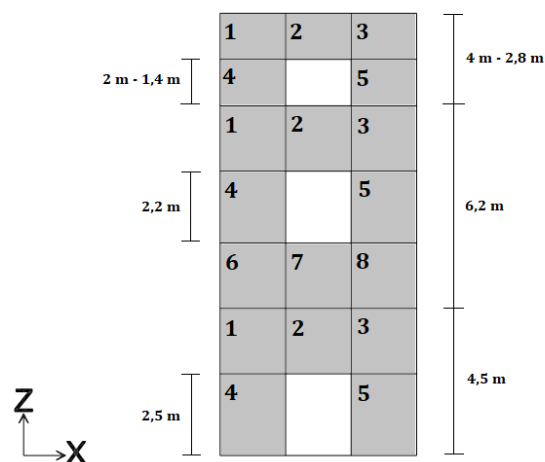


Figura 5: Nomenclatura de paneles en un SPSW. (Fuente: Elaboración propia)

Haciendo uso de la Ecuación 7, mediante la esbeltez límite se determina entonces el espesor asociado a cada sub panel de la Figura 5.

De acuerdo a este espesor, usando la Ecuación 5 se hace un prediseño de los elementos de borde según los requerimientos de momento de inercia de la sección transversal del perfil LBE y se obtiene el ángulo de inclinación del campo de tensiones que actúa sobre cada panel. Como se observa en la Tabla 3, este ángulo depende de algunas propiedades geométricas de los elementos de borde y de la configuración largo-alto del panel.

Tabla 3: Ángulo alfa de cada panel en grados.

Panel	h = 0-4,5 m	h = 4,5-10,7 m	h = 10,7-14,7 m	h = 10,7-13,5 m
1	39,8	39,8	39,8	42,6
2	40,1	40,1	40,1	42,9
3	39,8	39,8	39,8	42,6
4	37,7	39,0	39,8	42,6
5	37,7	39,0	39,8	42,6
6		39,8		
7		40,1		
8		39,8		

5.2. Modelación de placas de acero

La forma de representar las placas de acero del sistema SPSW consiste en diseñar computacionalmente un elemento tipo membrana ortotrópica como se indica en el apartado 3.3.2. de DG 20 Steel Plate Shear Wall (2006), la cual tiene rigidez despreciable en la dirección paralela a los esfuerzos compresivos de la placa de acero, y los ejes locales se orientan en la dirección del ángulo alfa medido desde la vertical, calculado por la Ecuación 2.

Se hace énfasis en combinaciones de carga sísmica en la dirección longitudinal de la estructura (en dirección X positiva), para captar los esfuerzos principales de tracción máximos de la placa.

5.3. Análisis de tensiones en ambos modelos

Identificada la combinación de carga más desfavorable para las placas de acero, se comparan las tensiones de los elementos estructurales de ambos modelos y se verifican por capacidad mediante el uso de AISC 360-16, específicamente los capítulos de flexión, compresión y corte.

Para el sistema de marcos arriostrados concéntricos SCBF se analizan las tensiones en columnas, puntales y diagonales de arriostamiento, mientras que, para el sistema de muros de corte de placas de acero, se analizan las tensiones en los elementos de borde de las placas de acero más solicitadas.

6. Estructuraciones

6.1. Sistema de marcos arriostrados concéntricos

Corresponde a una estructura de acero del tipo galpón con un sistema resistente a cargas laterales, en base a marcos arriostrados concéntricos especiales (SCBF) y marcos rígidos perpendiculares entre sí como se observa en la Figura 6.

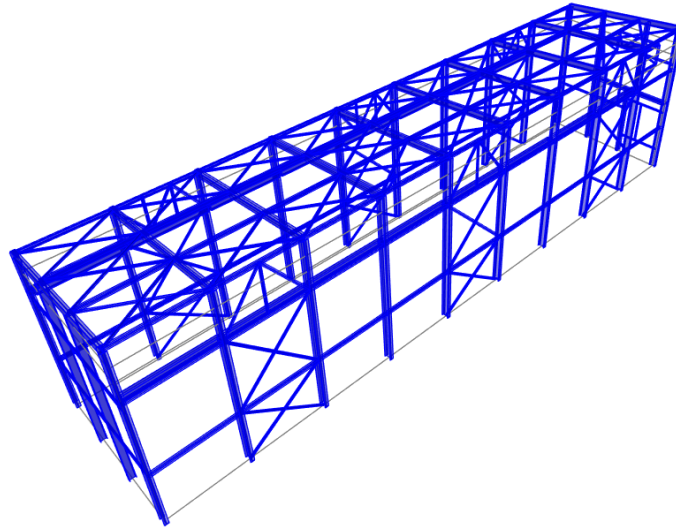


Figura 6: Estructura tipo galpón industrial con sistema SCBF (Fuente: Elaboración propia)

El techo se compone por un arriostramiento continuo. Su altura máxima es 14,7 m y tiene una pendiente del 10% alcanzando los 13,5 m en su otro extremo. Longitudinalmente alcanza los 54 m y en dirección transversal, 12 m, correspondiente a los ejes X, Y respectivamente. En la Figura 7 se muestran las vistas en elevación de la estructura para mayor claridad.

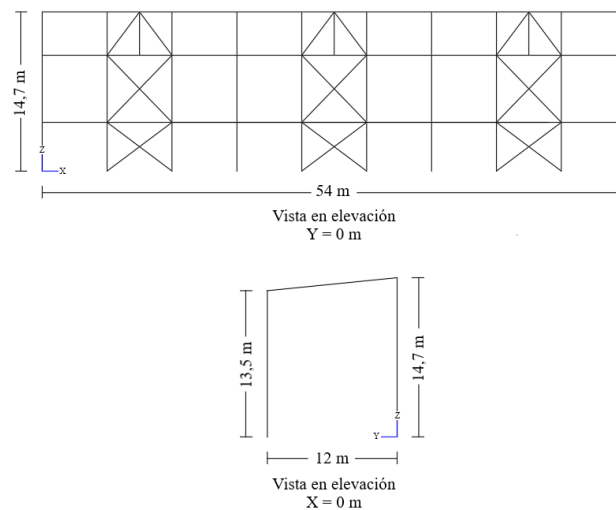


Figura 7: Definición geométrica de la estructura, vistas en elevación (Fuente: Elaboración propia).

Los perfiles que componen cada marco arriostrado son columnas IE 600x300x35x14 orientadas longitudinalmente a la estructura en su eje menor, elementos horizontales IE 250x200x12x6 orientadas en su eje mayor y arriostramientos tipo X2L 100x100x10. Además, las conexiones entre estos elementos no permiten la transferencia de momentos flectores. La Tabla 4 muestra un resumen de los perfiles que componen el sistema de marcos arriostrados de la estructura.

Tabla 4: Propiedades de los elementos del sistema SCBF.

Elemento	Inercia X [cm ⁴]	Inercia Y [cm ⁴]	Sección [cm ²]
Columna IE 600x200x35x14	185176,5	15762,1	248,2
Puntal IE 250x200x12x6	7380,2	1600,4	61,6
Diagonal X2L 100x100x10	672,7	672,7	38

La altura del primer nivel de arriostramiento es 4,5 m y 6,2 m para el segundo nivel mientras que, para el eje longitudinal de mayor y menor altura, en el tercer nivel de arriostramiento se tiene 4 y 2,8 m. Por último, el peso total de la estructura en base a SCBF es 140 Ton.

6.2. Sistema de muros de corte de placas de acero

El sistema se compone por un total de 6 paneles de muros SPSW, situadas en las ubicaciones que previamente correspondían a marcos arriostrados concéntricos, como se observa en la Figura 8.

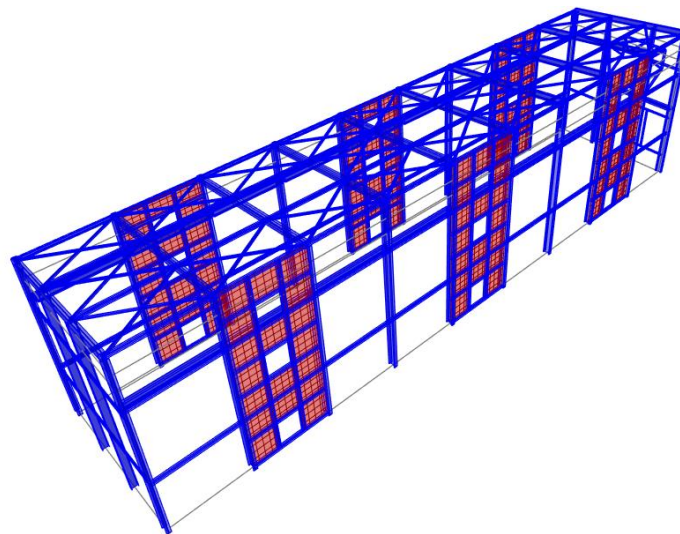


Figura 8: Estructura tipo galpón industrial con sistema SPSW (Fuente: Elaboración propia)

A modo de mantener el diseño y estructuración de los SCBF, se mantienen las columnas y puntales de arriostramiento, menos las diagonales de arriostramiento. Los elementos horizontales y verticales de borde (HBE y VBE) corresponden a perfiles IE 250x200x12x6 e IE 600x300x35x14 respectivamente.

Para el diseño de aperturas, se incluyen elementos locales de borde (LBE) que se extienden en toda la longitud y altura del SPSW como se indica en AISC 341-16. En la Tabla 5 se resumen las principales características de los perfiles utilizados para el diseño.

Tabla 5: Propiedades de los elementos del sistema SPSW.

Elemento	Inercia X [cm ⁴]	Inercia Y [cm ⁴]	Sección [cm ⁴]
VBE IE 600x200x35x14	185176	15762	248,2
HBE IE 250x200x12x6	7380	1600	61,6
Vert. LBE IE 250x250x28x12	18100	7290	163,3
Hor. LBE IE 250x200x12x6	7380	1600	61,6

La conexión entre todos los elementos se considera rígida para efectos de modelación, siendo necesaria la formación de rótulas plásticas en los extremos de los HBE y horizontal LBE como se indica en AISC 341-16. Los apoyos basales de los VBE no permiten la transmisión de momentos flectores.

El diseño de aperturas en el alma de un SPSW difiere por nivel de muro, donde se utiliza lo siguiente:

- 1er nivel (h=0-4,5 m): Apertura rectangular 2x2,5 m.
- 2do nivel (h=4,5 – 6,2): Apertura rectangular 2x2,2 m.
- 3er nivel (Y=0, h =10,7 – 14,7 m): Apertura rectangular 2x2 m.
- 3er nivel (Y=12, h =10,7 – 13,5 m): Apertura rectangular 2x1,4 m.

En la Tabla 6 se observa el espesor de placa utilizado en el diseño de aperturas correspondiente al nivel en que se encuentra.

Tabla 6: Espesor de placa de acero utilizado en la configuración del sistema SPSW.

Nivel	Espesor de placa [mm]
1er nivel	3
2do nivel	3
3er nivel (Y=0 m)	3
3er nivel (Y=12 m)	2

Por último, el peso de la estructura utilizando muros de corte de placas de acero es de 170 Ton., de los cuales 81,5 Ton. corresponden al sistema de SPSW.

7. Resultados

7.1. Resistencia de placas de acero

Al aplicar todas las combinaciones sísmicas de análisis, se extrae la combinación que produce mayores esfuerzos en las placas, esta combinación es “ASD = D + Ex - Ez”, el peso propio de los elementos estructurales y la carga sísmica en su componente horizontal y vertical.

En la Figura 9 se observa una distribución de los esfuerzos obtenidos en las placas de acero de un SPSW, las tonalidades rojizas muestran los esfuerzos compresivos (casi nulos) mientras que las tonalidades verdes y azules representan la tracción del esfuerzo principal. La respuesta de la estructura ante el estado de carga descrito previamente, concentra los esfuerzos producto de la acción del campo de tracciones en la placa del panel basal que contiene la primera apertura en el alma.

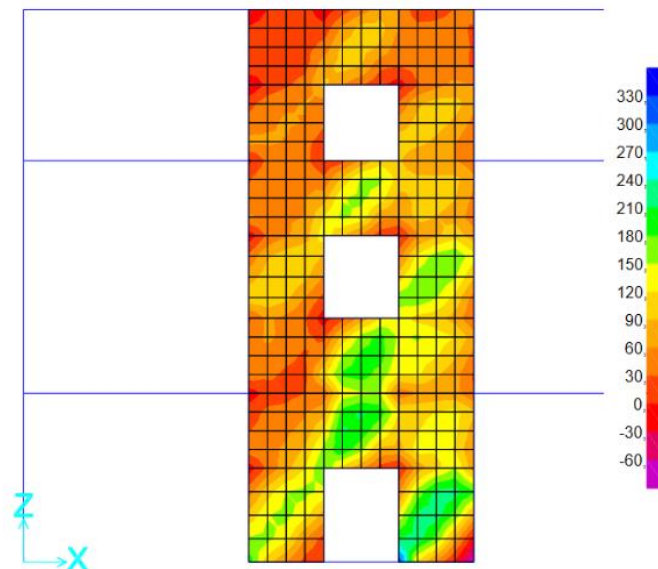


Figura 9: Esfuerzos principales de la placa de acero en un muro de corte bajo el estado de carga de trabajo ASD = D + Ex - Ez. Unidades en kgf/cm² (Fuente: Elaboración propia).

Se obtiene entonces, usando la designación de placas de la Figura 5 los esfuerzos máximos de las placas de acero bajo la acción del campo de tensiones.

- Panel 1: $\sigma_1 = 122,7 \frac{kgf}{cm^2}$
- Panel 2: $\sigma_1 = 291,3 \frac{kgf}{cm^2}$
- Panel 3: $\sigma_1 = 188,3 \frac{kgf}{cm^2}$
- Panel 4: $\sigma_1 = 195,9 \frac{kgf}{cm^2}$
- Panel 5: $\sigma_1 = 355,3 \frac{kgf}{cm^2}$

El valor máximo que alcanza el esfuerzo principal de tracción es en la placa de acero 5 es:

$$\sigma_1 = 355,3 \frac{kgf}{cm^2}$$

De acuerdo a la Ecuación 3, considerando que el campo de tensiones de la placa de acero es una distribución uniforme que se aplica sobre un área de longitud $L \cdot \cos \alpha$ y espesor t_w . Luego, la fuerza cortante de trabajo del panel 5 bajo el estado de carga es:

$$V_{trab} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L \cdot t_w \cdot \sin 2\alpha$$

$$V_{trab} = 0,5 \cdot 355,3 \frac{kgf}{cm^2} \cdot 200 \text{ cm} \cdot 0,3 \text{ cm} \cdot \sin 2 \cdot 37,7^\circ$$

$$V_{trab} = 10314,8 \text{ kgf} = 10,3 \text{ Ton}$$

De la misma forma, se obtiene la fuerza de corta admisible de la placa de acero V_{adm} . Por lo que:

$$V_{adm} = \frac{0,42 \cdot \sigma_y \cdot L \cdot t_w \cdot \sin 2\alpha}{1,67}$$

$$V_{adm} = \frac{0,42 \cdot 2530 \frac{kgf}{cm^2} \cdot 200 \text{ cm} \cdot 0,3 \text{ cm} \cdot \sin 2 \cdot 37,7^\circ}{1,67}$$

$$V_{adm} = 36,9 \text{ Tonf}$$

Se analiza un segundo modelo computacional de SPSW donde la carga sísmica en la dirección de análisis es aumentada por $0,7R > 2$. Al igual que la Figura 9, en la Figura 10 se observa una distribución de los esfuerzos principales en las placas de acero.

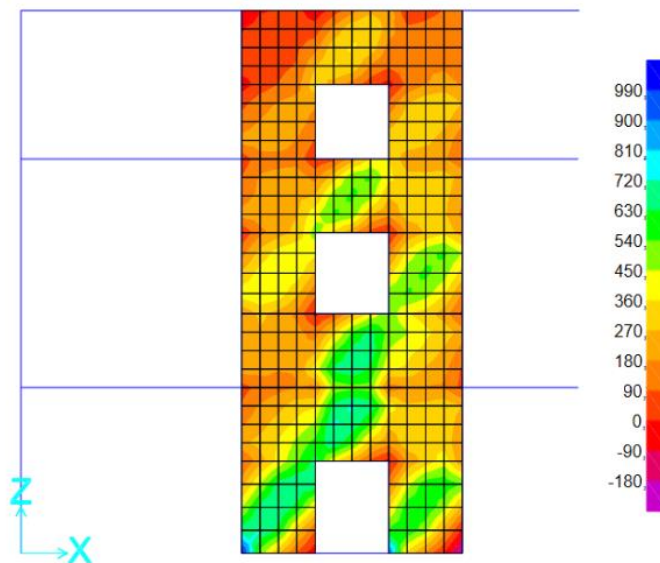


Figura 10: Esfuerzos principales de la placa de acero en un muro de corte bajo el estado de carga de trabajo $ASD = D + Ex - Ez$ amplificado por $0,7R > 2$. Unidades en kgf/cm^2 (Fuente: Elaboración propia).

El esfuerzo principal de tracción que se desarrolla en la placa producto de la acción del campo de tensiones corresponde a:

$$\sigma'_1 = 1035 \frac{kgf}{cm^2}$$

Usando la designación de las placas de acero de la Figura 5, el esfuerzo principal máximo en tracción se obtiene en la placa de acero número 4 a nivel basal de la estructura donde se ubica la primera apertura. Entonces la tensión de corte en la placa de acero en este nivel corresponde a:

$$V'_{trab} = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_1 \cdot L \cdot t_w \cdot \sin 2\alpha$$

$$V'_{trab} = 0,5 \cdot 1035 \frac{kgf}{cm^2} \cdot 200 \text{ cm} \cdot 0,3 \text{ cm} \cdot \sin 2 \cdot 37,7^\circ$$

$$V'_{trab} = 30047,4 \text{ kgf} = 30 \text{ Ton}$$

Entonces, la tensión de corte bajo un estado de carga sísmico amplificado por $0,7R > 2$, sirve como cota superior con la cual se verifica que:

$$V_{trab} = 10,3 \text{ Tonf} < V'_{trab} = 30 \text{ Tonf} < V_{adm} = 36,9 \text{ Tonf}$$

Por lo que se verifica que la placa en cuestión genera una tensión cortante producto de la acción del campo de tensiones en un estado de carga “ASD = D + Ex - Ez” tal que no sobrepasa la tensión cortante que otorga la placa análoga a ésta luego de haber amplificado las cargas sísmicas por $0,7R > 2$. La tensión de corte amplificada no sobrepasa además la tensión de corte en fluencia de la placa.

Haciendo uso de la Ecuación 8, se obtiene que:

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \frac{kgf}{cm^2}}{12 \cdot (1 - 0,5^2) \cdot (200 \text{ cm} / 0,3 \text{ cm})^2} = 5,2 \frac{kgf}{cm^2}$$

Luego, para un elemento infinitesimal de la placa de acero, haciendo uso del círculo de Mohr bajo un estado de tracción pura, el esfuerzo principal de compresión es nulo producto de que se ha alcanzado el pandeo inelástico. De acuerdo a lo anterior, se obtiene el esfuerzo de corte máximo de la placa número 4 bajo la combinación de carga, este es:

$$\tau = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{355,3 \frac{kgf}{cm^2}}{2} = 177,7 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\tau_{cr} = 5,2 \frac{kgf}{cm^2} \ll \tau = 177,7 \frac{kgf}{cm^2}$$

Por lo que el pandeo de la placa de acero ocurre a un bajo estado de carga, cuando el esfuerzo principal de corte alcanza $5,2 \text{ kgf/cm}^2$.

7.2. Verificación de los elementos de borde del sistema SPSW

En el 1er nivel de SPSW, en las placas 5 y 4 de la Figura 5 se obtienen las tensiones principales máximas del modelo en un estado de carga sísmico simple y amplificado por $0,7R > 2$.

Los elementos de borde, tanto locales como globales que enmarcan la apertura y la placa de mayor sollicitación son estudiados, asumiendo que el esfuerzo principal en tracción es una distribución uniforme orientada un ángulo α desde la vertical y ésta toma los valores obtenidos bajo la aplicación de carga sísmica más desfavorable.

Utilizando las componentes horizontales y verticales del esfuerzo principal por unidad de longitud indicadas en la Ecuación 3 y Ecuación 4, se calculan las fuerzas de trabajo que se aplican a los elementos locales de borde LBE, mientras que los VBE y HBE se verifican por capacidad de carga bajo las fuerzas de trabajo obtenidas del modelo computacional.

7.2.1. HBE

Las Figura 11 y 12 muestran los diagramas axiales (N), cortantes (V) y momento flector (M) del HBE superior del primer nivel, que enmarca las placas de acero con mayores sollicitaciones de la estructura en base a SPSW para los estados de carga sísmicos de trabajo y amplificado por $0,7R > 2$ respectivamente.

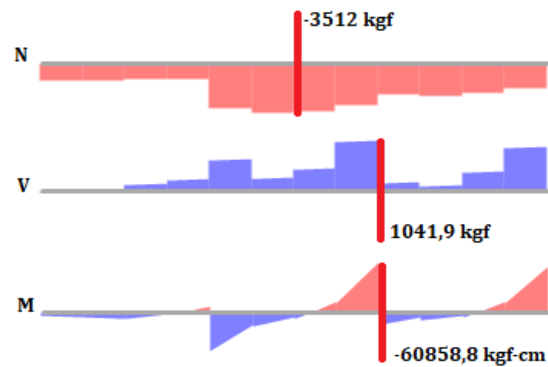


Figura 11: Diagramas Axial (N), Corte (V) y Momento Flector (M) del HBE bajo los esfuerzos producidos por el campo de tensiones, para un estado de carga sísmico de trabajo. (Fuente: Elaboración propia)

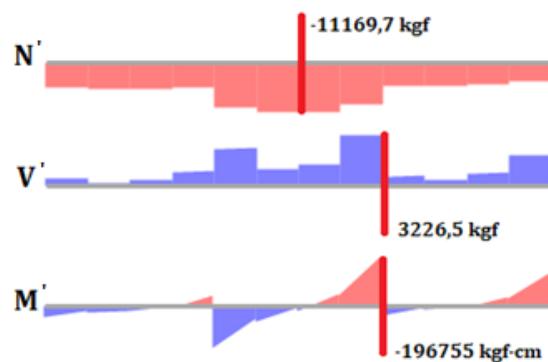


Figura 12: Diagramas Axial (N), Corte (V) y Momento Flector (M) del HBE bajo los esfuerzos producidos por el campo de tensiones, para un estado de carga sísmico de trabajo amplificado por $0,7R > 2$. (Fuente: Elaboración propia)

Las fuerzas correspondientes para el diseño y verificación del elemento HBE bajo la acción del campo de tensiones de las placas de acero superior e inferior a este elemento, son las propias componentes horizontales y verticales del campo de tensiones y las reacciones axiales del LBE vertical sobre el HBE, entonces, bajo estas cargas requeridas se determina la resistencia del HBE de la modelación con carga sísmica amplificada según AISC 360-16, las cuales corresponden a verificaciones tensionales de trabajo más desfavorables.

Cabe destacar que las tensiones obtenidas solo sirven como comparativa de las tensiones de trabajo reales y con ellas se verifica que el estado de carga de trabajo real cumple con las especificaciones mínimas de AISC 360-16.

Entonces, para elementos sometidos a compresión:

$$P_{adm} = \frac{P_n}{\Omega} = \frac{76773,8 \text{ kgf}}{1,67} = 45972,3 \text{ kgf}$$

$$N'_{HBE} = 11169,7 \text{ kgf} < P_{adm} = 45972,3 \text{ kgf}$$

Para elementos sometidos a flexión:

$$M_{adm} = \frac{M_n}{\Omega} = \frac{1639650,1 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{1,67} = 981826,4 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M'_{HBE} = 196755 \text{ kgf} \cdot \text{cm} < M_{adm} = 981826,4 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Para elementos sometidos a corte:

$$V_{adm} = \frac{V_n}{\Omega} = \frac{22779,5 \text{ kgf}}{1,67} = 13640,4 \text{ kgf}$$

$$V'_{HBE} = 3226,5 \text{ kgf} < V_{adm} = 13640,4 \text{ kgf}$$

Por lo que el elemento HBE bajo el estado de carga “ASD = D + Ex – Ez”, en el estado de carga sísmico más desfavorable de las placas de acero que lo enmarcan, resiste por capacidad las fuerzas de trabajo resultantes.

7.2.2. VBE

Dado que la carga sísmica se aplica positiva en la dirección longitudinal al eje X, el comportamiento de las columnas o elementos verticales de borde de los muros de corte de placas de acero concentra los esfuerzos compresivos en la columna del borde derecho del SPSW, lo cual es la condición más desfavorable para este elemento.

Se extraen las fuerzas axiales de un estado de carga sísmico amplificado por $0,7R > 2$ como se indica en el apartado 8.3.4 de la NCh 2369 mod. 2018. Mientras que las fuerzas cortantes y momentos flectores obtenidos en el eje débil de la columna también son obtenidos del estado de carga sísmico amplificado por $0,7R > 2$.

Las Figura 13 y Figura 14 muestran los diagramas axiales (N), cortantes (V) y momentos flectores (M) del VBE de análisis, aquel elemento resistente que enmarca la placa de acero con mayores sollicitaciones de la estructura en base a SPSW para los estados de carga sísmicos de trabajo simple y amplificado por $0,7R > 2$ respectivamente., se indica además la fuerza y la ubicación obtenida. El nivel basal de la columna esta a la izquierda del diagrama.

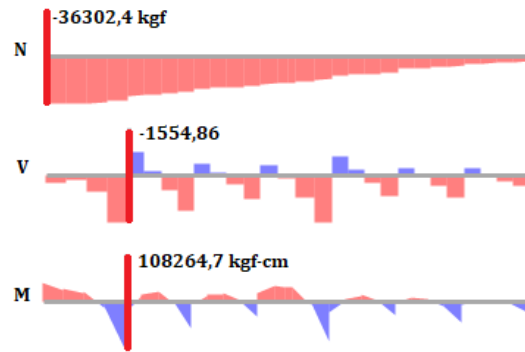


Figura 13: Diagramas Axial (N), Corte (V) y Momento Flector (M) del VBE bajo los esfuerzos producidos por el campo de tensiones, para un estado de carga sísmico de trabajo. (Fuente: Elaboración propia)

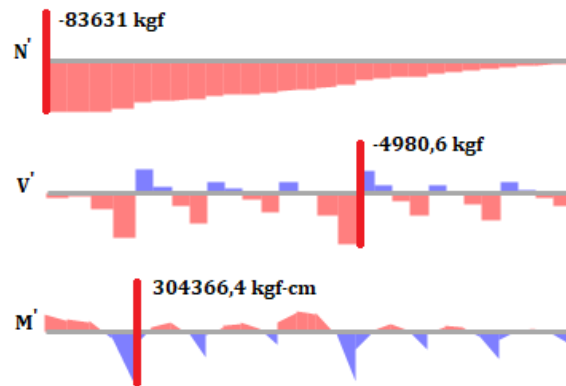


Figura 14: Diagramas Axial (N'), Corte (V') y Momento Flector (M') del VBE bajo los esfuerzos producidos por el campo de tensiones, para un estado de carga sísmico de trabajo amplificado por $0,7R > 2$. (Fuente: Elaboración propia)

Bajo estas cargas requeridas se determina entonces la resistencia del VBE sometido a flexión, compresión y corte según AISC 360-16.

Para elementos sometidos a compresión:

$$P_{adm} = \frac{P_n}{\Omega} = \frac{484075,5 \text{ kgf}}{1,67} = 289865,6 \text{ kgf}$$

$$N'_{VBE} = 83631 \text{ kgf} < P_{adm} = 289865,6 \text{ kgf}$$

Para elementos sometidos a flexión:

$$M_{adm} = \frac{M_n}{\Omega} = \frac{4052136,2 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{1,67} = 2426428,9 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M'_{VBE} = 304366,4 \text{ kgf} \cdot \text{cm} < M_{adm} = 2426428,9 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Para elementos sometidos a corte:

$$V_{adm} = \frac{V_n}{\Omega} = \frac{318912,4 \text{ kgf}}{1,67} = 190965,5 \text{ kgf}$$

$$V'_{VBE} = 4980,6 \text{ kgf} < V_{adm} = 190965,5 \text{ kgf}$$

Por lo que el elemento VBE en la combinación de análisis “ $ASD = D + Ex - Ez$ ”, en un estado de carga sísmicos amplificado por $0,7R > 2$, resiste por capacidad las fuerzas de trabajo resultantes que actúan sobre él. Por lo que se verifica por capacidad que las fuerzas reales de trabajo que actúan sobre el VBE son menores a las fuerzas de trabajo del estado de carga sísmico amplificado.

7.3. Análisis de puntales y diagonales de arriostramiento en el sistema SCBF

Bajo el estado de carga “ $ASD = D + Ex - Ez$ ” se determinan los diagramas de fuerzas resultantes axiales en las diagonales y puntales ubicados en las posiciones donde se obtienen las máximas tensiones en los muros de corte de placas de acero. En la Figura 15, los colores rojos y azules indican compresión y tracción respectivamente de los elementos estructurales. Los elementos se unen por conexiones rotuladas, por lo que la transmisión de momentos flectores no es permitida. Esta condición se alcanza cuando la carga sísmica se aplica positiva en dirección longitudinal a la estructura (Eje X positivo).

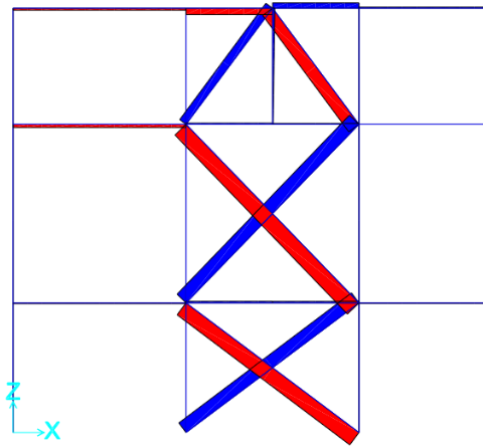


Figura 15: Diagrama Axial en los puntales y diagonales del sistema SCBF, color rojo indica compresion y color azul, traccion. (Fuente: Elaboracion propia)

Se observan los mayores esfuerzos obtenidos en las riostras del segundo nivel, las Figura 16 y Figura 17 muestran los diagramas axiales (N), cortantes (V) y momentos flectores (M) a los cuales están sometidas las riostras y los puntales de arriostramiento respectivamente del segundo nivel.

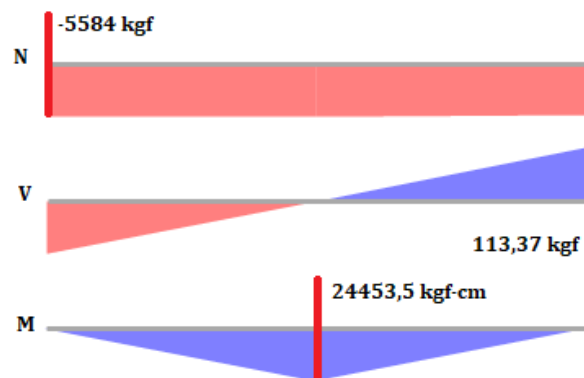


Figura 16: Diagramas Axial (N), Corte (V) y Momento Flector (M) de las diagonales de arriostramiento para la combinacion de carga “ $ASD = D + Ex - Ez$ ”. (Fuente: Elaboración propia)

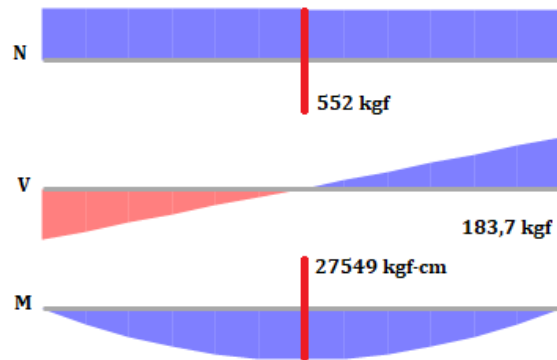


Figura 17: Diagramas Axial (N), Corte (V) y Momento Flector (M) de los puntales de arriostre para la combinación de carga “ASD = D + Ex - Ez”. (Fuente: Elaboración propia)

Las fuerzas para el diseño y verificación de estos elementos son, mediante el método de las tensiones admisibles de AISC 360-16 las siguientes:

Para diagonales y puntales de arriostamiento sometidos a compresión:

$$P_{diag. adm} = \frac{P_n}{\Omega} = \frac{64082,7 \text{ kgf}}{1,67} = 38372,9 \text{ kgf}$$

$$N_{diag.} = 5584 \text{ kgf} < P_{diag. adm} = 38372,9 \text{ kgf}$$

$$P_{punt. adm} = \frac{P_n}{\Omega} = \frac{76773,8 \text{ kgf}}{1,67} = 45972,3 \text{ kgf}$$

$$N_{punt.} = 552 \text{ kgf} < P_{punt. adm} = 45972,3 \text{ kgf}$$

Para diagonales y puntales sometidos a flexión:

$$M_{diag. adm} = \frac{M_n}{\Omega} = \frac{170255 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{1,67} = 101949,1 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{diag.} = 24453,5 \text{ kgf} \cdot \text{cm} < M_{diag. adm} = 101949,1 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{punt. adm} = \frac{M_n}{\Omega} = \frac{1498576,1 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{1,67} = 897350,9 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{punt.} = 27549 \text{ kgf} \cdot \text{cm} < M_{punt. adm} = 897350,9 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Para diagonales y puntales sometidos a corte:

$$V_{diag. adm} = \frac{V_n}{\Omega} = \frac{31026,8 \text{ kgf}}{1,67} = 18578,9 \text{ kgf}$$

$$V_{diag.} = 113,4 \text{ kgf} < V_{diag. adm} = 18578,9 \text{ kgf}$$

$$V_{punt. adm} = \frac{V_n}{\Omega} = \frac{72894,3 \text{ kgf}}{1,67} = 43649,3 \text{ kgf}$$

$$V_{punt.} = 183,7 \text{ kgf} < V_{punt. adm} = 43649,3 \text{ kgf}$$

7.4. Interacción flexo-compresión de las columnas de ambos modelos

Utilizando modelos computacionales, las columnas de ambos sistemas, tanto SCBF y SPSW se comparan mediante flexo compresión. La combinación sísmica de análisis corresponde a “ASD = D + Ex – Ez”, ésta es aquella que produce el mayor esfuerzo principal de tracción en las placas de acero que componen el sistema SPSW. Las columnas mostradas en la Figura 18, componen muros de corte de placas de acero y son VBE sometidos a flexión y carga axial, por ende, la columna de análisis es la número 3 ya que es la columna con mayores solicitaciones del sistema SPSW y se considera representativa.

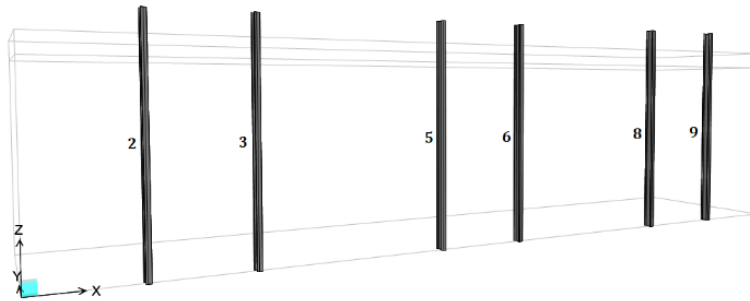


Figura 18: Nomenclatura de columnas para el análisis a flexo compresión. (Fuente: Elaboración propia)

Usando el modelo computacional, se determinan las fuerzas de requeridas de diseño y las tensiones admisibles para calcular como se indica en AISC 360-16 capítulo H ecuación H1-1b, la interacción a flexo compresión de la columna.

$$D/C = \frac{1}{2} \cdot \frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{r22}}{M_{c22}} + \frac{M_{r33}}{M_{c33}} \leq 1$$

$$\frac{D}{C} = 0,5 \cdot \frac{36302,4 \text{ kgf}}{289865,6 \text{ kgf}} + \frac{108264,7 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{2426428,8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}} + \frac{170332,4 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{10481353,6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}} = 0,123 \leq 1$$

La interacción a flexo compresión de las columnas usando las tensiones obtenidas por el estado de carga sísmico amplificado por $0,7R > 2$ mediante la ecuación H1-1a de AISC 360-16 capítulo H es:

$$D/C = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{r22}}{M_{c22}} + \frac{M_{r33}}{M_{c33}} \right) \leq 1$$

$$\frac{D}{C} = \frac{83631 \text{ kgf}}{289865,6 \text{ kgf}} + \frac{8}{9} \left(\frac{304366,4 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{2426428,8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}} + \frac{203222 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{10481353,6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}} \right) = 0,417 \leq 1$$

Finalmente, se obtiene la interacción a flexo compresión de la misma columna, analizada en la estructura compuesta por el sistema SCBF, mediante la ecuación H1-1b de AISC 360-16 capítulo H:

$$D/C = \frac{1}{2} \cdot \frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{r22}}{M_{c22}} + \frac{M_{r33}}{M_{c33}} \leq 1$$

$$\frac{D}{C} = 0,5 \cdot \frac{26451,2 \text{ kgf}}{289865,6 \text{ kgf}} + \frac{0 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{2426428,8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}} + \frac{331149,6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{10481353,6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}} = 0,077 \leq 1$$

7.5. Drift de columnas

Considerando la situación más desfavorable para las placas de acero, se analiza el comportamiento de las columnas ante el estado de carga de servicio “S = D + Ex -Ez”. La carga sísmica es amplificada por factor de amplificación de la respuesta estructural, según se indica en NCh 2369 mod. 2018, y se obtiene el desplazamiento absoluto que se produce en la misma combinación de carga para ambas estructuraciones.

La deformación límite de las columnas según el apartado 6.3 de NCh 2369 of. 2003 es:

$$s = 0,015 \cdot H = 0,015 \cdot 1400 \text{ cm} = 21 \text{ cm}$$

En primer lugar, para el sistema SPSW se analiza la columna 3 de la Figura 18 ya que se considera representativa del sistema, se obtienen los desplazamientos relativos de techo

Se considera que la estructura es de 1 piso y que el desplazamiento de cualquier punto de la columna es de carácter lineal, razón por la que se determina el desplazamiento de techo respecto del nivel basal. El desplazamiento máximo de techo y DRIFT del sistema SPSW es:

$$\Delta_{max} = 1,36 \text{ cm} < s = 21 \text{ cm}$$

$$DRIFT = \frac{\Delta_{max}}{H} \times 100 = \frac{1,36 \text{ cm}}{1400 \text{ cm}} \times 100 = 0,097\%$$

Por otro lado, para el sistema SCBF se determina el desplazamiento de techo asociados a las columnas de la Figura 18. Al igual que el método anterior, la combinación de análisis es “S = D + Ex – Ez” y se toma como elemento representativo la columna 3 de la Figura 18 El desplazamiento máximo de techo y DRIFT del sistema SCBF es:

$$\Delta_{max} = 1,14 \text{ cm} < s = 21 \text{ cm}$$

$$DRIFT = \frac{\Delta_{max}}{H} \times 100 = \frac{1,14 \text{ cm}}{1400 \text{ cm}} \times 100 = 0,081\%$$

7.6. Reacciones basales

Se obtienen las reacciones máximas de los apoyos para ambos sistemas, estas fuerzas son axial, cortante en ambas direcciones ortogonales y momento flector en torno al eje X. La combinación de carga para el análisis es “ASD = D + Ex – Ez”

En la Tabla 7 se entregan las reacciones obtenidas para ambos modelos SPSW y SCBF.

Tabla 7: Reacciones basales de ambos sistemas.

	SPSW	SCBF
Axial P [kgf]	36580,3	29747,1
Corte Vx [kgf]	-4308,9	-4202,6

Se observa una mayor diferencia en la reacción axial obtenida de cada modelo. Por un lado, los SPSW alcanzan 36,5 Ton a compresión, mientras que los SCBF alcanzan 29,7 Ton a compresión, lo cual indica una diferencia en el mismo apoyo del 19% de fuerza axial.

8. Discusión

Los resultados se extrajeron de un análisis lineal estático del modelo, es importante destacar que este método de análisis se utiliza debido a que, según la guía de diseño 20 Steel Plate Shear Wall, el diseño preliminar de las placas de acero es igualando la fuerza de corte basal a la tensión nominal de la placa de acero en la Ecuación 6. Por lo que, a modo de obtener resultados consistentes a las fuerzas del prediseño de placas de acero, se usa un método lineal estático.

Se hace un alcance de la dirección de análisis del fenómeno puesto que, de acuerdo a los objetivos de la investigación, se quiere captar el comportamiento de las placas de acero con aperturas en el alma, es decir, se hace hincapié en la dirección longitudinal a la estructura. Sin embargo, se encuentra que el efecto que tiene el sistema SPSW en su dirección transversal es sobrecargar en peso las columnas induciendo una concentración de fuerzas en ellas, siendo un estado muy poco favorable para el marco rígido transversal de la estructura.

AISC 341-16 provee de un diseño de muros de corte de placas de acero para alta sismicidad cuando ($R > 3$) donde la fluencia de la placa de acero es un estado tensional esperado. Sin embargo, en un diseño de muros de corte de placas de acero para baja sismicidad, las placas de acero no desarrollan la fluencia y las fuerzas de diseño se limitan a las fuerzas requeridas. Este último no cumple con todas las provisiones de AISC 341-16 sin embargo, se presenta un procedimiento en la guía de diseño 20 de AISC Steel Plate Shear Wall, el cual es usado en esta investigación.

Al momento de pre diseñar el SPSW, se considera una placa de 2 mm de espesor y las especificaciones de fuerza cortante para la estructura. Usando la Ecuación 5 se determina la inercia mínima requerida por las columnas bajo la acción del campo de tensiones de las placas sin aperturas, según la sección 17.4g de AISC 341-16, esta inercia mínima requerida para un panel de 6 m de longitud y 4,5 m de altura es:

$$I_c \geq 0,00307 \cdot \frac{0,2 \text{ cm} \cdot (620 \text{ cm})^4}{600 \text{ cm}} = 151211,17 \text{ cm}^4$$

Lo cual resulta ser mucho mayor a la inercia que tiene el VBE en su eje menor. Esto indica que la altura del panel es directamente proporcional al efecto que el campo de tensiones tiene sobre el elemento de borde, ya que este debe resistir las solicitaciones del marco rígido en una posible fluencia de la placa de acero.

El incluir aperturas en el alma es añadir además una serie de elementos locales de borde que enmarcan la apertura, por lo que se reduce drásticamente las proporciones del panel, siendo disminuidos también los requisitos de inercia necesarios por los elementos de borde ante la acción del campo de tensiones sobre ellos. Según la sección F5 4.d de AISC 341-16 el sistema se puede considerar como un conjunto discreto de muros de corte sin aperturas de menores dimensiones agrupados de tal manera que forman una apertura. Por ende, los requisitos de inercia sobre los LBE verticales y VBE son aminorados por la disminución de altura y longitud del panel alcanzando un valor máximo de:

$$I_c \geq 0,00307 \cdot \frac{0,3 \text{ cm} \cdot (250 \text{ cm})^4}{600 \text{ cm}} = 17988 \text{ cm}^4$$

Incluso aún, la inercia de los VBE sigue siendo menor al valor que alcanza este requisito de inercia cuando las proporciones del panel son disminuidas mediante elementos locales de borde, sin embargo, los VBE fueron analizados por capacidad en torno al eje débil de la columna según NCh 2369 of 2003 cumpliendo con el método de las tensiones admisibles.

El efecto de añadir elementos locales de borde LBE es una distribución de las componentes del campo de tensiones de cada placa de acero sobre otros elementos estructurales y no solo sobre las columnas o vigas. Al mismo tiempo la conexión HBE-LBE-VBE permiten la transmisión de fuerzas del campo de tensiones mediante fuerzas puntuales. Por ejemplo, en el diagrama de fuerza cortante del HBE de la Figura 11 se observan tres zonas, las cuales corresponden a las tres placas de acero continuas sobre la apertura del primer nivel, los elementos locales de borde imponen puntos de inflexión muy notorios en el HBE donde se destaca que la fuerza cortante de la placa exactamente en la unión LBE-HBE disminuye por una distribución de fuerzas en el LBE.

Según una investigación de Sina Nassernia (2017), las aperturas en el alma del SPSW reducen la carga de pandeo de la placa de acero, lo cual concuerda con las bajas tensiones obtenidas de las placas en la presente investigación. Si bien la verificación de las placas del alma del SPSW que se observan en la Figura 9, se realizó mediante una tensión de corte de trabajo de 30 Ton. obtenida por amplificar el estado de carga sísmico por $0,7R > 2$, estas placas de acero sometidas a corte tan solo alcanzan 10 Ton de esfuerzo de corte de trabajo bajo el estado de carga descrito, lo cual es un 34,4% del esfuerzo de corte admisible con el que las placas de acero fueron verificadas. Por otro lado, el esfuerzo de corte que se alcanza es mucho mayor al esfuerzo de corte crítico de pandeo que se obtiene por medio de la Ecuación 8, lo cual indica que se produce el pandeo a un bajo estado tensional. En la Figura 19 se muestra mediante un gráfico, el esfuerzo de corte que corresponde a la placa de acero bajo la combinación de carga “ $ASD = D + Ex - Ez$ ” y el esfuerzo de corte crítico de pandeo. Con él se muestra la magnitud a la cual efectivamente la placa de acero pandea.

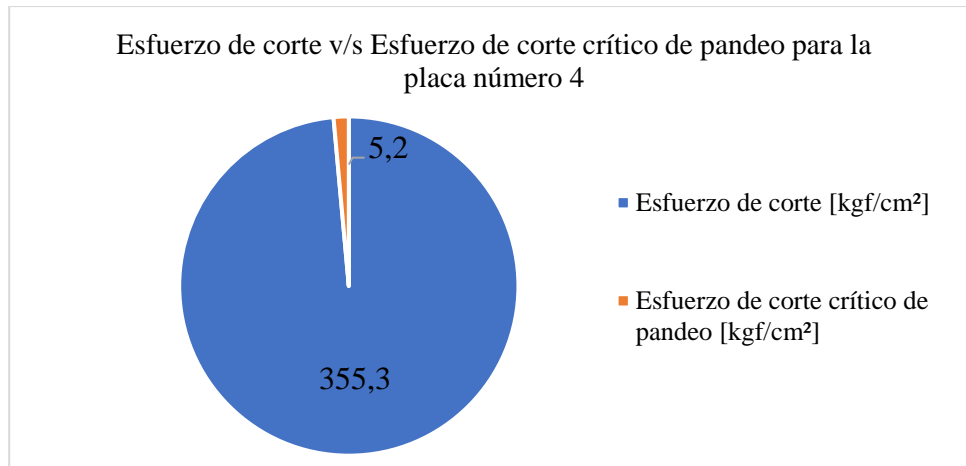


Figura 19: Gráfico de área que muestra la magnitud del esfuerzo de corte que corresponde al pandeo de la placa versus la magnitud del esfuerzo de corte al cual está sometida la placa de acero número 4. (Fuente: Elaboración propia)

Los elementos de borde se verificaron por la tensión de trabajo que produce el campo de tensiones de la placa de acero sobre ellos, es importante señalar la considerable carga axial que se produce en las columnas de ambos sistemas, las causas del aumento de cargas axiales en las columnas del SPSW se debe a la acción del campo de tensiones en su componente transversal sobre el VBE además de las reacciones a corte entre los LBE horizontal y VBE. Por un lado, los VBE de los SPSW están sujetos a

importantes esfuerzos producto de la acción del campo de tensiones como se muestra en la Figura 13 alcanzando una carga axial de 36,3 Ton a compresión. Sin embargo, la carga axial de diseño de las columnas del sistema SCBF, bajo el estado de carga “ $ASD = D + Ex - Ez$ ” alcanza 26,5 Ton de compresión, lo cual entrega 10 Ton de diferencia en carga axial.

Además de lo anterior, el incluir aperturas en el alma del SPSW y con ello, elementos locales de borde para las aperturas, hace que se concentre gran parte del peso en los apoyos de los VBE, las fuerzas resultantes axiales, de corte y momentos flectores de los elementos estructurales producen una sobrecarga de tensiones en el apoyo, siendo necesarias fundaciones distintas a las circundantes para este tipo de configuración, hay que considerar que el peso del conjunto de todos los SPSW del modelo pesan alrededor de 81,5 Ton lo cual es un 45% del peso total de la estructura.

Los elementos que componen los SPSW están verificados por capacidad bajo una combinación de carga sísmica desfavorable, y no presentan inestabilidad elástica. Se asume que las placas de acero, de acuerdo a la Ecuación 8, desarrollan pandeo inelástico a un esfuerzo de corte de 5,2 kgf/cm² y, por tanto, campo de tensiones. Sin embargo, son procesos independientes, además, el efecto del campo de tensiones sobre los elementos de borde no es suficiente para afectar la estabilidad de los elementos resistentes, en este caso VBE y HBE.

Entonces, las deformaciones inelásticas de los VBE no están permitidas y las placas de acero no alcanzan la fluencia por corte. Por lo que se cumple con la cláusula 4.1.3 a) de la NCh 2369 mod. 2018, la cual indica que se debe asegurar el comportamiento dúctil y elástico de los elementos estructurales.

Por otro lado, el sistema de marcos arriostrados pesa en total alrededor de 51,5 Ton lo cual corresponde a un 36,8% del peso total de la estructura. Siendo un sistema que trabaja a una alta eficiencia, la transmisión de cargas laterales es absorbida mediante compresión axial de las riostras, como se observa en la Figura 15 alcanzando un valor de 5,6 Ton a compresión, trabajando en un rango de capacidad de carga aproximadamente del 20%. Por esta razón, el sistema SCBF se diferencia del SPSW puesto que en el primero predomina la capacidad a compresión de las riostras mientras que el otro, la tensión de corte de las placas de acero.

Las fuerzas axiales de diseño en las columnas del sistema SCBF son 10 Tonf menores a las requeridas por el sistema SPSW, la estructura en base a SCBF es un 18% más liviana que el sistema SPSW, la reacción axial de compresión para un mismo apoyo basal es un 19% menor en el sistema SCBF, se tienen menores desplazamientos de techo y no se acumulan las tensiones en los miembros, sino más bien en las conexiones entre estos.

9. Conclusiones

La estructura diseñada en base a muros de corte de placas de acero, resulta ser inadecuada para el estado de carga sísmico de análisis, por un lado, se sobredimensionan los elementos de borde por requisitos explícitos normativos asociados a un estado de fluencia de la placa del alma. Por otro lado, las placas de acero del SPSW trabajan en un estado tensional de aproximadamente un 14% de la capacidad en fluencia de la misma placa de acero. Además, debido a que la conexión entre HBE y VBE es rígida, se producen momentos flectores adicionales en el eje débil de las columnas que componen un SPSW, entonces la columna aumenta considerablemente la flexión en torno a su eje débil, a una altura de 2,5 m correspondiente a la altura de la primera apertura, a causa de esto, la interacción a flexo compresión de las columnas de este sistema aumenta considerablemente.

La absorción de fuerzas cortantes se manifiesta por deformación de un marco rígido atiesado por una placa de acero en el alma. Parte de los esfuerzos cortantes en el HBE son absorbidos por el LBE vertical mediante su componente vertical, de la misma forma que la carga axial del HBE es absorbida por el esfuerzo a corte del LBE. Esto otorga mayor ductilidad al SPSW ya que parte de la tensión de corte es absorbida por la acción del campo de tensiones de cada placa a un nivel bastante bajo, que no alcanza un esfuerzo de fluencia por corte, mientras que otra parte se absorbe mediante deformación del marco que compone el SPSW.

Según la investigación de Sharyatpanahi (2020) se indica que los elementos locales de borde imponen fuerzas adicionales en los elementos HBE y VBE que no se incluyen en la Guía de diseño 20 de AISC, sin embargo, también señala que los elementos de borde reducen el pandeo crítico por corte y además permiten alcanzar la fluencia de la placa de acero. Por lo que se afirma que los LBE aportan a la rigidez del SPSW

Se verifica el estado de trabajo de la estructura, asumiendo de que la placa del alma no alcanza el estado de fluencia, lo cual a lo largo de la investigación resulta en una suposición correcta verificada por varios estados de carga.

Comparando los diagramas axiales, cortantes y momentos flectores de los elementos que componen ambos sistemas, se concluye que la implementación del sistema SCBF resulta ser más eficiente en la distribución de tensiones en toda la estructura, no se producen acumulaciones de tensiones en las columnas, y la estructura es más liviana ya que solo se compone por puntales, diagonales y columnas de arriostre. Por otra parte, las placas de acero de los SPSW resultan ser poco eficientes ante el estado de carga, una posible solución es disminuir el espesor de la placa de acero, ajustando la tensión de corte admisible a la tensión de corte de trabajo, sin embargo, el disminuir el espesor de la placa, dada la geometría del panel resulta en un aumento de la esbeltez que se obtienen por la Ecuación 7. Otra posible opción es disminuir las proporciones del panel mediante rigidizadores verticales y horizontales, pero aumentar el peso en los apoyos resulta contraproducente.

El sistema SPSW es más eficiente para estructuras que desarrollan un mayor corte basal sísmico, siendo poco eficiente para estructuras industriales de acero con un bajo peso sísmico, en comparación a estructuras con columnas, vigas y losas de hormigón armado. Sin embargo, es posible asumir que las placas de acero con aperturas en el alma pueden otorgar una mayor absorción de fuerzas si los elementos de borde son capaces también de resistir los esfuerzos que se producen en las placas de acero. Por lo que se deduce que el sistema de muros de corte de placas de acero está orientado a estructuras con columnas muy rígidas, que se requieren dotar de redundancia estructural y alta capacidad dúctil.

10. Bibliografía y Referencias

- American Institute of Steel Construction. (2016). AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- American Institute of Steel Construction. (2016). AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (2006). Design Guide 20 Steel Plate Shear Wall.
- American Society of Civil Engineers. (2006). ASCE 7-05 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- Asociación Latinoamericana del Acero ALACERO. (2018). Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.
- Basler, K. (1961). Strength of plate girders in shear.
- Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Agency FEMA. (s.f.). FEMA 450 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures.
- Instituto Nacional de Normalización INN. (2003). NCh 2369 of 2003 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.
- Instituto Nacional de Normalización INN. (2018). NCh 2369 of 2003 mod. 2018 diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.
- Jara, F. I. (2017). Diseño de Edificio en Base a Muros de Corte de Placas de Acero Según Normativa Vigente.
- Kulak, P. A. (1983). Experimental Study of Steel Plate Shear Walls.
- Michel Bruneau, C.-M. U. (2011). Ductile Design of Steel Structures.
- Montgomery, J., & Medhekar, M. (2001). Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Loading.
- Reveco, J. O. (2010). Comportamiento de Edificios con Muros de Corte de Placas de Acero.
- Sharyatpanahi, N. S. (2020). Seismic Performance of Steel Shear Walls with Rectangular Openings.
- Sina Nassernia, H. S. (2017). Experimental Study of Opening Effects on Mid-Span Steel Plate Shear Walls.
- Xue, M., & Lu, L. (1994). Interaction of Infilled Steel Shear Wall Panels with Surrounding Frame Members.