



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**COMPARACIÓN ENTRE EL DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL UTILIZANDO PERFILES TIPO  
RACK Y EL DISEÑO CON PERFILES CONVENCIONALES DE ACERO**

## TESINA

QUE PARA OTORGAR EL GRADO DE:

**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

PRESENTA

**ING. JOSAFAT KOZKACUAHUTLI POBLANO OLIVARES**

DIRECTOR DE TESINA: DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO

MÉXICO D.F.

NOVIEMBRE 2014





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## INDICE

<b>Introducción.....</b>	<b>1</b>
<b>1. Antecedentes.....</b>	<b>2</b>
1.1. Descripción del sistema rack.....	2
1.2. Criterios de diseño para naves industriales con perfiles de acero convencional y con sistema rack.....	9
1.2.1 Criterios y normas para diseño de naves industriales con perfiles de acero convencional.....	11
1.2.2 Criterios y normas para diseño de naves industriales con sistema rack..	12
<b>2. Diseño de una nave industrial con sistema tipo rack bajo las acciones de viento y sismo.....</b>	<b>14</b>
2.1. Descripción del prototipo.....	14
2.2. Cargas de diseño.....	16
2.2.1. Cargas muertas.....	16
2.2.2. Cargas vivas.....	16
2.2.3. Cargas accidentales (sismo y viento).....	16
2.3. Procedimiento de diseño de elementos estructurales.....	19
2.4. Diseño de barras para armadura tridimensional.....	23
2.5. Diseño de columna tipo rack con perforaciones.....	25
2.6. Diseño de anclaje de columna.....	30
2.7. Diseño de un perfil C, como refuerzo.....	31
2.8. Diseño de un perfil C, como viga.....	34
2.9. Diseño de un perfil de sección rectangular como soporte.....	36
2.10 Diseño de conexión viga-columna.....	39
2.11 Revisión de estados límites de servicio.....	42
<b>3. Diseño de una nave industrial con perfiles convencionales de acero bajo las acciones de viento y sismo.....</b>	<b>43</b>
3.1. Descripción del prototipo.....	43
3.2. Cargas de diseño.....	45
3.2.1. Cargas muertas.....	45
3.2.2. Cargas vivas.....	45
3.2.3. Cargas accidentales (sismo y viento).....	45
3.3. Procedimiento de diseño de elementos estructurales.....	46
3.4. Diseño de perfil W, como columna.....	50
3.5. Diseño de perfil ángulo doble como contraventeo en columnas.....	53
3.6. Diseño de perfil ángulo simple para armadura de refuerzo.....	55
3.7. Diseño de perfil ángulo doble para armadura de cubierta.....	57
3.8. Diseño de perfil ángulo simple para armadura de cubierta.....	59
3.9. Diseño de perfil C, como larguero.....	60
3.10 Diseño de perfil cuadrado como contraventeo en cubierta.....	62
3.11 Diseño de conexión soldada.....	64
3.12 Revisión de los estados límites de servicio.....	66

<b>4. Análisis de resultados.....</b>	<b>67</b>
<b>5. Conclusiones.....</b>	<b>68</b>
<b>6. Referencias.....</b>	<b>69</b>

## **INTRODUCCIÓN**

### **Objetivo:**

Este trabajo tiene como objetivo evaluar las ventajas y limitaciones del diseño y proceso constructivo de una nave industrial empleando elementos estructurales tipo rack con respecto al diseño convencional de este tipo de estructuras empleando perfiles convencionales de acero.

### **Resumen:**

En este trabajo se presenta una descripción de las características, funcionamiento, proceso constructivo y usos del sistema de estructura tipo rack. También se mencionan los diferentes criterios de diseño así como la normatividad de los mismos aplicables al proyecto de acuerdo a sus características y se describen sus consideraciones, restricciones y limitaciones, etc.

Además se presenta una descripción para ambos sistemas de estructura del tipo de terreno, uso, tipo y tamaño de cargas a considerar, etc. Se realiza el predimensionamiento, análisis estructural, diseño final y el comportamiento de la estructura bajo las acciones sometida.

Posteriormente se hace un análisis de los resultados de las estructuras en todas las etapas del proyecto.

Finalmente se analizan las ventajas y desventajas que tiene cada una de las estructuras en todo el proyecto para determinar qué tipo de estructura es óptima para este proyecto

## 1. ANTECEDENTES

Una nave industrial es una construcción propia para resolver los problemas de alojamiento y operación de una industria. También se define como la instalación física o edificación diseñada y construida para realizar actividades industriales de producción, transformación, manufactura, ensamble, procesos industriales, almacenaje y distribución. Por lo tanto, necesitan de amplios claros, a fin de lograr grandes espacios sin existencia de apoyos intermedios, de tal suerte que la nave industrial pueda operar de manera óptima sin obstáculos ni restricciones.

### 1.1 Descripción del sistema rack

El sistema rack, conocido así por su nombre en inglés “*Rack Clad Building (RCB)*”. Es un sistema estructural comúnmente utilizado en la construcción de naves industriales. Está formado principalmente por estanterías (racks) que además de soportar la carga de almacenamiento, también funcionan como elementos estructurales que soportan las paredes y la cubierta del edificio mediante el uso de diferentes tipos de accesorios. Las naves industriales construidas con este tipo de materiales, pueden alcanzar hasta 40 metros de altura, con pasillos estrechos para almacenes de grandes áreas, optimizando el espacio.

Otras ventajas de este sistema son: costo, ligereza, rápido y fácil ensamble. Puede trasladarse a otra zona en su totalidad sin ninguna restricción, ya que es una estructura completamente desmontable. Dado que el peso de la estructura se distribuye en un mayor número de apoyos, no requiere de una cimentación profunda. En la figura 1.1 se muestra la construcción de una nave industrial con un sistema rack en donde se ocupa todo el espacio con estanterías.



Fig. 1.1 *Construcción de una nave industrial con sistema rack [1].*

Como este sistema de construcción utiliza únicamente tornillos para sus conexiones, es posible hacer modificaciones a la estructura sin hacer uso de un equipo especial. Esto también permite la reutilización de los materiales.

Para proyectar correctamente un edificio con este tipo de sistema, es importante conocer y analizar diversos aspectos como: el tipo de producto que se va a almacenar, movimientos y rotaciones de este; pesos y volúmenes; ubicación, así como los equipos que se utilizarán para su manipulación. Además, hay que considerar todas las acciones que estarán actuando sobre el edificio (sismo, viento, etc.). Una vez tomadas en cuenta todas estas consideraciones, se contempla la fabricación e instalación de la estructura con características que brinden la eficacia y la seguridad necesaria, como alturas considerables, dimensiones y especificaciones técnicas de acuerdo al requerimiento.

Para tener una idea clara de las necesidades del proyecto, en la figura 1.2, se muestra un ejemplo de almacén.



Fig. 1.2 *Distribución de un almacén [4]*

El sistema de almacén que utilizan los edificios RCB, es el que tiene como soporte la tarima. La altura del nivel de carga está limitada por las dimensiones del edificio y del equipo de manipulación utilizado.

Las estanterías para cargas en tarimas están formadas por racks colocados verticalmente y conectados entre sí por separadores diagonales, lo que se llama escalera, éstas a su vez están conectadas por pares de vigas o travesaños que se encuentran espaciados en altura suficiente para almacenar las unidades de carga.

Los travesaños transmiten la carga a las escaleras mediante los elementos de sujeción que los une. Éstas a su vez, transmiten la carga al suelo por medio de los racks. Las capacidades de carga de ambos componentes, escaleras y travesaños, dependen de sus dimensiones y de las características del acero empleado en su fabricación. En las escaleras, se disminuye la capacidad de carga al aumentar la separación entre los niveles de los travesaños, sobre todo en los niveles inferiores. La rigidez y la estabilidad de la estantería en la dirección del fondo, depende de la propia escalera, de su anclaje al suelo y de los separadores entre racks. De igual modo sucede en la dirección del pasillo, la cual depende de la unión escalera-travesaño y del anclaje al suelo. En la figura 1.3 se muestra este tipo de sistema.

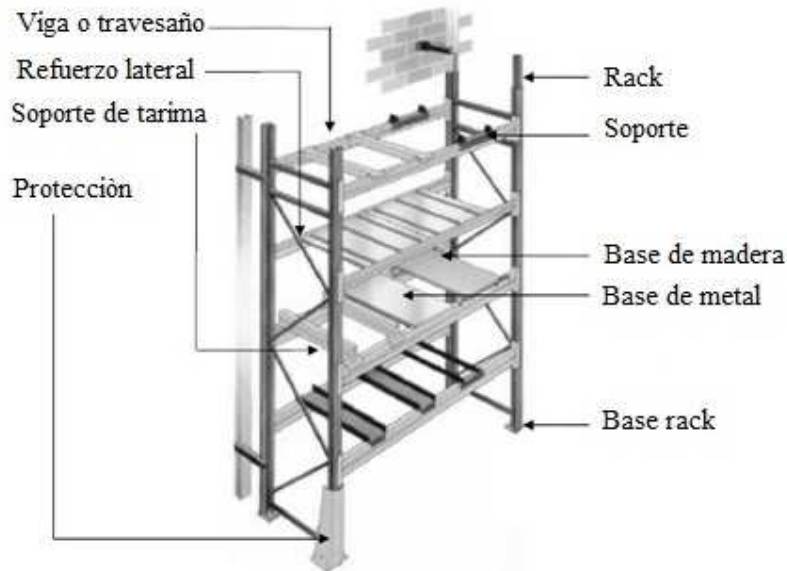


Fig. 1.3 Componentes del sistema de tarimas [3]

El proceso de manufactura de un sistema rack, pueden resumirse en las siguientes etapas: laminado en caliente, cizallado, doblado y ensamblado.

Los racks son fabricados de láminas formadas en caliente. El proceso de laminado en caliente consiste en hacer pasar el metal caliente entre dos cilindros que giran en direcciones opuestas, la distancia de los cilindros es menor al del espesor de la lámina, por lo que obliga a la misma a reducir su espesor e incrementar su longitud. Al proceso de corte de láminas se llama “cizallado” y consiste en colocar la lámina entre los filos de las cizallas y se procede a cortar la misma. En las figuras 1.4 y 1.5 se muestran algunas piezas de este sistema.



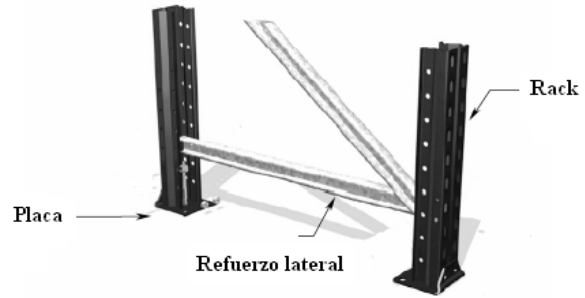
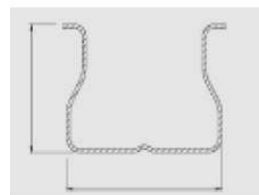


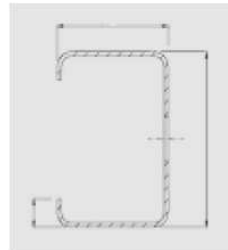
Fig. 1.4 Elementos del sistema rack [2]

Fig. 1.5 Base del sistema rack [2]

Durante el proceso de corte de láminas, se obtienen las placas base para la fabricación de los distintos elementos estructurales del sistema RCB. Durante el proceso de doblado de las láminas, se pretende dar la forma deseada a cada pieza de acuerdo a las especificaciones del fabricante. Este procedimiento se realiza en frío. Generalmente los racks son de un perfil tipo “omega” y los travesaños son un perfil tipo “C” (ver figura 1.6).



Perfil tipo “omega”

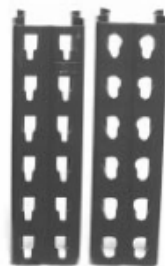


Perfil tipo “C”

Fig. 1.6 Secciones transversales utilizadas [2]

El trabajo de barrenado se realiza para las placas bases y los refuerzos laterales y el trabajo de troquelado se realiza para los racks y los cargadores de travesaños, este proceso se realiza con el objeto de poder ensamblar las escaleras y posteriormente ensamblar las estanterías.

El proceso de troquelado consiste en eliminar las partes que no son útiles y se realiza en prensas mecánicas o hidráulicas (ver figura 1.7). Las matrices de troquelado constituyen la parte más importante del proceso, pueden ser matrices de operación única o matrices progresivas. Posteriormente se sueldan los cargadores de travesaños a los extremos.



Racks



Cargadores de travesaños

Fig. 1.7 Piezas troqueladas [2]

El doblado produce poco o ningún cambio en el espesor de la lámina, se realiza en una prensa plegadora que puede ser mecánica o hidráulica. La lámina es colocada entre una matriz y un punzón el cual baja y dobla la lámina de acuerdo con la geometría de la matriz y el punzón.

El travesaño puede ser también formado por dos secciones “C”, algunas veces el cargador del travesaño cuenta con unas pestañas sumidas que se insertan en los orificios de la columna, pero esto es para cargas más ligeras ya que puede desgarrar la lámina de la columna, y en ocasiones los refuerzos laterales se sueldan a la columna lo que impide su futura modificación de manera sencilla.

Para el ensamble de las escaleras se utilizan tornillos de acero de alta resistencia y están dotados de tuercas de seguridad de auto-bloqueo que evitan el desenroscado de las mismas. En la figura 1.8 se muestra una conexión atornillada viga-columna.



Fig. 1.8 Conexión atornillada viga-columna [3]



Fig. 1.9 Tipos de anclaje [2]

La selección del sistema de anclaje (ver figura 1.9) para sujetar las estanterías al piso, se realiza en función de los esfuerzos que tengan que soportar las estanterías y de las características del propio suelo. El anclaje más utilizado es el de tipo de expansión o fricción, llamado así porque cuando el tornillo es martillado o enroscado, se produce una fuerza de expansión, que produce una resistencia de fricción, que es igual o mayor a la fuerza aplicada.

Los anclajes de expansión comprimen el material base por medio de una fuerza de expansión, a tal punto que se crea un área de soporte que ayuda a resistir la carga aplicada. El rendimiento del anclaje depende de la profundidad a la que se encuentra incrustado.

La superficie donde se ubicarán los racks debe ser capaz de soportar la carga vertical que transmiten las estanterías al suelo y también soportar la carga del equipo de manipulación, si el peso de la estructura es muy grande y es un suelo blando la cimentación deberá ser más profunda. Debido a la falta de normatividad en México se hace uso de las normas sobre el suelo de los almacenes que aparecen publicadas por la Federación Europea de Mantenimiento de almacenes FEM [5].

La cimentación que comúnmente se utiliza es una losa de concreto reforzado con un espesor mínimo de 120 mm (ver figuras 1.10 y 1.11). Debe estar nivelada y ser capaz de resistir el movimiento de los equipos. Los principales factores que se deben considerar en el diseño de la cimentación son:

- Soporte del peso total de las estanterías y equipos
- Mantener la alineación de las estanterías
- Aislamiento de las instalaciones próximas de las vibraciones producidas por los equipos

Las fallas más comunes que pueden llegar a presentarse en una cimentación son las debidas a una elevada presión en la superficie del piso, provocando la ruptura del mismo y a su vez puede originar deformaciones en la estructura de la estantería y posteriormente un derrumbamiento. Para evitar este fenómeno, se fijan en la base de las columnas, elementos de distribución de carga que además se pueden utilizar como placas de nivelación.



Fig. 1.10 Sistema de cimentación [4]



Fig 1.11 Conexión columna-losa [4]

El tipo de cubierta que se utiliza en los sistemas RCB es a base de una armadura tridimensional, que se conecta a las estanterías por medio de soportes especiales de alta resistencia. En la figura 1.12 se muestra un tipo de conector para las barras de la armadura, en las figuras 1.13 y 1.14 se muestran los soportes que conectan la armadura con las columnas tipo rack.

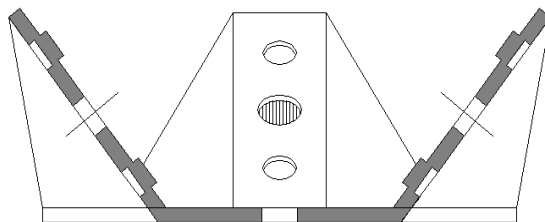


Fig. 1.12 Conector [4]



Fig. 1.13 Soporte 1[4]



Fig. 1.14 *Soporte de armadura tridimensional 2 [1]*

El uso de armaduras permite cubrir grandes claros. Se puede cubrir el frente de una nave con alguna estructura ligera que cierre el lugar o dejarlo descubierto, si la instalación se encuentra dentro de algún lugar que esté cerrado o sea privado.

Como se observa en la figura 1.15, la instalación cuenta con el frente descubierto.

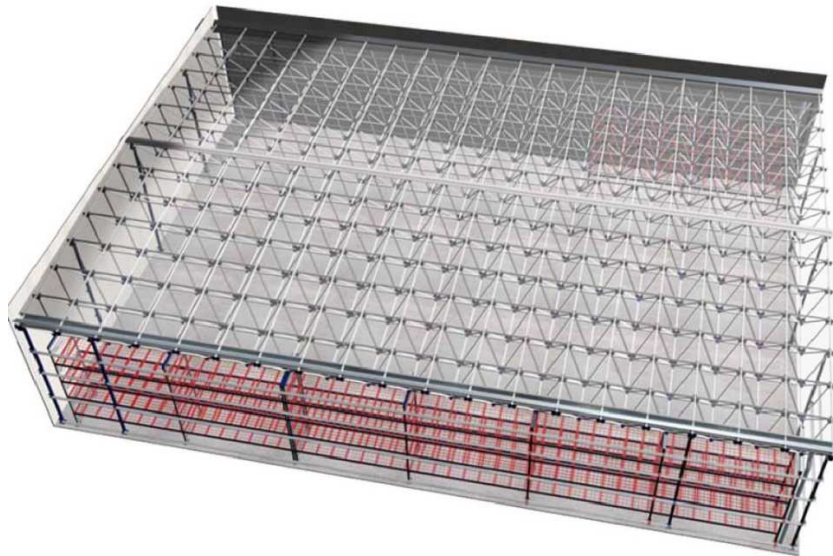


Fig. 1.15 *Sistema Rack con tarimas y cubierta a base de armadura tridimensional [4]*

El proceso constructivo del sistema RCB es sencillo y rápido. Si la estructura será permanente, se anclarán las bases a la cimentación, si es una estructura temporal no es necesario realizar este anclaje. Dependiendo de la altura de la nave, los racks pueden ser ensamblados en el suelo de manera horizontal y después izados con grúa para colocarlos de manera vertical, si es una estructura no muy alta pueden ensamblarse los racks directamente de forma vertical. Después se arma la cubierta y se iza con grúa y se fija en los apoyos para la cubierta. Por último se colocan las cubiertas en los techos y las paredes (ver figura 1.16) y se colocan las instalaciones.



Fig. 1.16 *Instalación terminada [4]*

## **1.2 Criterios de diseño para naves industriales con perfiles de acero convencional y con sistema rack**

Los criterios de diseño de una estructura dependen principalmente: del propósito de la misma, de las diferentes acciones ante las que estará sometida, y de los materiales de construcción utilizados.

Para ambos sistemas de naves industriales se aplica lo que mencionan el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias:

Se deben considerar tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- Acciones permanentes: son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.
- Acciones variables: son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.
- Acciones accidentales: son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves de tiempo.

Dentro de las acciones variables se encuentran las cargas vivas, que son las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Para tomarlas en consideración se deben tomar las siguientes disposiciones:

- a) La carga viva máxima,  $W_{max}$ , se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- b) La carga instantánea,  $W_{acc}$ , se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

En el caso de las acciones accidentales se debe tomar en cuenta la ubicación del lugar, ya que de esto dependerán la fuerza sísmica y la presión del viento.

Además, todo diseño debe cumplir con los siguientes requisitos básicos:

- a) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.
- b) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

En la figura 1.17 se muestran las acciones a las que puede ser sometida la estructura.

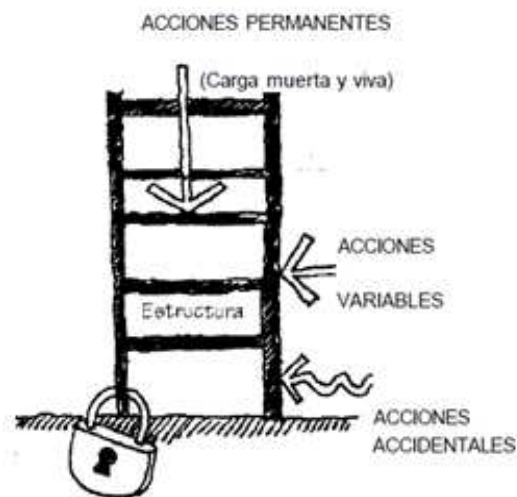


Fig. 1.17 Tipos de acciones [6]

Los criterios de diseño se basan en el concepto de estado límite. Este consiste en evaluar el comportamiento de una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. Tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o a una parte de ella. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

En edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de traveses en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales

sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las normas correspondientes.

En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- a) Empujes y succiones estáticos;
- b) Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia;
- c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes;
- d) Inestabilidad aeroelástica.

Para determinar la fuerza que se aplica debido al viento se debe determinar lo siguiente:

- Velocidad regional,  $V_R$
- Factor de variación con la altura,  $F_\alpha$
- Presión de diseño,  $p_z$
- Factores de presión

Para el diseño sísmico se debe tomar el coeficiente sísmico,  $c$ , que es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo,  $V_o$ , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel,  $W_o$ . Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas. Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño en función de las características estructurales y del terreno.

### 1.2.1 Criterios y normas para diseño de naves industriales con perfiles de acero convencional

El diseño de esta estructura se basa en el criterio de Resistencia de Carga y Factores de Diseño (L.R.F.D. por sus siglas en inglés) que indica, que el esfuerzo de diseño debe ser igual o mayor al esfuerzo requerido.

Para el diseño de la estructura se ha considerado lo siguiente:

Las cargas y combinaciones correspondientes que establece la ASCE (American Society of Civil Engineers) en el libro *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. [11]

#### Combinaciones

1. -  $1.4DL$
2. -  $1.2DL + 1.6LL + 0.5Lr$
3. -  $1.2DL + 0.5LL + 1.6LR$
4. -  $1.2DL + 0.5LL + 1.6WL + 0.5Lr$
5. -  $1.2DL + 0.5LL + 1.0EL$
6. -  $0.9DL + (1.0EL \text{ ó } 1.6WL)$
7. -  $0.9DL - (1.0EL \text{ ó } 1.6WL)$

Donde:

- DL: Peso propio
- LL: Carga viva máxima
- Lr: Carga viva de azotea
- WL: Viento
- EL: Sismo
- PL: Carga de tarimas

La resistencia de los elementos se ha calculado de acuerdo al manual del American Institute of Steel Construction (AISC).

#### 1.2.2 Criterios y normas de diseño para naves industriales con sistema rack

En el caso de las estanterías para almacenaje en tarimas, estas estructuras metálicas han sido probadas y estandarizadas por la Federación Europea de Manutención [5] (Diseño de estanterías de acero para tarimas estático). Los parámetros de seguridad que deben considerarse para el diseño, construcción y montaje de este tipo de estanterías son:

Se asume que la deflexión máxima ocasionada en el centro de los travesaños no debe exceder de  $L/180$ , involucrando otro factor de seguridad que queda implícito en los cálculos de resistencia ( $L$ = Longitud de la viga).

Todos los anclajes se deberán empotrar a una distancia adecuada, ya que si se colocan muy cerca uno del otro, la fuerza de sostenimiento de ambos anclajes disminuye de acuerdo con el traslape de las fuerzas individuales.

En cada intersección con los pasillos de circulación se protegerán las escaleras con defensas que protejan a todos los elementos o como mínimo defensas individuales que eviten el impacto sobre los parales. Los elementos verticales de protección deben absorber, como mínimo, una energía de 400 Nm, debida a un impacto en cualquier dirección situado a una altura entre 10 y 40 cm.



La posición de las defensas de las escaleras debe ser tal que al deformarse por la absorción del impacto, no deben dañar la escalera misma. En la parte trasera de las estanterías que colindan con zonas de tránsito o puestos de trabajo, se deben instalar dispositivos que detengan la caída de los productos, dichos dispositivos deben ser seleccionados de acuerdo a las dimensiones de los materiales almacenados.

La separación mínima entre dos estanterías paralelas es de 15 cm, esto con el fin de evitar que el daño de una de las estanterías pueda afectar a la otra. Para evitar la transmisión de fuerzas nunca se conectarán entre sí las estanterías a las paredes del edificio. En el caso de que fuera necesaria esta conexión, se evaluarán las fuerzas máximas aplicables al diseñar la estantería.

Los pasillos para circulación de vehículos deben tener como mínimo una medida de 150 cm. si es inevitable que los peatones circulen por el mismo pasillo, se deberá señalar cual es el paso del vehículo y cuál es el paso del peatón. El paso del peatón debe tener como mínimo 100 cm.

Los requerimientos anteriores tienen el objetivo de evitar el riesgo de caída de las cargas o de elementos de las cargas por los siguientes motivos:

- Deformación de la estantería por el cálculo erróneo del peso y dimensiones de las cargas proporcionados por el cliente.
- Insuficiencia mecánica de las estanterías debido a las características de los materiales utilizados para su fabricación.
- Dimensión y configuración de los elementos, así como la forma y geometría de las uniones de las estructuras.
- Modificaciones de las estanterías por parte del propietario y sin consultar al fabricante.
- Inestabilidad por suelo deforme.

The Rack Manufacturers Institute (RMI) es una asociación comercial afiliada a la Material Handling Industry. La composición de RMI son empresas que producen la preponderancia de bastidores de almacenamiento de acero industrial. El manual que se menciona a continuación es el resultado del reconocimiento de RMI de la necesidad de desarrollar una seguridad integral, especificar y establecer criterios mínimos de diseño y funcionamiento para garantizar la seguridad, aplicación y utilización de las estanterías, y fue formulado bajo los procedimientos del American National Standards Institute (ANSI)

El manual “Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks” publicado por RMI [8] presenta combinaciones de carga que consideran la carga que se almacena en los estantes. Para el criterio “*LRFD*” se consideraran las siguientes combinaciones de carga:

1. -  $1.4DL + 1.2PL$
2. -  $1.2DL + 1.4PL + 1.6LL + 0.5Lr$

3. -  $1.2DL + 0.85PL + 0.5LL + 1.6LR$
4. -  $1.2DL + 0.85PL + 0.5LL + 1.6WL + 0.5Lr$
5. -  $1.4DL + 1.05PL + 0.5LL + 1.5EL$
6. -  $0.9DL + 0.9Lr - 1.6WL$
7. -  $1.2DL + 1.6LL + 1.4PL$

La resistencia de los elementos se ha calculado de acuerdo al manual North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members 2007 [10]

## 2. DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON SISTEMA TIPO RACK BAJO LAS ACCIONES DE VIENTO Y SISMO

El propósito del proyecto es diseñar una nave industrial que proporcione una estructura ligera y un amplio espacio libre para que pueda ser utilizado como almacén. Se diseñaron dos modelos con diferentes materiales de construcción con el objetivo de compararlas y optar por la más eficiente.

### 2.1 Descripción del prototipo

Se diseñó una estructura ligera con un sistema rack y con una cubierta formada por una armadura tridimensional. Las dimensiones y distribución de la estructura se muestran en las figuras 2.1, 2.2 y 2.3:

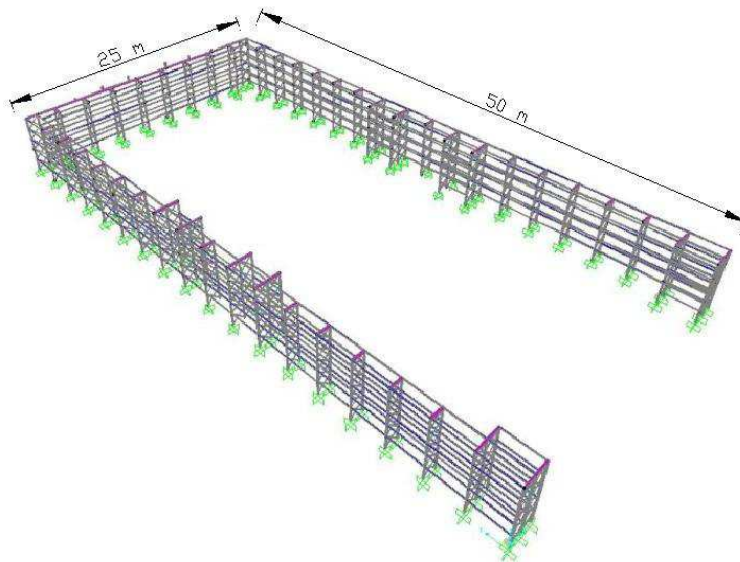


Fig. 2.1 Configuración de las estanterías como estructura para soportar la cubierta.

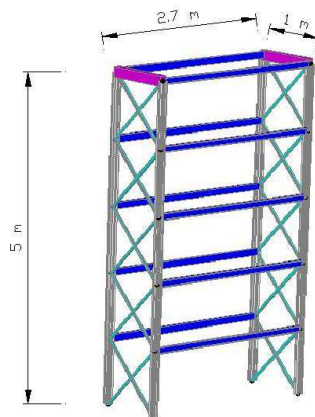


Fig. 2.2 Estante.

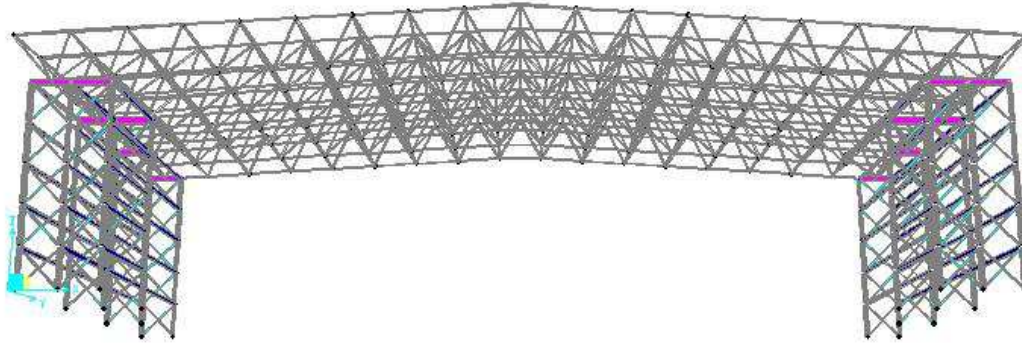


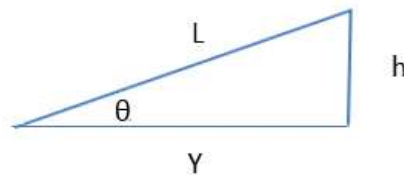
Fig. 2.3 Cubierta.

La cubierta tiene un peralte de 95 cm, con una pendiente del 5% y elementos de 130 cm conectados de manera que en el plano superior e inferior forman cuadros, pero en el alma forman triángulos equiláteros. Las vigas que soportan las tarimas están diseñadas para soportar una carga de 400 kg<sub>f</sub> en cada nivel de la estantería, los racks soportan 4 niveles de tarimas, por lo tanto, cada estante puede soportar 1600 kg<sub>f</sub>.

Todos los elementos se consideraron como articulados. Para reducir la carga se eligió una pendiente mayor al 5%, así como para evitar acumulaciones en el techo, se cargó la armadura tridimensional con las cargas solicitadas, más adelante explicadas, y se probaron varias longitudes a fin de hallar la más eficiente, y se encontró que entre más largos sean los elementos menos material se necesita y por tanto la estructura es más ligera, pero se debe tomar en cuenta los efectos de esbeltez de los elementos, con lo cual se llegó a barras de 130 cm.

Se observa que el ángulo de la pendiente no incrementa significativamente la longitud de la cubierta inclinada.

$Y = 12,5$  m  
 $h = 0,7$  m  
 $L = 12,52$  m  
 $X = 10$  m  
 $\theta = 3,21$  grados



Cálculo de la relación de la longitud de las barras con el peralte de la armadura tridimensional.

$$z = a * 0.7071 \quad (2.1)$$

Donde:

$z$  Peralte de la armadura  
 $a$  Longitud de la barra

Para este caso;

$z = 95$  cm  
 $a = 134,4$  cm

## 2.2 Cargas de diseño

### 2.2.1 Cargas muertas

Para la sobre carga muerta se consideró;

$$\begin{aligned} \text{Lámina 24.0 cal} &= 10 \text{ kg}_f/\text{m}^2 \\ \text{Instalaciones} &= 15 \text{ kg}_f/\text{m}^2 \end{aligned}$$

Para el caso de la carga sobre las tarimas se consideró la carga máxima que soportan las vigas, una carga uniformemente repartida de 75 kg<sub>f</sub>/m en cada viga, (PL = 75 kg<sub>f</sub>/m)

### 2.2.2 Cargas vivas

De acuerdo a la ASCE; para azoteas con pendiente se considera;

$$CV_{\max} = 40 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

### 2.2.3 Cargas accidentales (sismo y viento)

Para el caso de sismo se considera lo siguiente:

El terreno se localiza en una zona geotécnica clasificada de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal como tipo II o de transición; que consiste en una roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. La velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cortante son,  $750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$ . Esto implica que se tiene un coeficiente sísmico  $c = 0.32$ , donde  $c$  es la aceleración,  $a$ , medida en veces la gravedad,  $g$  ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ).

La estructura es analizada con un análisis dinámico. El espectro de diseño fue calculado de acuerdo a las NTC para diseño por sismo. Por la configuración geométrica y los materiales de construcción de la estructura se aplicó un  $Q = 3$ . Como es una estructura regular,  $Q' = Q$ , el coeficiente  $c = 32$  se divide entre  $Q'$ , esto implica  $c/Q = 0.32/3 = 0.106$ . En la figura 2.4 se muestra el espectro de diseño reducido.

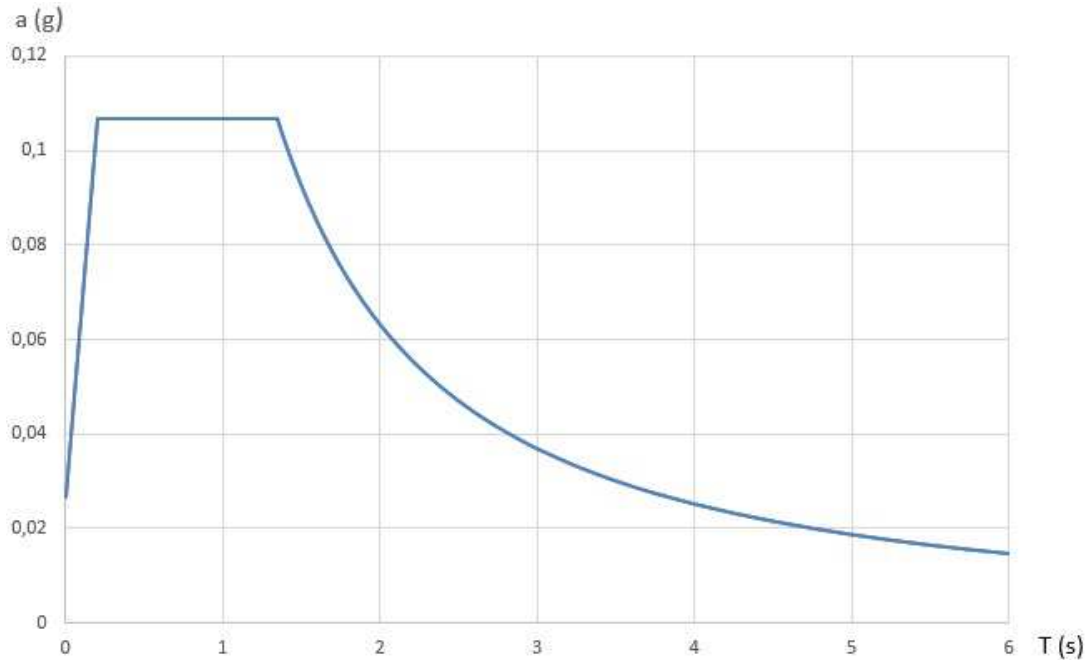


Fig. 2.4 Espectro reducido de diseño

Además, se consideraron los efectos del viento en esta zona. A continuación se describen estos.

De acuerdo con las NTC de diseño por viento, esta estructura es clasificada como:

Estructura tipo 1, poco sensible a las ráfagas y a los efectos dinámicos, basta con los efectos estáticos del viento.

El método simplificado y estático para diseño por viento aplica para estructuras; con altura no mayor a 15 metros, planta rectangular y relación  $h/b < 4$

La velocidad de diseño,  $V_D$ , se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_D = F_{TR} * F\alpha * V_R \quad (2.2)$$

Donde:

- $F_{TR}$ : factor correctivo que depende de las condiciones locales, topografía y rugosidad del terreno.
- $F\alpha$ : variación de la velocidad del viento con la altura.
- $V_R$ : velocidad regional a 10 metros de altura del desplante.

Si  $z \leq 10$  m,  $F\alpha = 1$

$Z = 6.5$  m, por lo tanto  $F\alpha = 1$

El RCDF establece que de acuerdo a la importancia de la construcción, se considera tipo B, lo que implica diseñar para un periodo de retorno de 50 años, y que está en Zona I, esto implica:

$$V_R = 36 \text{ m/s} = 129,6 \text{ km/h}$$

De acuerdo al tipo de topografía T1; base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento es terreno tipo R3, lo que implica  $F_{TR} = 0.8$ .

Por lo tanto:

$$V_D = 28.8 \text{ m/s} = 103.68 \text{ km/s}$$

La presión de diseño,  $P_z$ , se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_z = 0.048 * C_p * V_D^2 \quad (2.3)$$

$C_p$  depende de la forma de la estructura que de acuerdo a las NTC se considera como; “edificios y construcciones cerradas”. En la tabla 2.1 se muestran las presiones de diseño.

Tabla 2.1 *Presiones de viento*

	$C_p$	$P_z \text{ (kg}_f/\text{m}^2)$
Pared barlovento	0,8	31,85
Pared sotavento	-0,4	-15,93
Paredes laterales	-0,8	-31,85
Techo inclinado sotavento	-0,7	-27,87
Techo inclinado barlovento	-0,80	-31,85

El área que corresponde a cada nodo de la cubierta es  $1.8 \text{ m}^2$ . Se calcularon las cargas por áreas tributarias como se muestra en la tabla 2.2 y se aplicaron en cada nodo.

Tabla 2.2 *Cargas concentradas en  $kg_f$*

$CV_{\max}$	71,82
SCM	45
Viento	57,10

De igual modo se aplicaron las cargas concentradas de viento correspondiente ( $85 \text{ kg}_f$ ) en cada punto de las columnas donde se planea conectar las paredes, que es a cada metro de altura de la columna rack. Con estas cargas se realizó un análisis sísmico dinámico de toda la estructura. Se consideró el viento y las combinaciones antes mencionadas.

### 2.3 Procedimiento de diseño de elementos estructurales

A continuación se presenta el procedimiento de diseño que aplica para todos los elementos, con algunas excepciones indicadas, todos los elementos son de acero A653SQGr50, utilizado para perfiles rolados en frío.

#### Consideraciones y límites dimensionales

En elementos a compresión no reforzados, se debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{w}{t} \leq 60 \quad \text{Relación máxima ancho - espesor}$$
$$\frac{h}{t} \leq 200 \quad \text{Relación máxima peralte - espesor}$$

Donde:

t : espesor de la lámina  
w : ancho de la sección transversal  
h : peralte de la sección transversal

Para el diseño de los elementos se debe utilizar el ancho efectivo "b", el cual se determina de la siguiente manera:

Si  $\lambda \leq 0.673$  esto implica que  $b = w$ , si no,  $b = \rho w$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad (2.4)$$

$\lambda$  es el factor de esbeltez

Esfuerzo de fluencia  $f = f_y$   $f_y = 3515.35 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$

Coefficiente de Poisson del acero  $\mu := 0.3$

Módulo de elasticidad del acero  $E := 2000000 \cdot \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$

Para elementos con ambos extremos restringidos  $k := 4$

$\rho$  es un factor de reducción

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} \quad (2.5)$$



Esfuerzo crítico

$$F_{cr} := k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{w}\right)^2 \quad (2.6)$$

### Diseño por compresión

$P_n$  es la resistencia a compresión nominal

$P_u$  es la carga axial última actuante

$\phi_c$  es el factor de reducción a compresión

$A_t$  es el área a compresión

Se calcula:

$$P_n = A_t \cdot f_y \quad (2.7)$$

$$\phi_c := 0.85$$

Se debe cumplir:

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

### Diseño por flexión

$M_n$  es el momento resistente nominal

$M_u$  es el momento último actuante

$\phi_f$  es el coeficiente de reducción a flexión

$S_e$  es el módulo de sección elástico

Se calcula:

$$M_n = S_e \cdot f_y \quad (2.8)$$

$$\phi_f := 0.9$$

Se debe cumplir:

$$M_u < \phi_f \cdot M_n$$

### Diseño por cortante

$A_s$  es el área a cortante

$F_v$  es la resistencia nominal a cortante

$\phi_v$  es el coeficiente de reducción a cortante

$k_v$  es una constante que depende del refuerzo del elemento

Se calcula:

$$V_n = A_s \cdot F_v \quad (2.9)$$

$$\phi_v := 0.95$$

$$\text{Si } \frac{h}{t} \leq \sqrt{E \cdot \frac{k_v}{f_y}} \text{ entonces;}$$

$$F_v := 0.6 f_y \quad (2.10)$$

$$\text{Si } \sqrt{E \cdot \frac{k_v}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.51 \sqrt{E \cdot \frac{k_v}{f_y}} \text{ entonces;}$$

$$F_v = \frac{0.6 \cdot \sqrt{E \cdot k_v \cdot f_y}}{\left(\frac{h}{t}\right)} \quad (2.11)$$

$$\text{Si } \frac{h}{t} > 1.51 \sqrt{E \cdot \frac{k_v}{f_y}} \text{ entonces;}$$

$$F_v = \frac{\pi \cdot E \cdot k_v}{12 \cdot (1 - \mu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (2.12)$$

Para elementos sin refuerzo  $k_v := 5.34$

Se debe cumplir:

$$V_u \leq V_n \cdot \phi_v$$

### Diseño por flexión y cortante

Se debe cumplir:

$$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi_f \cdot M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n}\right)^2} \leq 1$$

### Diseño por flexión y compresión

Cuando:

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} \leq 0.15$$

Entonces se debe cumplir:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_f \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_f \cdot M_{ny}} + \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} \leq 1$$

Si no, se debe cumplir:

$$\frac{C_{mx} \cdot M_{ux}}{\phi_f \cdot M_{nx} \cdot \alpha_x} + \frac{C_{my} \cdot M_{uy}}{\phi_f \cdot M_{ny} \cdot \alpha_y} + \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} \leq 1$$

$$\alpha = 1 - \frac{P_u}{P_E} > 0 \quad (2.13)$$

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} \quad (2.14)$$

Donde:

- I: momento de inercia
- K: factor de longitud
- L: longitud del elemento
- Pe: carga crítica que soporta el elemento sometido a flexo-compresión, la cual depende del factor de esbeltez, la longitud y el tipo de apoyos
- $\alpha$ : factor que relaciona la carga última presente con Pe
- Cm: es un factor que depende de los apoyos, (se indica en el manual)

### Diseño por tensión

T<sub>n</sub> es la resistencia a tensión nominal

T<sub>u</sub> es la resistencia a tensión última actuante

$\phi_t$  es el factor de reducción a tensión

Se calcula:

$$T_n = A_t \cdot f_y \quad (2.15)$$

$$\phi_t := 0.95$$

Se debe cumplir:

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

## Diseño por flexión y tensión

Se debe cumplir:

$$\frac{M_{tx}}{\phi_f \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ty}}{\phi_f \cdot M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi_t \cdot T_n} \leq 1$$

Los elementos que se revisarán de acuerdo al procedimiento indicado anteriormente, son los siguientes:

- Barra para armadura tridimensional, sección canal
- Perfil omega con perforaciones
- Perfil C, como refuerzo horizontal de la escalera
- Perfil C, como viga.
- Perfil cuadrado como soporte de la armadura tridimensional
- Conexión viga-columna

## **2.4 Diseño de barras para armadura tridimensional**

Todos los elementos de la cubierta son iguales, pero algunos están sometidos a compresión y otros a flexión. A continuación se presenta la revisión de estos elementos. En la figura 2.5 se muestra su sección transversal.

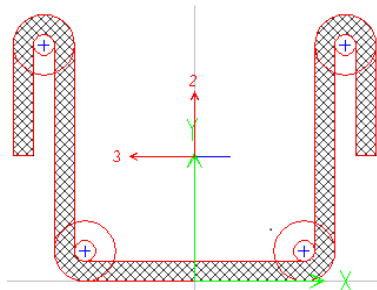


Fig.2.5 Sección transversal

## Consideraciones y límites dimensionales

$$w := 5.2 \text{ cm} \quad t := 2.2 \text{ mm} \quad h := 3.6 \text{ cm} \quad \frac{w}{t} = 23.64 \quad \frac{h}{t} = 16.36$$

Cálculo del esfuerzo crítico

$$F_{cr} = 12942.13 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del factor de esbeltez

$$\lambda := \sqrt{\frac{fy}{F_{cr}}} = 0.52$$

**Por lo tanto, b = w**

## Diseño por compresión

$$A_t := 3.34 \text{ cm}^2$$

$$P_n := A_t \cdot f_y = 11741.26 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 9980.07 \cdot \text{kgf}$$

$$P_u := 8232 \text{ kgf}$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por cortante

$$\frac{h}{t} = 16.36$$

$$\sqrt{E \cdot \frac{k_v}{f_y}} = 55.12$$

Esto implica;

$$F_v := 0.6 f_y = 2109.21 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_s := 2.7 \text{ cm}^2$$

$$V_n := A_s \cdot F_v = 5694.86 \cdot \text{kgf}$$

$$V_n \cdot \phi_v = 5410.12 \cdot \text{kgf}$$

$$V_u := 2.5 \text{ kgf}$$

$$V_u \leq V_n \cdot \phi_v$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por tensión

$$A_t = 3.34 \cdot \text{cm}^2$$

$$T_n := A_t \cdot f_y = 11741.26 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_t \cdot T_n = 11154.2 \cdot \text{kgf}$$

$$T_u := 7278 \text{ kgf}$$

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

**Por lo tanto, sí**

**cumple**

## Diseño de conexión de elementos de la armadura tridimensional

Para la conexión atornillada se emplearon tornillos de acero al carbón de alta resistencia grado 5, de cabeza hexagonal, de diámetro de 1 cm, por lo tanto, el área transversal del tornillo es de  $0.8 \text{ cm}^2$ , que tienen una resistencia a tensión de  $6468 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$ , y su resistencia al corte es del 60% de la resistencia a tensión, por lo tanto, su resistencia al corte es  $3880 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$ .

Cálculo de tornillos;

Área del tornillo,  $A_{\text{tor}} = 0.8 \text{ cm}^2$   
Resistencia al corte,  $R_{\text{cor}} = 3880 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$   
Fuerza de tensión,  $F_T = 7278 \text{ kg}_f$   
Resistencia del tornillo,  $R_{\text{tor}} = 3104 \text{ kg}_f$

Número de tornillos requeridos,  $N_{\text{tor}}$

$$N_{\text{tor}} = R_{\text{tor}} / F_C$$

$$N_{\text{tor}} = 3$$

Por lo tanto, se colocaron en cada conexión mínimo 2 tornillos, y en las barras que soportan un esfuerzo mayor a  $6000 \text{ kg}_f$ , ya sea, a compresión o tensión se colocaron 3 tornillos.

### **2.5 Diseño de columna tipo rack con perforaciones**

Para el siguiente elemento con perforaciones (ver figura 2.6) se hicieron las siguientes consideraciones basadas en el trabajo de tesis "Seismic design of industrial rack clad buildings".

Propiedades relativas a una sección sin perforaciones:

Área de sección transversal, $A_t$	88%
Momento de inercia 2-2, $I_{33}$	88%
Momento de inercia 3-3, $I_{22}$	90%
Área a cortante 2-2, $A_{s2}$	89%
Área a cortante 3-3, $A_{s3}$	76%
Constante de torsión, $J$	92%

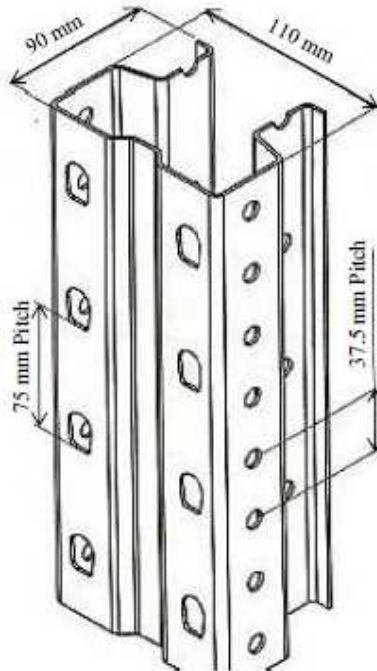


Fig. 2.6 Column rack

En la tabla 2.3 se muestra la comparación de las propiedades del elemento sin perforaciones y con perforaciones.

Tabla 2.3 Propiedades

Propiedad	Sin reducir	Reducida	Unidades
$A_t$	10.4	9.2	$\text{cm}^2$
$I_{xx}$	91.5	81	$\text{cm}^4$
$I_{yy}$	162.3	147	$\text{cm}^4$
$A_{syy}$	6	5.4	$\text{cm}^2$
$A_{sxx}$	4.2	3.2	$\text{cm}^2$
$S_x$	16	15.04	$\text{cm}^3$
$S_y$	28.7	26.98	$\text{cm}^3$

$Q$  es el último esfuerzo resistente probado/último esfuerzo resistente teórico.

$$Q := \frac{f_y \cdot A_t}{f_y \cdot \frac{A_t}{0.88}} = 0.88$$

El último esfuerzo resistente probado se obtiene de pruebas del elemento.

El módulo de sección elástico reducido es:

$$S = S \cdot \left( 0.5 + \frac{Q}{2} \right) \quad (2.16)$$

Por lo tanto

$$S_x := 16 \text{ cm}^2 \cdot \left( 0.5 + \frac{Q}{2} \right) = 15.04 \cdot \text{cm}^2$$

$$S_y := 28.7 \text{ cm}^2 \cdot \left( 0.5 + \frac{Q}{2} \right) = 26.98 \cdot \text{cm}^2$$

### Diseño por compresión

$$A_t = 10.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_n := A_t \cdot f_y = 36559.62 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_c \cdot P_n = 31075.68 \cdot \text{kg}_f$$

$$P_u := 13665 \text{ kg}_f$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por flexión

En el eje X

$$S_x := 16 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} := S_x \cdot f_y = 56245.57 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\phi_f \cdot M_{nx} = 50621.01 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} := 20000 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} < \phi_f \cdot M_{nx}$$

**Por lo tanto, sí cumple**

En el eje Y

$$S_y := 28.7 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} := S_y \cdot f_y = 100890.48 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\phi_f \cdot M_{ny} = 90801.44 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{uy} := 28000 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{uy} < \phi_f \cdot M_{ny}$$

**Por lo tanto, sí cumple**



### Diseño por cortante

$$\frac{h}{t} = 29.03$$

$$\sqrt{E \cdot \frac{k_v}{f_y}} = 55.12$$

Esto implica;

$$F_v := 0.6f_y = 2109.21 \cdot \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sx} = 3.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_n := A_{sx} \cdot F_v = 6749.47 \cdot \text{kg}_f$$

Se revisa que la columna resista el cortante basal debido al sismo con las masas debidas DL, PL y LL, y el cortante mayor debido a cierta combinación.

El cortante que produce el sismo es de 167 kg<sub>f</sub>

El mayor cortante que se genera (debido a la combinación 1.4DL+1.05PL+0.5LL+1.5EyL) es de 366 kg<sub>f</sub>

$$V_u = 366 \text{ kg}_f$$

$$V_u < \phi_v \cdot V_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por flexión y cortante

El mismo elemento bajo la misma condición de carga

$$M_{ux} := 20000 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$V_u = 366 \cdot \text{kg}_f$$

$$\sqrt{\left(\frac{M_{ux}}{\phi_f \cdot M_{nx}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n}\right)^2} = 0.4$$

$$0.4 < 1$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por flexión y compresión

$$P := 13662 \text{ kg}_f$$

$$M_x := 13102 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_y := 1600 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\frac{P}{\phi_c \cdot P_n} = 0.44$$

Esto implica;

Eje X

$$I_{xx} = 81 \cdot \text{cm}^4$$

$$K_x := .5$$

$$L_x := 500 \text{ cm}$$

$$P_{Ex} = 25582.01 \cdot \text{kg}_f$$

$$\alpha_x := 1 - \frac{P_u}{P_{Ex}} = 0.47$$

$$C_{mx} := 0.85$$

Eje Y

$$I_{yy} = 147 \cdot \text{cm}^4$$

$$K_y := .5$$

$$L_y := 500 \text{ cm}$$

$$P_{Ey} = 46426.62 \cdot \text{kg}_f$$

$$\alpha_y := 1 - \frac{P_u}{P_{Ey}} = 0.71$$

$$C_{my} := 0.85$$

$$\frac{C_{mx} \cdot M_x}{\phi_f \cdot M_{nx} \cdot \alpha_x} + \frac{C_{my} \cdot M_y}{\phi_f \cdot M_{ny} \cdot \alpha_y} + \frac{P}{\phi_c \cdot P_n} = 0.93$$

$$0.93 < 1 \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

### Diseño por tensión

$$A_t = 10.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$T_n := A_t \cdot f_y = 36559.62 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_t \cdot T_n = 34731.64 \cdot \text{kg}_f$$

$$T_u := 10611 \text{ kg}_f$$

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por flexión y tensión

$$M_{tx} := 9000 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{ty} := 73 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\frac{M_{tx}}{\phi_f \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ty}}{\phi_f \cdot M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi_t \cdot T_n} \leq 1$$

$$\frac{M_{tx}}{\phi_f \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ty}}{\phi_f \cdot M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi_t \cdot T_n} = 0.48$$

0.48 < 1      **Por lo tanto, sí cumple**

## 2.6 Diseño de anclaje de columna

A continuación se muestra la revisión de las resistencias y la conexión en las figuras 2.7 y 2.8.

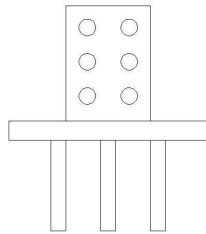


Fig. 2.7 Vista transversal

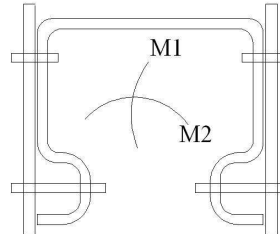


Fig. 2.8 Vista en planta

### Revisión de conexión atornillada columna-placa

Área a tensión de la columna por cada placa,  $A_{TC} = 2.8 \text{ cm}^2$

Resistencia de la columna a tensión,  $R_{CT} = 9350 \text{ kg}_f$

Placa vertical de acero A36, con  $F_y = 2515 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$ , de 10x15cm y 1/4"

Resistencia de la placa a tensión,  $R_{PT} = 9350 \text{ kg}_f$

Lo que implica una resistencia al momento;

$M_1 = 65500 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$

$M_2 = 102850 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$

Cálculo de tornillos;

Área del tornillo,  $A_{tor} = 0.8 \text{ cm}^2$

Resistencia al corte,  $R_{cor} = 3880 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$

Fuerza de tensión,  $F_T = 10611 \text{ kg}_f$

Resistencia del tornillo,  $R_{tor} = 3104 \text{ kg}_f$

Número de tornillos requeridos,  $N_{tor}$

$$N_{tor} = R_{tor} / F_C$$

$$N_{tor} = 4$$

### Revisión de conexión soldada placa-placa

Placa horizontal de acero A36, de 30x20 cm y 1/4"

Soldadura E7018

Resistencia de la soldadura

$$R_{ds} := F_r \cdot F_s \cdot R_s = 2361.6 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

Fuerza de tensión,  $F_T = 6000 \text{ kg}_f$

Área de soldadura requerida,  $A_{SR} = 2.55 \text{ cm}^2$

Soldadura de filete

Garganta de soldadura,  $G := 9 \text{ mm}$

Longitud necesaria de soldadura,  $L_s = 4 \text{ cm}^2$

La placa horizontal soporta un cortante máximo de 21730  $\text{kg}_f$

### Revisión de anclas y concreto

Para el anclaje de las columnas se utilizaron 4 anclas de esparrago de 1/2" de diámetro y 7 cm de largo, con un espacio de 8 cm al eje de la columna y 8 cm entre cada ancla.

Resistencia al corte,  $R_{cor} = 2965 \text{ kg}_f$

Resistencia a tensión,  $R_{fri} = 2650 \text{ kg}_f$

Fuerza cortante,  $F_{cor} = 366 \text{ kg}_f$

Fuerza de tensión,  $F_T = 10611 \text{ kg}_f$

Momento,  $M = 28000 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$

El momento genera en el anclaje una fuerza de tensión de 1867  $\text{kg}_f$

El concreto debe resistir el cono de esfuerzos que se genera debido al anclaje, para ello se revisó el concreto bajo el criterio LRFD con ayuda del manual ACI-318.

Cono de falla de 45°, la resistencia del concreto se determina de la siguiente manera ( $l_b$ ,  $pl$ );

$$N = K_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot H_{ef}^2 \quad (2.17)$$

Profundidad del anclaje,  $H_{ef} = 7 \text{ cm}$

Conectores posteriores,  $K_c = 17$

Resistencia del concreto,  $f_c = 300 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$

Resistencia del concreto,  $R_c = 5000 \text{ kg}_f$

Separación,  $S = 2H_{ef} = 14 \text{ cm}$

Por lo tanto, se utilizaron 6 anclas, en dos hileras de 3, con una separación de 14 cm.

### **2.7 Diseño de un perfil C, como refuerzo**

Este perfil (ver figura 2.7) es un refuerzo para formar la escalera, el momento que actúa sobre el elemento es casi cero.

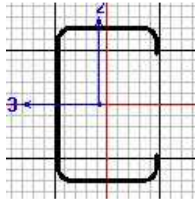


Fig. 2.8 Sección transversal C

Consideraciones y límites dimensionales

$$w := 2.54 \cdot \text{mm} \quad t := 3.1 \text{ mm} \quad h := 3.81 \cdot \text{mm} \quad \frac{w}{t} = 0.82 \quad \frac{h}{t} = 1.23$$

Cálculo del esfuerzo crítico  $F_{cr} = 10770182.15 \cdot \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$

Cálculo del factor de esbeltez  $\lambda := \sqrt{\frac{fy}{F_{cr}}} = 0.02$

**Por lo tanto b = w**

Diseño por compresión

$$A_t := 2.6 \text{ cm}^2$$

$$P_n := A_t \cdot fy = 9139.9 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_c \cdot P_n = 7768.92 \cdot \text{kg}_f$$

$$P_u := 3400 \text{ kg}_f$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

Diseño por flexión

En el eje X

$$S_x := 2.8 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} := S_x \cdot fy = 9842.97 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\phi_f \cdot M_{nx} = 8858.68 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} := 1200 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} < \phi_f \cdot M_{nx}$$

**Por lo tanto, sí cumple**

En el eje Y

$$M_{ny} = S_y \cdot f_y$$

$$S_y := 1 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} := S_y \cdot f_y = 3515.35 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\phi_f \cdot M_{ny} = 3163.81 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{uy} := 266 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{uy} < \phi_f \cdot M_{ny} \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

#### Diseño por cortante

$$\frac{h}{t} = 1.23 \quad \sqrt{E \cdot \frac{k_v}{f_y}} = 55.12$$

Esto implica

$$F_v := 0.6 f_y = 2109.21 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sx} := 0.8 \text{ cm}^2$$

$$V_n := A_{sx} \cdot F_v = 1687.37 \cdot \text{kgf}$$

$$V_u := 17 \text{ kgf}$$

$$V_u < \phi_v \cdot V_n \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

#### Diseño por flexión y cortante

El mismo elemento bajo la misma condición de carga

$$M_{ux} = 1200 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$V_u = 17 \cdot \text{kgf}$$

$$\sqrt{\left(\frac{M_{ux}}{\phi_f \cdot M_{nx}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n}\right)^2} = 0.14 \quad 0.14 < 1 \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

#### Diseño por tensión

$$A_t = 2.6 \cdot \text{cm}^2$$

$$T_n := A_t \cdot f_y = 9139.9 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_t \cdot T_n = 8682.91 \cdot \text{kg}_f$$

$$T_u := 3078 \text{kg}_f$$

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

## 2.8 Diseño de un perfil C, como viga

Para la carga considerada se ha seleccionado un perfil C, pero pueden ser dos perfiles C juntos, si se considera una carga más grande.

Consideraciones y límites dimensionales

$$w := 50.8 \cdot \text{mm} \quad t := 1.7 \text{mm} \quad h := 76.2 \cdot \text{mm} \quad \frac{w}{t} = 29.88 \quad \frac{h}{t} = 44.82$$

Cálculo del esfuerzo crítico

$$F_{cr} = 8097.25 \cdot \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del factor de esbeltez

$$\lambda := \sqrt{\frac{f_y}{F_{cr}}} = 0.66$$

**Por lo tanto, b = w**

Diseño por compresión

$$A_t := 2.83 \text{cm}^2$$

$$P_n := A_t \cdot f_y = 9948.43 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_c \cdot P_n = 8456.17 \cdot \text{kg}_f$$

$$P_u := 309 \text{kg}_f$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

Diseño por flexión

En el eje X

$$S_x := 7.34 \text{cm}^3$$

$$M_{nx} := S_x \cdot f_y = 25802.65 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\phi_f \cdot M_{nx} = 23222.39 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} := 23000 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} < \phi_f \cdot M_{nx}$$

**Por lo tanto, sí cumple**

En el eje Y

$$S_y := 2.5 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} := S_y \cdot f_y = 8788.37 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\phi_f \cdot M_{ny} = 7909.53 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{uy} := 230 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{uy} < \phi_f \cdot M_{ny}$$

**Por lo tanto, sí cumple**

Diseño por cortante

$$\frac{h}{t} = 44.82 \quad \sqrt{E \cdot \frac{k_v}{f_y}} = 55.12$$

Esto implica;

$$F_v := 0.6 f_y = 2109.21 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sx} := 1.06 \text{ cm}^2$$

$$V_n := A_{sx} \cdot F_v = 2235.76 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 2123.97 \cdot \text{kgf}$$

$$V_u := 338 \text{ kgf}$$

$$V_u < \phi_v \cdot V_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

Diseño por flexión y cortante

$$M_{ux} = 23000 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$V_u = 338 \cdot \text{kgf}$$

$$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi_f \cdot M_{nx}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n}\right)^2} = 0.88$$

$$0.88 < 1$$

**Por lo tanto, sí cumple**

Diseño por flexión y compresión



$$P := 1025 \text{kg}_f \quad M_x := 8630 \text{kg}_f \cdot \text{cm} \quad M_y := 1102 \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\frac{P}{\phi_c \cdot P_n} = 0.05$$

Como;

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} < 0.15$$

Entonces;

$$\frac{M_x}{\phi_f \cdot M_{nx}} + \frac{M_y}{\phi_f \cdot M_{ny}} + \frac{P}{\phi_c \cdot P_n} = 0.63 \quad 0.63 < 1 \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

Diseño por tensión

$$A_t = 2.83 \cdot \text{cm}^2$$

$$T_n := A_t \cdot f_y = 9948.43 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_t \cdot T_n = 9451.01 \cdot \text{kg}_f$$

$$T_u := 306 \text{kg}_f \quad T_u < \phi_t \cdot T_n \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

Diseño por flexión y tensión

$$M_{tx} := 8125 \text{kg}_f \cdot \text{cm} \quad M_{ty} := 3605 \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\frac{M_{tx}}{\phi_f \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ty}}{\phi_f \cdot M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi_t \cdot T_n} = 0.84 \quad 0.84 < 1 \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

## 2.9 Diseño de un perfil de sección rectangular como soporte

Este elemento debe ser muy resistente para poder soportar la cubierta y transmitir de forma adecuada las fuerzas tanto verticales como horizontales. En la figura 2.8 se muestra su sección transversal.

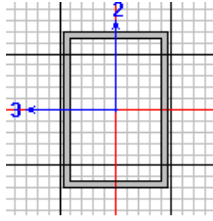


Fig. 2.9 Sección transversal rectangular

Consideraciones y límites dimensionales

$$w := 101.6 \cdot \text{mm} \quad t := 6.3 \text{ mm} \quad h := 152.4 \cdot \text{mm} \quad \frac{w}{t} = 16.13 \quad \frac{h}{t} = 24.19$$

Cálculo del esfuerzo crítico  $F_{cr} = 27801.02 \cdot \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$

Cálculo del factor de esbeltez  $\lambda := \sqrt{\frac{f_y}{F_{cr}}} = 0.36$

**Por lo tanto, b = w**

Diseño por compresión

$$A_t := 30.65 \text{ cm}^2$$

$$P_n := A_t \cdot f_y = 107745.41 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_c \cdot P_n = 91583.6 \cdot \text{kg}_f$$

$$P_u := 19606 \text{ kg}_f$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

Diseño por flexión

En el eje X

$$S_x := 128.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} := S_x \cdot f_y = 450667.6 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\phi_f \cdot M_{nx} = 405600.84 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} := 276026 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} < \phi_f \cdot M_{nx}$$

**Por lo tanto, sí cumple**

En el eje Y

$$S_y := 101.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} := S_y \cdot f_y = 355753.21 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\phi_f \cdot M_{ny} = 320177.89 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{uy} := 92500 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_{uy} < \phi_f \cdot M_{ny} \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

#### Diseño por cortante

$$\frac{h}{t} = 24.19 \quad \sqrt{E \cdot \frac{k_v}{f_y}} = 55.12$$

Esto implica;

$$F_v := 0.6f_y = 2109.21 \cdot \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sx} := 19.4 \text{ cm}^2$$

$$V_n := A_{sx} \cdot F_v = 40918.65 \cdot \text{kg}_f$$

$$V_u := 16000 \text{ kg}_f$$

$$V_u < \phi_v \cdot V_n \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

#### Diseño por Flexión y Cortante

$$M_{ux} = 276026 \cdot \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$V_{ux} := 167 \text{ kg}_f$$

$$\sqrt{\left(\frac{M_{ux}}{\phi_f \cdot M_{nx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{ux}}{\phi_v \cdot V_n}\right)^2} = 0.68 \quad 0.68 < 1 \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

#### Diseño por flexión y compresión

$$P := 4217 \text{ kg}_f$$

$$M_x := 275000 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$M_y := 347 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$$

Se calcula:

$$\frac{P}{\phi_c \cdot P_n} = 0.05$$

Por lo tanto;

$$\frac{M_x}{\phi_f \cdot M_{nx}} + \frac{M_y}{\phi_f \cdot M_{ny}} + \frac{P}{\phi_c \cdot P_n} = 0.73 \quad 0.73 < 1 \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

### Diseño por tensión

$$A_t = 30.65 \cdot \text{cm}^2$$

$$T_n := A_t \cdot f_y = 107745.41 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_t \cdot T_n = 102358.14 \cdot \text{kg}_f$$

$$T_u := 2240 \text{kg}_f$$

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por flexión y tensión

$$M_{tx} := 221871 \text{kg}_f \cdot \text{cm} \quad M_{ty} := 347 \text{kg}_f \cdot \text{cm}$$

$$\frac{M_{tx}}{\phi_f \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ty}}{\phi_f \cdot M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi_t \cdot T_n} = 0.57 \quad 0.57 < 1 \quad \text{Por lo tanto, sí cumple}$$

## **2.10 Diseño de conexión viga-columna**

Como se muestra en la figura 1.15, el perfil C se suelda a un accesorio, esta conexión es articulada, por lo tanto solo se revisa a cortante, y la otra parte del accesorio se atornilla a la columna. De acuerdo al capítulo E de la referencia 10.

De acuerdo a la referencia 8, se deben realizar pruebas de laboratorio para cada tipo de conexión utilizada para garantizar su funcionamiento adecuado.

### Revisión de la conexión soldada

La soldadura es tipo filete (Ver figura 2.9), la línea de acción de la carga aplicada es paralela a la línea de aplicación de la soldadura.

Soldadura Cobre Zirconio M-15000 RWMA Clase 1

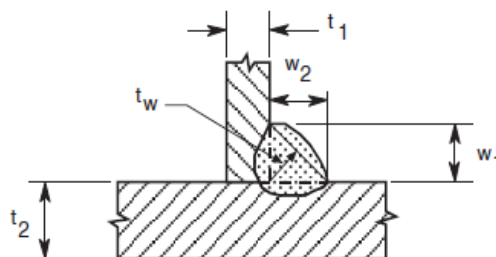


Fig. 2.10 Esquema de soldadura [10]

$$F_u := 4920 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad L := 10 \cdot \text{cm} \quad t := 3.1 \text{ mm} \quad \frac{L}{t} = 32.258$$

Donde:

- $F_u$ : Resistencia última de la soldadura
- $L$ : Longitud de la soldadura
- $t$ : Espesor de la lámina
- $P_n$ : Resistencia nominal de la soldadura
- $\Phi$ : Factor de reducción para  $P_n$
- $w$ : Ancho efectivo de soldadura

Si

$$\frac{L}{t} < 25$$

Entonces;

$$P_n := 0.75 \cdot t \cdot L \cdot F_u$$

$$P_n = 11439 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi := 0.65$$

$$\phi \cdot P_n = 7435.35 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi \cdot P_n \text{ debe ser menor que } \phi_2 \cdot P_{n2}$$

$$w := 0.707 \cdot t$$

$$P_{n2} := 0.75 \cdot w \cdot L \cdot F_u$$

$$P_{n2} = 8087.373 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_2 := 0.6$$

$$\phi_2 \cdot P_{n2} = 4852.424 \cdot \text{kgf}$$

Como

$$\phi \cdot P_n < \phi_2 \cdot P_{n2}$$

Entonces, se revisa

$$V_u := 338 \text{ kgf}$$

$$V_u < \phi \cdot P_{n2}$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Revisión de la conexión atornillada

La resistencia de la lámina es la siguiente:

$$F_{ut} := 4200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

$$d := 1 \text{ cm}$$

La siguiente fórmula considera la deformación que se puede formar alrededor de los agujeros.

$$P_{nt} := 2.75 d \cdot t \cdot F_{ut}$$

$$P_{nt} = 3580.5 \text{ kg}_f$$

$$\phi_t := 0.5$$

$$\phi_t \cdot P_{nt} = 1790.25 \text{ kg}_f$$

Donde:

$F_{ut}$ : Resistencia última a tensión de la lámina

$d$ : Diámetro del tornillo

$P_{nt}$ : Resistencia nominal de la lámina

$\Phi_t$ : Factor de reducción para  $P_{nt}$

Cálculo de tornillos;

Área del tornillo,  $A_{tor} = 0.8 \text{ cm}^2$

Resistencia al corte,  $R_{cor} = 3880 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$

Fuerza cortante,  $F_{cor} = 8232 \text{ kg}_f$

Resistencia del tornillo,  $R_{tor} = 3104 \text{ kg}_f$

Por lo tanto, un tornillo resiste la fuerza cortante, pero se colocaron 2 tornillos por estabilidad de la conexión.

## 2.11 Revisión de estados límites de servicio

La distorsión de máxima de entrepiso permisible de acuerdo a las NTC-RCDF es 0.012, como se muestra en la tabla 2.4, las distorsiones que presenta la estructura debido a las diferentes acciones están dentro de lo permisible.

Tabla 2.4 *Distorsiones*

Acción	Distorsión
$V_x$	0,0007
$V_y$	0,0007
$SD_x$	0,0002
$SD_y$	0,011

La máxima deformación permisible en la cubierta se tomó como una viga  $L/240 + 0.5$ , lo que es igual a  $2500\text{cm}/240 + 0.5 = 10.9$  cm. La máxima deformación presentada es 6.5 cm, por lo tanto no presenta problemas la estructura.

De acuerdo a la referencia 5, la máxima deformación permisible en una viga es  $L/180$ , que es igual a  $270\text{ cm}/180 = 1.5$  cm. La máxima deformación presentada es 1 cm, por lo tanto no tienen problemas las vigas.

El peso total de la estructura incluyendo el peso propio, sobrecarga muerta, la carga almacenada y la carga viva en la azotea es 135 ton. La revisión por cortante en la base por la acción del sismo indica que el 80% del cortante en la base debido al sismo estático es 11.9 ton y el cortante debido al sismo dinámico es de 12.3 ton. Por lo tanto cumple con los requisitos de las NTC-RCDF.

### 3. DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DE PERFILES CONVENCIONALES DE ACERO BAJO LAS ACCIONES DE VIENTO Y SISMO

El sistema convencional para este tipo de estructuras consta de columnas de perfiles de acero rolados en caliente, rigidizados generalmente con muros de mampostería o algún contraventeo. La cubierta suele ser de vigas o armaduras como se muestra en la figura 3.1.



Fig. 3.1 *Nave industrial con cubierta a base de armaduras*

#### 3.1 Descripción del prototipo

Este modelo fue idealizado con perfiles W para las columnas y armaduras planas para la cubierta, utilizando montenes para repartir la carga y contraventeos. Tiene una altura de 5 m. más el peralte de la armadura de 1.4 m, y las dimensiones en planta que se muestran en la figura 3.2.

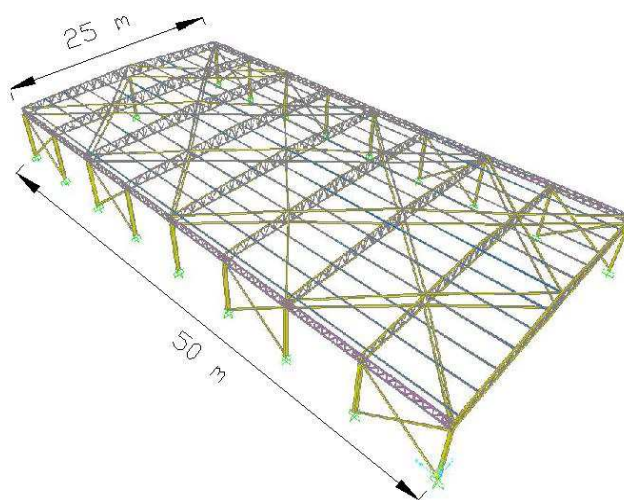


Fig. 3.2 *Dimensiones del proyecto*



En figura 3.3 se muestran las partes que componen la estructura, la distancia entre cada columna es de 6.25 m.

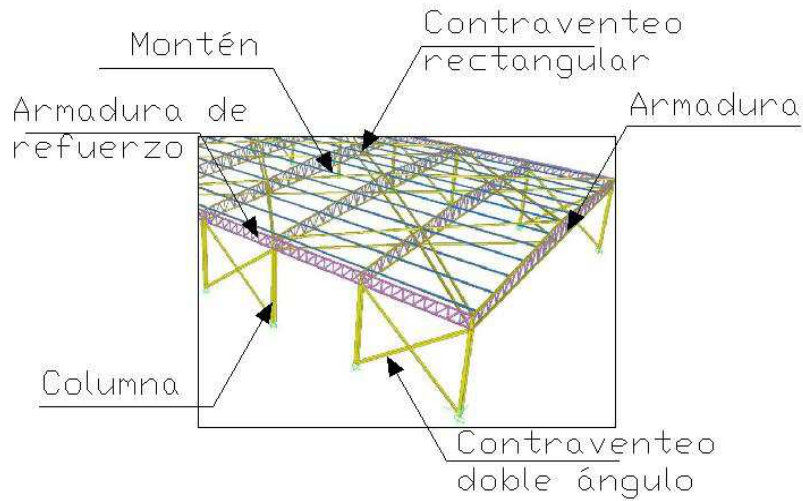


Fig. 3.3 Partes de la nave industrial.

Para disminuir la carga que debe soportar la estructura, al igual que en el modelo diseñado con elementos tipo rack, se eligió que la cubierta tuviera una pendiente mayor al 5%, esto con el objetivo de evitar la acumulación de cualquier tipo de materia.

Las armaduras están formadas por ángulos dobles en la cuerda superior e inferior y con ángulos simples en el alma (ver figuras 3.4 y 3.5).

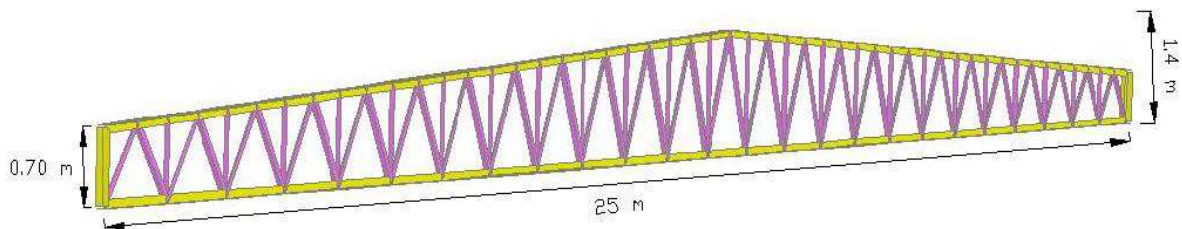


Fig. 3.4 Armadura plana.

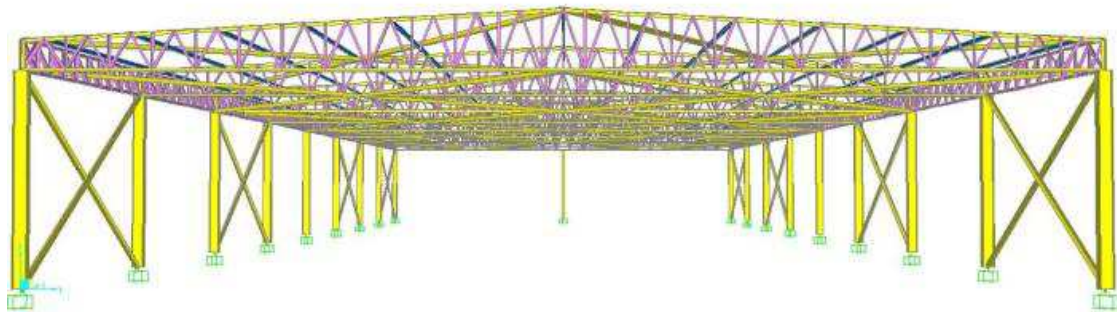


Fig. 3.5 Vista frontal del modelo de la nave industrial.

## 3.2 Cargas de diseño

### 3.2.1 Cargas muertas

Para la carga muerta se ha considerado lo siguiente:

Lámina 24.0 cal =  $10 \text{ kg}_f/\text{m}^2$

Instalaciones =  $15 \text{ kg}_f/\text{m}^2$

Para este modelo no fue contemplada la carga de almacenamiento que se consideró en el anterior modelo, por lo que si se necesitara una estantería, esta se debe proporcionar aparte.

### 3.2.2 Cargas vivas

Para el caso de las cargas vivas, se han aplicado las cargas mencionadas en el prototipo anterior.

### 3.2.3 Cargas accidentales

Para el caso de sismo se consideró lo mismo que se describió en el prototipo anterior.

En el caso del viento se consideró lo mismo que en el prototipo anterior, pero se aplicó la carga correspondiente en las columnas como una carga uniformemente repartida (ver fig. 3.6), en ambas direcciones tanto a presión como succión, como cada columna está a 6.25 m, la carga es de  $365.5 \text{ kg}_f/\text{m}$ .

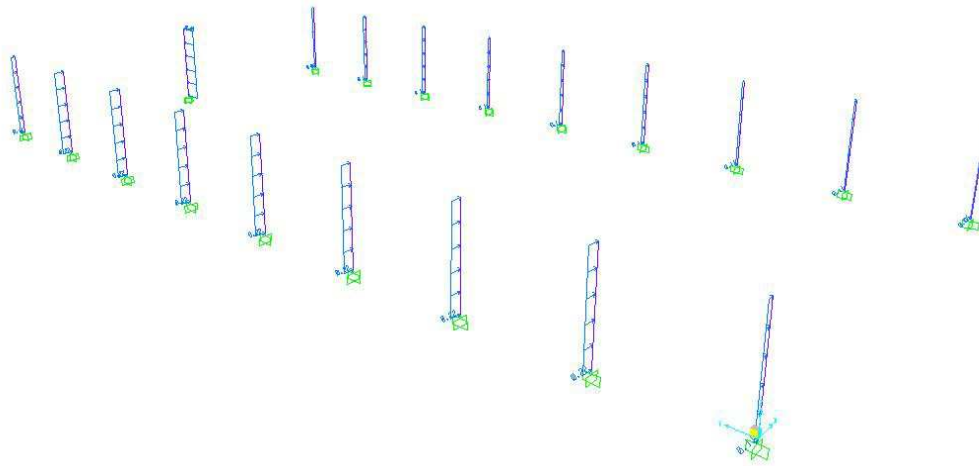


Fig. 3.6 Aplicación de la fuerza del viento

Las cargas se han repartido y aplicado a lo largo de los largueros de una longitud de 6.25 m, espaciados a cada 2 m.

En la tabla 3.1 se muestra la carga aplicada sobre los montenes o largueros.

Tabla 3.1 Cargas aplicadas en kgf/m

CV <sub>max</sub>	SCM	Viento
80	38	58

Para el pre-dimensionamiento de la armadura se tomó en cuenta la pendiente del 5% de la cubierta, que representa tener un peralte en el centro de 70 cm. Se idealizó como una viga simplemente apoyada, se aplicaron las cargas consideradas, se obtuvo el momento actuante, se dividió entre el brazo de palanca (el peralte de la armadura) y se obtuvieron las fuerzas actuantes de compresión y tensión, con eso y la resistencia del material propuesto se determinó un área necesaria para resistir esas fuerzas, con lo cual se propusieron las dimensiones de los perfiles.

### 3.3 Procedimiento de diseño de elementos estructurales

El diseño de los perfiles corresponde a los elementos mecánicos obtenidos del análisis mencionado y utilizando el reglamento *American Institute of Steel Construction (AISC) 2010*. [9]. De acuerdo al criterio L.R.F.D.

El acero seleccionado es el denominado A572Gr50, el cual tiene las siguientes propiedades:

Módulo de elasticidad;  $E = 2038000 \text{ kgf/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia;  $f_y = 3515 \text{ kgf/cm}^2$

Esfuerzo de último resistente;  $f_u = 4920 \text{ kgf/cm}^2$

A continuación se describe el proceso de revisión de los elementos.

#### Características geométricas

Revisar si la sección es compacta o no, de acuerdo a la tabla B4.1b del AISC [9].

No hay límite de esbeltez para elementos a tensión.

#### Diseño por tensión

$T_n$  es la resistencia a tensión nominal

$T_u$  es la resistencia a tensión última actuante

$\phi_v$  es el factor de reducción a tensión

$A_e$  es el área neta efectiva

$A_g$  es el área bruta del miembro

Se calcula:

$$T_n = f_y \cdot A_g \quad (3.1)$$

$$\phi_{tn} := 0.9$$

Para la ruptura a tensión;

$$T_n = f_u \cdot A_e \quad (3.2)$$

$$\phi_{tu} := 0.75$$

En cualquier caso, se debe cumplir:

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

### Diseño por compresión

La resistencia de compresión nominal  $P_n$  es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite que aplican por pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexotorsional.

$$\phi_c = 0.9$$

El factor de longitud efectiva  $K$  para calcular la esbeltez de columna,  $KL/r$ , debe ser determinada de acuerdo al Anexo 7, de la referencia 9.

Se recomienda que  $KL/r$  sea menor de 200

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

Donde:

- L: longitud no arriostrada lateralmente del miembro
- r: Radio de giro
- F<sub>cr</sub>: Esfuerzo crítico
- F<sub>e</sub>: Tensión de pandeo elástico
- P<sub>u</sub>: Carga máxima que se presenta

La tensión de pandeo por flexión se determina como sigue;

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (3.3)$$

Cuando:

$$\frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Se calcula:

$$F_{cr} = \left( 0.658 \frac{f_y}{F_e} \right) f_y \quad (3.4)$$

Si no, se calcula:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (3.5)$$

Donde;

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.6)$$

Miembros con elementos esbeltos

La resistencia de compresión nominal  $P_n$  es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexotorsional.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (3.7)$$

Cuando:

$$\frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot f_y}}$$

Se calcula:

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot f_y}{F_e}\right) f_y \quad (3.8)$$

Si no:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (3.9)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.10)$$

El factor  $Q$  (toma en cuenta todos los elementos en compresión) se toma del capítulo E de la referencia 9.

Se debe cumplir:

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

### Diseño por flexión

$M_n$  es el momento nominal

$M_z$  es el momento plástico

$\Phi_f$  es el coeficiente de reducción por flexión

$Z$  es el módulo de sección plástico

$M_u$  es el momento máximo que se presenta

Se calcula:

$$M_n = M_p = f_y Z \quad (3.11)$$

$$\phi_f = 0.9$$

Se debe cumplir:

$$M_u < \phi_f \cdot M_p$$

### Diseño por cortante

$V_n$  se la resistencia nominal a cortante

$A_w$  es el área a cortante

Se calcula:

$$V_n = 0.6 f_y A_w \quad (3.12)$$

$$\phi_v = 0.9$$

Se debe cumplir:

$$V_u < \phi_v \cdot V_n$$

### Diseño a flexo-compresión

Miembros con simetría doble y simple solicitados a flexión y compresión

Cuando:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

Se debe cumplir:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Si no, se debe cumplir

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Donde:

- Pr: Resistencia de compresión requerida
- Pc: Resistencia de compresión disponible
- Mr: Resistencia de flexión requerida
- Mc: Resistencia de flexión disponible

Los siguientes elementos son los que se muestran más esforzados debido a las siguientes combinaciones combinaciones y se revisa que soporten las acciones requeridas.

- Perfil W como columna
- Perfil ángulo doble como contraventeo en columnas
- Perfil ángulo simple para armadura de refuerzo
- Perfil ángulo doble como cuerda superior e inferior de armadura de cubierta
- Perfil ángulo simple como alma de armadura de cubierta
- Perfil C, como larguero
- Perfil de sección cuadrada como contraventeo de cubierta

### 3.4 Diseño de perfil W, como columna

Perfil W 12x35

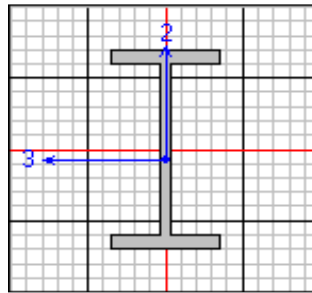


Fig 3.7 Sección trnasversal de columna

Se diseñó la columna de sección W (ver figura 3.7) para resistir los mayores esfuerzos generados por las diferentes combinaciones.

#### Características geométricas

De acuerdo a la tabla B4.1b del AISC [9], la sección es compacta.

#### Diseño por compresión

$$K := 1.2 \quad L := 500 \text{ cm} \quad r_y := 3.9\text{cm}$$

$$A_c := 66.5\text{cm}^2 \quad \phi_c := 0.9$$

Se calcula:

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = 153.85 \quad 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 113.41$$

Como;

$$\frac{K \cdot L}{r_y} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Entonces;

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = 849.83 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := 0.877 \cdot F_e = 745.3 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 49525.08 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 44572.58 \cdot \text{kgf}$$

$$P_u := 11260 \text{kgf}$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por flexión

En el eje X

$$Z_x := 839 \text{cm}^3$$

$$M_{nx} := Z_x \cdot f_y = 29.49 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_{nx} = 26.54 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

El momento debido al sismo es;  $M_x = 1 \text{ ton} \cdot \text{m}$

El momento debido a la combinación 1.2D+1.0Ex+0.5L+0.2S es,  $M_x = 4.65 \text{ ton} \cdot \text{m}$

Entonces;

$$M_{ux} := 4.65 \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u < \phi_f \cdot M_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

En el eje Y

$$Z_y := 122.4 \text{cm}^3$$

$$M_{ny} := Z_y \cdot f_y = 4.3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_{ny} = 3.87 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

El momento debido al sismo es;  $M_y = 3.7 \text{ ton} \cdot \text{m}$

El momento debido a la combinación 1.2D+1.6Wy+0.5L+0.5Lr es,  $M_y = 1.1 \text{ ton} \cdot \text{m}$



Entonces;

$$M_{uy} := 3.7 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_u < \phi_f \cdot M_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

#### Diseño por cortante

$$A_v := 24.2 \text{ cm}^2$$

$$V_n := 0.6 \cdot f_y \cdot A_v = 51037.8 \text{ kg}_f$$

$$\phi_v \cdot V_n = 45934.02 \cdot \text{kg}_f$$

El cortante debido al sismo es;  $V = 1100 \text{ Kg}_f$

El cortante debido a la combinación  $1.2D+1.6Wy+0.5L+0.5Lr$  es;  $V = 2500 \text{ Kg}_f$

Entonces;

$$V_u := 2500 \text{ kg}_f$$

$$V_u < \phi_v \cdot V_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

#### Diseño por flexo-compresión

$$M_{rx} := 2.45 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$P_c := \phi_c \cdot P_n$$

$$M_{ry} := 0.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{cx} := \phi_f \cdot M_{nx}$$

$$P_u := 11250 \text{ kg}_f$$

$$M_{cy} := \phi_f \cdot M_{ny}$$

$$P_r := P_u$$

Se calcula;

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.25$$

Como;

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

Entonces, se calcula;

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.36$$

$$0.36 < 1$$

**Por lo tanto, sí cumple**

#### Revisión de anclaje de columna

Para el anclaje de las columnas se utilizaron barras sumergidas en el concreto de  $1/2''$ , 10 cm al eje de la columna. A continuación se muestra la revisión de las resistencias.

Resistencia a tensión,  $R_{ten} = 6300 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$   
 Resistencia a cortante,  $R_{cor} = 3780 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$   
 Área de la barra,  $A_b = 1.26 \text{ cm}^2$   
 Fuerza cortante,  $F_{cor} = 2500 \text{ kg}_f$   
 Momento,  $M = 465000 \text{ kg}_f \cdot \text{cm}$   
 El momento genera en el anclaje una fuerza de tensión de 23250  $\text{Kg}_f$

Por lo tanto se colocaron en cada conexión 4 barras en cada lado de la columna.

### 3.5 Diseño de perfil ángulo doble como contraventeo en columnas

Estos elementos (ver figura 3.8) reducen los desplazamientos de las columnas principalmente, se diseñan solo a compresión, los demás efectos son muy pequeños debido a la conexión.

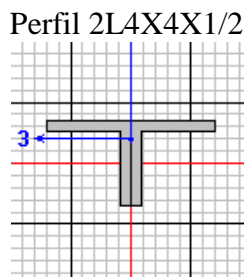


Fig. 3.8 Sección transversal de contraventeo en columnas

Se revisa para la combinación más desfavorable

#### Características geométricas

De acuerdo a la tabla B4.1a del AISC. Ref. 9.

TABLA B4.1a Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial				
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor $\lambda_c$ (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$b := 10.16 \text{ cm} \quad t := 1.27 \text{ cm} \quad \frac{b}{t} = 8$$

$$0.45 \cdot \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 10.84$$

**Por lo tanto, se diseña como un elemento no esbelto.**

Diseño por compresión

$$K := 1 \quad L := 780 \text{ cm}$$

$$r_x := 3.1 \text{ cm} \quad A_c := 48.4 \text{ cm}^2$$

$$\phi_c := 0.9$$

Se calcula:

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 251.61$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 113.41$$

Como;

$$\frac{K \cdot L}{r_y} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Entonces;

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K \cdot L}{r_x} \right)^2} = 317.72 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := 0.877 \cdot F_e = 278.64 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 13486 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 12137.4 \cdot \text{kgf}$$

$$P_u := 9650 \text{ kgf}$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### 3.6 Diseño de perfil ángulo simple para armadura de refuerzo

Esta armadura rigidiza la parte superior de las columnas, pero sobre todo, las armaduras que forman la cubierta, se diseñó solo a compresión, los demás efectos son muy pequeños. En la figura 3.9 se muestra su sección transversal.

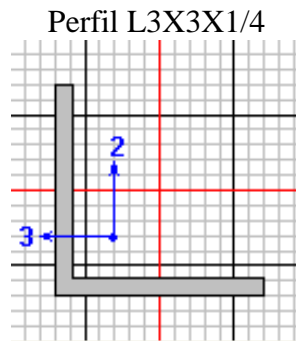


Fig. 3.9 Sección transversal de armadura de refuerzo

Se revisa para la combinación más desfavorable

#### Características geométricas

De acuerdo a la tabla B4.1a del AISC [9].

$$b := 7.62 \text{ cm} \quad t := 0.635 \text{ cm} \quad \frac{b}{t} = 12.1$$

$$0.45 \cdot \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 10.84$$

**Por lo tanto, se diseña como un elemento esbelto.**

Para ángulos simples;

$$0.45 \cdot \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} < \frac{b}{t} < 0.91 \cdot \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5}$$

$$0.91 \cdot \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 21.91$$

Se calcula;

$$Q := 1.34 - 0.76 \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{E}\right)^{0.5} = 0.96$$

### Diseño por compresión

$$K := 1.5 \quad L := 90\text{cm} \quad r_x := 2.34\text{cm} \quad A_c := 9.3\text{cm}^2 \quad \phi_c := 0.9$$

Se calcula:

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 57.69$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot f_y}} = 115.68$$

Como;

$$\frac{K \cdot L}{r_y} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Entonces;

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x}\right)^2} = 6043.22 \cdot \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{f_y}{F_e}\right) f_y = 2755.48 \cdot \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 25625.98 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_c \cdot P_n = 23063.38 \cdot \text{kg}_f$$

$$P_u := 5170 \text{kg}_f$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por tensión

$$A_t := 9.3\text{cm}^2 \quad \phi_{tn} := 0.9$$

$$T_n := f_y \cdot A_t = 32689.5 \text{kg}_f$$

$$\phi_{tn} \cdot T_n = 29420.55 \text{ kgf}$$

$$T_u := 8000 \text{ kgf}$$

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### 3.7 Diseño de perfil ángulo doble para armadura de cubierta

El perfil utilizado es Perfil 2L3X3X3/4, se encuentra principalmente sometido a compresión y tensión.

Se revisa para la combinación más desfavorable que es  $1.4(CM+CV_{\max})$

#### Características geométricas

De acuerdo a la tabla B4.1a del AISC [9].

$$b := 7.62 \text{ cm} \quad t := 0.95 \text{ cm} \quad \frac{b}{t} = 8.02$$

$$0.45 \cdot \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 10.84$$

Por lo tanto, se diseña como un elemento no esbelto.

#### Diseño por compresión

$$K := 1.8 \quad L := 100 \text{ cm} \quad r_x := 2.31 \text{ cm}$$

$$A_c := 27.3 \text{ cm}^2$$

Se calcula:

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 77.92$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 113.41$$

Como;

$$\frac{K \cdot L}{r_y} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Entonces;

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x}\right)^2} = 3312.71 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{f_y}{F_e}\right) f_y = 2254.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 61547.95 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 55393.16 \cdot \text{kgf}$$

$$P_u := 50300 \text{kgf}$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por flexión

En el eje X

$$Z_x := 48.7 \text{ cm}^3$$

$$\phi_f := 0.9$$

$$M_{nx} := Z_x \cdot f_y = 1.71 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_{nx} = 1.54 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{ux} := 0.9 \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u < \phi_f \cdot M_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

En el eje Y

$$Z_y := 61.4 \text{ cm}^3$$

$$\phi_f := 0.9$$

$$M_{ny} := Z_y \cdot f_y = 2.16 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_{ny} = 1.94 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} := 0.12 \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u < \phi_f \cdot M_n$$

$$M_u < \phi_f \cdot M_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por cortante

$$A_v := 14.5 \text{ cm}^2$$

$$V_n := 0.6 \cdot f_y \cdot A_v = 30580.5 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_v \cdot V_n = 27522.45 \cdot \text{kg}_f$$

$$V_u := 2500 \text{kg}_f$$

$$V_u < \phi_v \cdot V_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

Diseño por tensión

$$A_t := 27.3 \text{cm}^2$$

$$T_n := f_y \cdot A_t = 95959.5 \text{kg}_f$$

$$\phi_t \cdot T_n = 86363.55 \text{kg}_f$$

$$T_u := 51600 \text{kg}_f$$

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### 3.8 Diseño de perfil ángulo simple para armadura de cubierta

Estos elementos se encuentran sometidos solo a compresión y tensión. Forman el alma de la almadura, se usan perfiles L2X2X3/8.

Se revisa para la combinación más desfavorable.

Características geométricas

De acuerdo a la tabla B4.1a del AISC. Ref. 9.

$$b := 5.08 \text{ cm} \quad t := 0.95 \text{ cm} \quad \frac{b}{t} = 5.35$$

$$0.45 \cdot \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 10.84$$

**Por lo tanto, se diseña como un elemento no esbelto**

Diseño por compresión

$$K := 1 \quad L := 100 \text{cm} \quad r_x := 1.5 \text{cm} \quad A_c := 8.84 \text{cm}^2$$

Se calcula:

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 66.67$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 113.41$$



Como;

$$\frac{K \cdot L}{r_y} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Entonces;

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x}\right)^2} = 4525.71 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{f_y}{F_e}\right) f_y = 2539.49 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 22449.07 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 20204.16 \cdot \text{kgf}$$

$$P_u := 13540 \text{kgf}$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por tensión

$$A_t := 8.9 \text{cm}^2$$

Para fluencia en la sección

$$T_n := f_y \cdot A_t = 31283.5 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_t \cdot T_n = 28155.15 \cdot \text{kgf}$$

$$T_u := 27000 \text{kgf}$$

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### **3.9 Diseño de perfil C, como larguero**

El siguiente elemento tiene como función transmitir la carga que está sobre la cubierta a las armaduras. En la figura 3.10 se muestra su sección transversal.

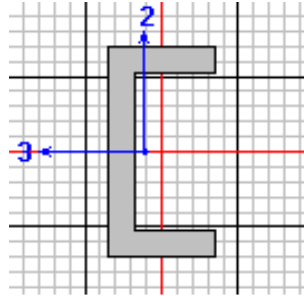


Fig. 3.10 Perfil C4X2X1/2

Se revisa para la combinación más desfavorable  
Características geométricas

De acuerdo a la tabla B4.1a del AISC. Ref. 9.

$$b := 5.08 \text{ cm} \quad t := 1.27 \text{ cm} \quad \frac{b}{t} = 4$$

$$0.45 \cdot \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 10.84$$

**Por lo tanto, se diseña como un elemento no esbelto**

Diseño por compresión

$$K := .7 \quad L := 600\text{cm} \quad r_x := 1.48\text{cm} \quad A_c := 22.58\text{cm}^2$$

Se calcula:

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 283.78 \quad 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 113.41$$

Como;

$$\frac{K \cdot L}{r_x} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Entonces:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K \cdot L}{r_x} \right)^2} = 249.76 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := 0.877 \cdot F_e = 219.04 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 4945.98 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 4451.38 \cdot \text{kg}_f$$

$$P_u := 4000 \text{kg}_f$$

$$P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por flexión

En el eje X

$$Z_x := 75.8 \text{cm}^3$$

$$M_{nx} := Z_x \cdot f_y = 2.66 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_{nx} = 2.4 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{ux} := 0.85 \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u < \phi_f \cdot M_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

En el eje Y

$$Z_y := 26.4 \text{cm}^3$$

$$M_{ny} := Z_y \cdot f_y = 0.93 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_{ny} = 0.84 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} := 0.01 \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u < \phi_f \cdot M_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por cortante

$$A_v := 12.9 \text{cm}^2$$

$$V_n := 0.6 \cdot f_y \cdot A_v = 27206.1 \cdot \text{kg}_f$$

$$V_u := 740 \text{kg}_f$$

$$V_u < \phi_v \cdot V_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### Diseño por tensión

$$A_t := 22.6 \text{cm}^2$$

Para fluencia en la sección

$$T_n := f_y \cdot A_t = 79439 \cdot \text{kg}_f$$

$$\phi_t \cdot T_n = 71495.1 \cdot \text{kg}_f$$

$$T_u := 25000 \text{kg}_f$$

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

## **3.10 Diseño de perfil cuadrado como contraventeo en cubierta**

El siguiente elemento tiene como función restringir los desplazamientos de las armaduras en la cubierta. En la figura 3.11 se muestra su sección transversal.

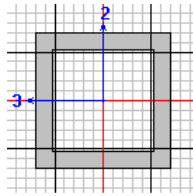


Fig. 3.11 Perfil TS4X4X1/2

Se revisa para la combinación más desfavorable

Características geométricas

De acuerdo a la tabla B4.1a del AISC [9].

<b>TABLA B4.1a</b> <b>Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión.</b> <b>Miembros Sujetos a Compresión Axial</b>				
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor $\lambda_r$ (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$b := 10.16 \text{ cm} \quad t := 1.27 \text{ cm} \quad \frac{b}{t} = 8$$

$$0.45 \cdot \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 10.84$$

**Por lo tanto, se diseña como un elemento no esbelto**

Diseño por compresión

$$K := 0.5 \quad L := 860 \text{ cm} \quad r_x := 3.54 \text{ cm}$$

$$A_c := 41.03 \text{ cm}^2$$

Se calcula:

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 121.81$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 113.41$$

Como;

$$\frac{K \cdot L}{r_y} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Entonces;

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x}\right)^2} = 1355.55 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 48777.28 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 43899.55 \cdot \text{kgf}$$

$$P_u := 20757 \text{kgf} \qquad F_{cr} := 0.877 \cdot F_e = 1188.82 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad P_u < \phi_c \cdot P_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

Diseño por tensión

$$A_t := 41.03 \text{cm}^2$$

$$\phi_t := 0.9$$

Para fluencia en la sección

$$T_n := f_y \cdot A_t = 144220.45 \cdot \text{kgf}$$

$$\phi_t \cdot T_n = 129798.41 \cdot \text{kgf}$$

$$T_u := 24732 \text{kgf}$$

$$T_u < \phi_t \cdot T_n$$

**Por lo tanto, sí cumple**

### 3.11 Diseño de conexión soldada

La conexión que se presenta es de un elemento a tensión que se encuentra en la cuerda inferior de la armadura (ver fig. 3.3) a la columna, mediante una placa (ver figuras 3.12 y 3.13).

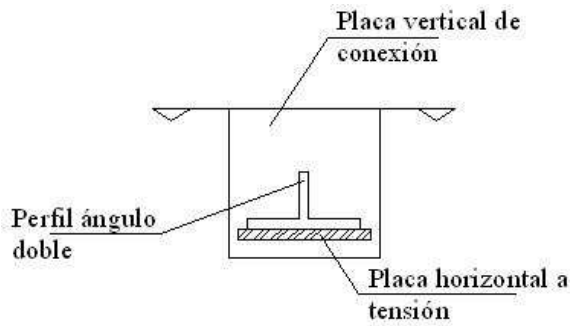


Fig. 3.12 Vista frontal

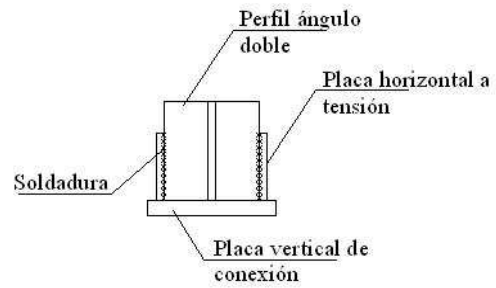


Fig 3.13 Vista en planta

Las dimensiones de la placa horizontal a tensión son; 8x2x3/4 pulgadas, mientras que el perfil tiene un ancho de 6" y 3/4" de espesor.

Soldadura E7018

Resistencia de la soldadura

$$R_s := 4920 \cdot \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

Resistencia de diseño

$$R_{ds} = F_r \cdot F_s \cdot R_s$$

Factor de reducción

$$F_r := 0.8$$

Factor de seguridad

$$F_s := 0.6$$

$$R_{ds} := F_r \cdot F_s \cdot R_s = 2361.6 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

Fuerza de tensión

$$T := 7000 \text{kg}_f$$

Área de soldadura requerida

$$A_s := \frac{T}{R_{ds}} = 2.964 \text{ cm}^2$$

Soldadura de filete

Garganta de soldadura

$G := 9\text{mm}$

Ancho efectivo

$Le := 6.4\text{mm}$

Longitud necesaria de soldadura

$$L_s := \frac{A_s}{Le} = 4.631 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se aplicará soldadura en una longitud de 8 cm.

### 3.12 Revisión de los estados límites de servicio

Por último se revisó las condiciones de servicio, eso incluye los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso.

Para el caso de la armadura se debe cumplir que la máxima deflexión sea menor que la permisible.

El reglamento estipula que la deflexión máxima es:

$$L/240 + 0.5 \text{ [cm]}$$

$$L = 2500 \text{ cm}$$

Por lo tanto;

La deflexión máxima permisible es 10.9 cm y la deformación máxima presentada es de 7.6 cm, por lo tanto no tiene ningún problema la armadura.

En el caso de las distorsiones el RCDF establece que la distorsión máxima de entrepiso es de 0.012, se revisó el desplazamiento en el extremo superior de las columnas debido a las acciones sometidas con las masas correspondientes, en la tabla 3.3 se muestra que la estructura no tiene problemas de distorsión.

Altura de columna = 5 m

Tabla 3.3 *Distorsiones*

Acción	Distorsión
$V_x$	0,004
$V_y$	0,0001
$SD_x$	0,0073
$SD_y$	0,0001

La revisión de las fuerzas sísmicas indica que el 80% de cortante en la base debido al sismo estático es 10.84 ton y el sismo dinámico es de 12.60 ton, por lo tanto si cumple con la reglamentación.



#### 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se analizan y comparan los resultados de los dos modelos de naves industriales realizados con el objetivo de evaluar las ventajas y desventajas de usar uno u otro sistema constructivo.

Respecto al peso propio de la estructura, se puede concluir que el sistema RCB es más eficiente que el de una nave industrial convencional, porque puede soportar más veces su peso.

En cuanto a la cubierta se analizaron varias longitudes de elementos y se llegó a la conclusión de que entre más largos sean estos, menos material se requiere para la cubierta, sin embargo, es muy importante tener en cuenta los efectos de esbeltez, ya que son elementos muy esbeltos, En general, el sistema de cubierta tridimensional tiende a ser más ligero que un sistema de armaduras planas, además, se presentan menores deformaciones verticales en el claro de la armadura tridimensional.

El periodo de la estructura, 0.2 s, indica que el sistema RCB al tener más elementos distribuidos, favorece el incremento de la rigidez de la estructura, esto permite una reducción de los desplazamientos laterales, mientras que con el otro sistema la estructura presenta un periodo de 0.7 s.

Otra de las ventajas en el sistema RCB es la cimentación que prácticamente solo trabaja a carga axial y cortante, y al trabajar como una armadura los elementos son más cortos, lo que implica un brazo de palanca más pequeño que genera momentos más pequeños. En la tabla 4.1 se muestra un resumen de las características de cada sistema.

Tabla 4.1 *Comparación de resultados*

	Rack Clad Building	Nave Industrial
Peso propio total (ton)	33	58
Peso propio de cubierta(ton)	18	48.18
Peso propio de base(ton)	15	9.82
Periodo de vibración (s)	0.2	0.7
Área cubierta (m <sup>2</sup> )	1200	1250
Peso propio por m <sup>2</sup> (kg <sub>f</sub> /m <sup>2</sup> )	27.5	46.4
Máxima distorsión	0.011	0.0073

## 5. CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó el proceso de diseño de una nave industrial con un sistema RCB. Este sistema puede usarse con diferentes configuraciones. Se eligió una configuración donde los apoyos se encontraban solo en los extremos laterales de la nave, dejando un gran espacio libre entre los apoyos. Esto fue necesario para poder realizar la comparación de este proceso de diseño con el de un sistema convencional. La reglamentación disponible para el diseño de estructuras RCB brinda la mayor seguridad posible contemplando los requerimientos del proyecto. El sistema RCB ofrece varias ventajas en comparación con el sistema convencional.

En cuanto a la cubierta hecha a base de una armadura tridimensional se observa que es un sistema ligero muy eficiente, pero depende de tener buenos apoyos que restrinjan sus desplazamientos tanto verticales como horizontales, y es precisamente por los desplazamientos horizontales que en algunas partes se colocaron estanterías dobles, ya que los desplazamientos horizontales provocan grandes deformaciones verticales al centro del claro de la cubierta, de igual modo las conexiones de los elementos de la armadura tridimensional deben estar conectados de forma articulada, pero que restrinjan la deformación del elemento para que toda la sección trabaje y no sea más débil en un sentido que en el otro. Los conectores de la armadura tridimensional pueden ser caros, lo que eleva el costo de la cubierta y se debe dar un mantenimiento continuo a la estructura revisando que todos los tornillos estén apretados de manera adecuada.

En cuanto a los perfiles rack, estos se perforan con el objetivo de poder usar esos orificios para realizar la conexión con otros elementos y quitar material donde no sea necesario. Es muy complicado que un manual determine las características de un perfil perforado, ya que hay una infinidad de configuraciones para las perforaciones, por eso, para el caso de este perfil omega con perforaciones se ha recurrido a un trabajo de investigación específicamente sobre este perfil, el cual se modeló con el método de elemento finito para poder determinar sus propiedades para diseño (ver referencia 3). En los manuales citados en este trabajo se describen algunos métodos para probar los accesorios que conectan la estructura, ya que son piezas especiales por la variedad de formas que se les da a los perfiles rolados en frío, por lo cual se deben probar las conexiones en un laboratorio a fin de garantizar el funcionamiento adecuado de las estas.

En cuanto a la nave construida con perfiles rolados en caliente, los marcos formados por la armadura bidimensional y las columnas de perfiles w son muy resistentes a la carga, pero muy vulnerables a los desplazamientos por el gran espaciamiento entre estos, por lo que se requieren grandes refuerzos para disminuir los desplazamientos.

El uso de los perfiles rolados en frío es una gran opción cuando se quiere buscar una estructura ligera y muy resistente, pero debe llevar un diseño que contemple una estructuración adecuada para distribuir eficientemente los efectos provocados por las cargas.

## 6. REFERENCIAS

- [1] [www.mecalux.com.mx](http://www.mecalux.com.mx)
- [2] Aspectos técnicos a considerar para el diseño, manufactura y montaje de racks para un almacén de depósito. Ronald Stuardo Murga Castillo. Universidad de San Carlos de Guatemala, 2011.
- [3] Seismic design of industrial rack clad buildings. A. B. M. RafiqulHaque. The University of British Columbia, 2012.
- [4] [www.gmi.com.mx](http://www.gmi.com.mx)
- [5] Federación Europea de mantenimiento de almacenes FEM.
- [6] Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF).
- [7] Normas Técnicas Complementarias del RCDF.
- [8] Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks
- [9] American Institute of Steel Construction 2010. (AISC)
- [10] North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members 2007
- [11] Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE.