



UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

**Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Mecánica**

Pre Diseño y Recálculo de un Galpón Estructural.

**Seminario de Título presentado en
conformidad a los requisitos para
obtener el título de Ingeniero de
Ejecución en Mecánica.**

**Profesor Guía:
Sr. Víctor Durán Sáez
Ingeniero Supervisor:
Sr. Adán Lagos Herrera**

**José Abraham Torres Mella
Carlos Emilio Santos Silva.**

**A Ñ O
2013**

Resumen

El trabajo que se presenta a continuación nace de la inquietud de conocer y analizar un caso real de diseño, que pueda ser abordado por un ingeniero mecánico.

Inicialmente se parte de la necesidad de Embonor Coca Cola S.A. de implementar una máquina de lavado de botellas de mayores dimensiones, por ende se debe levantar una de sus naves alrededor de dos metros.

Al contar con una estructura ya existente, se procura hacer el menor número de modificaciones posibles. Lo primero es trazar un pre diseño tentativo en el software Autocad, conforme a la geometría inicial. Luego, se analizarán las condiciones de trabajo a las que estará sometida la estructura, llámese viento, sobrecargas, eventuales sismos, peso propio, etc. Para definir el efecto de cada una de estas cargas y llevarlas a un valor numérico, se hará uso de las normas chilenas para la construcción, citadas a continuación: NCh432.Of71 sobre el cálculo de la acción del viento, NCh1537.Of2009 de cargas permanentes y sobrecargas de uso, NCh433.Of2009 de diseño sísmico de edificios, NCh2369.Of2003 de diseño sísmico para estructuras industriales y finalmente la NCh3171.Of2010 sobre combinaciones de cargas.

Una vez definido el pre diseño con las cargas externas e internas, se dibuja el armazón estructural en el simulador. Posteriormente se define cada elemento con su geometría, material, cargas aplicadas, combinaciones de cargas, condiciones de articulación o empotramiento, dando paso al análisis en RAM Advanse v5.1. En el caso de que la nave no sea capaz de resistir las cargas impuestas, se modifican los elementos que estén fallando. Paralelamente el software entrega gran cantidad de datos sobre los esfuerzos, ya sean momentos flectores, esfuerzos de corte, deflexiones, fuerzas axiales, etc., con lo que se puede evaluar la resistencia de los miembros que estarán más solicitados y finalmente en función de lo anterior realizar modificaciones al pre diseño original.

Glosario

- **Acción**: Toda causa de esfuerzo (acción directa) o deformaciones (acción indirecta) en las estructuras.
- **Acción del viento**: La acción no eventual que produce el aire en movimiento sobre los objetos en la que se ejerce.
- **Área Tributaria**: Superficie que le corresponde a un elemento por su posición dentro del sistema estructural, la cual se transforma en carga puntual o carga repartida, ya sea uniforme o variable.
- **Barlovento**: Sentido contrario al que siguen los vientos dominantes, dirección donde proviene el viento.
- **Cargas**: Fuerzas y otras acciones resultantes del peso de todos los materiales de construcción, sus ocupantes y sus pertenencias, los efectos medioambientales, asentamientos diferenciales, y restricciones a las variaciones dimensionales y de operación. Las cargas permanentes son aquellas cargas para las cuales las variaciones en el tiempo son escasas y de magnitud menor. Todas las otras cargas son cargas variables.
- **Carga permanente**: Consiste en el peso de todos los materiales de construcción incorporados dentro del edificio, lo que incluye entre otros, muros, losas, cielos, techos, escaleras, tabiques, terminaciones, revestimiento y similares incorporados en ítems de arquitectura y estructura, y equipamiento fijo, incluyendo el peso de equipos de izaje.
- **Carga de uso**: Consiste en las cargas de ocupación del edificio u otra estructura, que no incluye cargas de construcción o ambientales, como cargas de viento, nieve, lluvia, sismo, aludes o cargas permanentes.

- Carga de techo: Consiste en las cargas generadas sobre el techo:
 - Durante la mantención por trabajadores, equipos y materiales.
 - Durante el tiempo de vida de la estructura, por objetos móviles como plantas u otros accesorios decorativos similares de pequeño tamaño.
- Carga mayorada: Producto de una carga nominal por un factor de carga.
- Cargas nominales: Magnitudes de cargas permanentes, carga de uso, de suelo, viento, nieve, lluvia, inundación, sismo, cargas operacionales y cargas de montaje, definidas en las normas correspondientes.
- Construcciones cerradas: Son aquellas construcciones en que no puede entrar el viento a su interior en ninguna circunstancia.
- Diafragma: Elemento estructural al nivel de un piso, que distribuye fuerzas horizontales a los elementos verticales resistentes.
- Diseño por resistencia última: Método mediante el cual se dimensionan los elementos estructurales de modo que las fuerzas producidas en los elementos por las cargas mayoradas no excedan su resistencia de diseño. También se llama diseño por factores de carga y resistencia.
- Esfuerzo de corte basal: Esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio.
- Nivel basal: Plano horizontal en el cual se supone que se ha completado la transferencia de las fuerzas horizontales entre la estructura y el suelo de fundación. A partir de este nivel se mide la altura y el número de pisos del edificio.
- Presión básica: Producto de la presión media por el factor de ráfaga.
- Sotavento: Costado del edificio opuesto a la dirección del viento.

Contenidos

CAPÍTULO I	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo General.	2
1.2.2 Objetivos Específicos.	2
1.3 Planteamiento de la situación o problema.	2
1.4 Análisis de las alternativas de solución.	3
 CAPÍTULO II: Desarrollo del tema	 5
2.1 Desarrollo de la solución técnica propuesta.....	5
2.1.1 Solicitaciones producidas por el viento según NCh432.Of71.....	6
2.1.2 Presión básica del viento.....	6
2.1.3 Superficie de cálculo.	8
2.1.4 Factor de forma.....	9
2.2 Resultados cálculos acción del viento.	11
 CAPÍTULO III: Cargas Permanentes y sobrecargas de uso	 12
3.1 NCh1537.Of2009 de Cargas Permanentes y sobrecargas de Uso.....	12
3.2 Campo de aplicación.....	12
3.3 Carga permanente.	12
3.3.1 Peso de los elementos incorporados.....	12
3.4 Carga de uso.....	13
3.4.1 Envigados de cielo con acceso sólo para mantención.....	13
3.4.2 Cargas de uso de techos.....	13
3.4.2.1 Techos accesibles sólo para mantención.....	13
3.5 Cargas de impacto.	14
3.6 Reducción de cargas de usos.....	14
3.6.1 Reducción de cargas de uso para techos accesibles sólo para mantención.....	15

CAPÍTULO IV: Diseño sísmico	17
4.1 Normas mediante las que son determinadas y calculadas las sollicitaciones sísmicas de la estructura	17
4.2 NCh433.Of2009 Diseño sísmico de edificios	17
4.2.1 Disposiciones de aplicación general.....	17
4.2.1.1 Zonificación sísmica.....	17
4.2.1.2 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla.....	18
4.2.2 Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis.	19
4.2.2.1 Principios e hipótesis básicos.....	19
4.2.2.2 Combinación de las sollicitaciones sísmicas con otras sollicitaciones.	19
4.2.2.3 Coordinación con otras normas de análisis y diseño.	20
4.2.2.4 Modelos estructurales.....	20
4.2.2.5 Acciones sísmicas sobre la estructura.....	20
4.2.2.6 Limitaciones para el uso de los métodos de análisis.	20
4.2.3 Método de análisis seleccionado para el cálculo de la estructura.....	21
4.2.3.1 Análisis estático.	21
4.2.3.2 El esfuerzo de corte basal.....	22
4.3 NCh2369.Of2003 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.	23
4.3.1 Análisis sísmico.....	23
4.3.1.1 Disposiciones generales.....	23
4.3.1.2 Acción sísmica vertical.	24
4.3.1.3 Acción sísmica Horizontal.	25
CAPÍTULO V: Combinaciones de Carga	26
5.1 NCh3171.Of2010, para diseño estructural	26
5.2 Método de diseño por resistencia.....	26
5.3 combinaciones de carga.	27
5.3.1 Factores de combinación de cargas mayoradas usando el diseño por resistencia.	27
5.3.1.1 Combinaciones básicas.....	27

CAPÍTULO VI: Resultados de la simulación y conclusiones	28
6.1 Análisis de los resultados de la simulación.....	28
6.2 Deflexiones Máximas.....	32
Conclusiones	33
Bibliografía y Referencias.....	34
CAPÍTULO VII: Anexos	35
Anexo A. Valores de cargas de uso.....	35
Anexo B. Factor de reducción de carga y cargas de uso reducidas.	36
Anexo C. Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla	37
Anexo D. Razones de amortiguamiento y factor de modificación de la respuesta .	39
Anexo E. Memoria de cálculos	42
E.1 Cargas por efecto del viento.	42
E.2 Reducción de cargas de uso para techos accesibles sólo para mantención.	51
E.3 Cálculo del peso de las planchas de Zinc.	52
E.4 Cálculo de resistencia de elementos críticos.	55
Anexo F. Listado de materiales	67

CAPÍTULO I

1.1 Introducción

Se denomina galpón a una construcción relativamente grande que suele destinarse al almacenamiento de mercaderías o maquinarias. Suelen ser construcciones metálicas y cuyo peso estructural es despreciable si se compara con estructuras de hormigón.

Dado que el pre diseño está limitado por la estructura existente se debe analizar si la nave es capaz de resistir las cargas, ya que al producir un levantamiento de la estructura, su centro de masa se encuentra más elevado y por ende es más inestable.

Otro factor importante a destacar es la condición de anclaje que tendrá la edificación, que puede ser empotrada o articulada. Al ser empotrada generará que además de las reacciones de apoyo exista un momento flector y a la vez que disminuya el esfuerzo cortante en los pernos de anclaje. Si se decide articular disminuye considerablemente el momento flector, pero a la vez el esfuerzo cortante en los pernos es máximo. Sabiendo esto se concluye que si se empotra en la base se necesita una columna más robusta, pero si se articula se deben sobredimensionar los pernos de anclaje.

Para el caso de las fuerzas externas e internas que estén presentes se debe considerar como la condición más desfavorable una combinación de éstas, dicha combinación la entregará el simulador y en base a esos datos se calcularán los elementos de construcción, como pernos, soldaduras, resistencia a la tracción, compresión, etc.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General.

Modificar un galpón existente de acuerdo a las normas y necesidades de la empresa Embonor Coca Cola S.A.

1.2.2 Objetivos Específicos.

- Hacer uso de software de ingeniería para el pre diseño y la obtención de resultados mediante el simulador.
- Procurar que la solución propuesta tenga los menores cambios estructurales que sea posible.

1.3 Planteamiento de la situación o problema.

Definición de las necesidades y situación actual.

La necesidad de reconstruir un galpón más amplio, debido a la compra de maquinaria de mayores dimensiones que la existente.

El galpón actual, tiene un ancho de 16 (m), una altura de 6 (m) y un largo total de 12 (m), esta estructura debe ser modificada debido a que la empresa Embonor Coca Cola S.A. adquirió una máquina para lavar botellas de bebida de mayores dimensiones a la existente actualmente en la empresa.

Debido a esta situación y al mal estado de la estructura actual, la empresa se ha visto en la necesidad de construir un nuevo galpón, el cual debe ser 6 (m) más largo y 2 (m) más alto que la estructura actual. Además, la empresa ha procurado que la estructura nueva mantenga la simetría y armonía respecto a las demás naves existentes, manteniendo la pendiente del techo y el diseño del galpón.

1.4 Análisis de las alternativas de solución.

Para el pre diseño del galpón se dispone de dos alternativas, que son determinantes para la contextura y peso de la estructura. Estas opciones consisten básicamente en decidir si la estructura va a ser pre diseñada con marcos rígidos empotrados simples o marcos articulados simples. Es decir la estructura puede ser empotrada o biarticulada.

A continuación se presenta un diagrama de momento en cada caso, para de esta manera evaluar una opción viable.

- Marcos rígidos empotrados simples.

Carga vertical uniformemente repartida sobre toda la viga.

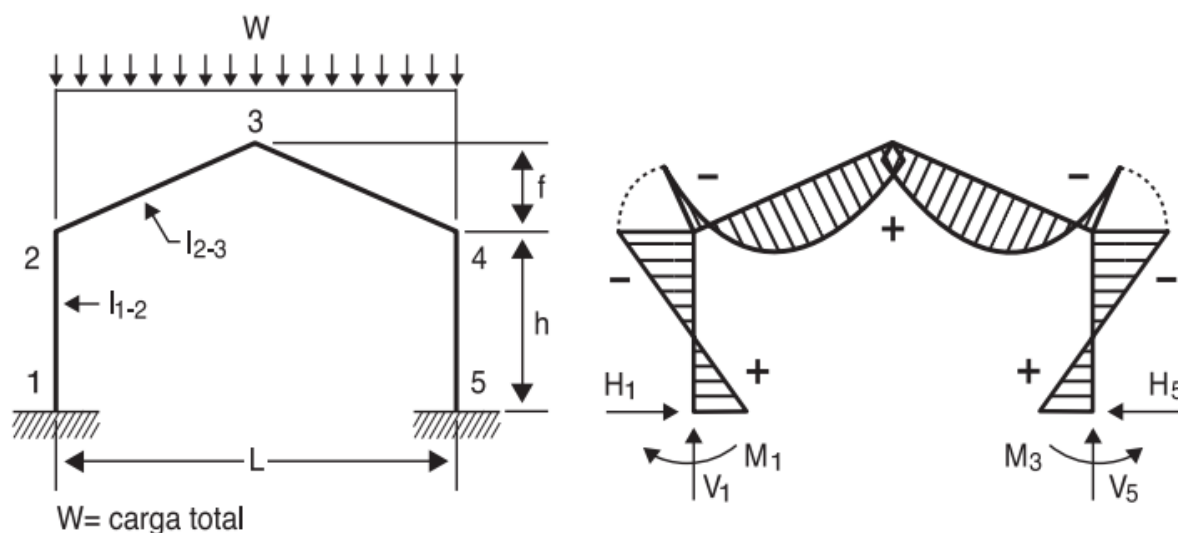


Figura Nº 1.1 Diagrama de marcos rígidos empotrados para esta condición de carga estática.

- Marcos rígidos articulados simples.

Carga vertical uniformemente repartida sobre toda la viga.

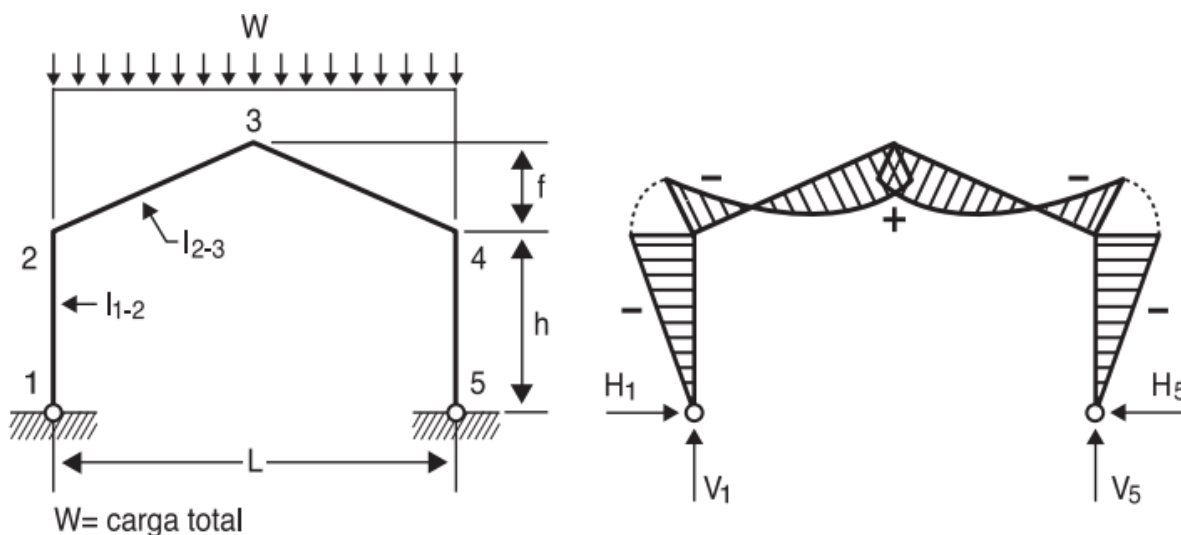


Figura Nº 1.2 Diagrama de marcos rígidos articulados para ésta condición de carga estática.

Empotrado: Este esquema reduce los momentos máximos en las barras y proporciona mayor rigidez frente a acciones horizontales, pero los esfuerzos en las bases son mayores y puede requerir sistemas de anclaje relativamente complejos. Es la disposición más desfavorable por ser hiperestática

Biarticulado: Este esquema reduce los esfuerzos en las bases, pero genera mayores momentos máximos en las barras que en el caso empotrado.

Dado que se debe mantener una armonía respecto a las demás estructuras colindantes, y al costo elevado que implicaría construir el galpón mediante marcos rígidos empotrados, debido a su mayor envergadura. Se ha decidido realizar el pre diseño mediante marcos rígidos articulados simples.

Este tipo de sujeción, permite reducir al mínimo los momentos en los cimientos, pero a la vez implica un aumento considerable de los esfuerzos cortantes en los pernos de anclaje.

CAPÍTULO II

Desarrollo del tema

2.1 Desarrollo de la solución técnica propuesta.

La estructura a pre diseñar debe ser analizada según las solicitaciones establecidas por las normas chilenas de viento, cargas permanentes y sobrecarga de uso, norma sísmica, diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales y combinaciones de cargas para diseño estructural.

Se Inicia el análisis según la norma NCh432.Of71 para el cálculo de la acción del Viento sobre las construcciones.

La NCh432.Of71 establece la forma en que debe considerarse la acción del viento en el cálculo de construcciones.

Esta norma se aplica en todos los cálculos de resistencia de todo tipo de construcciones dentro del país con exclusión del Territorio Antártico chileno.

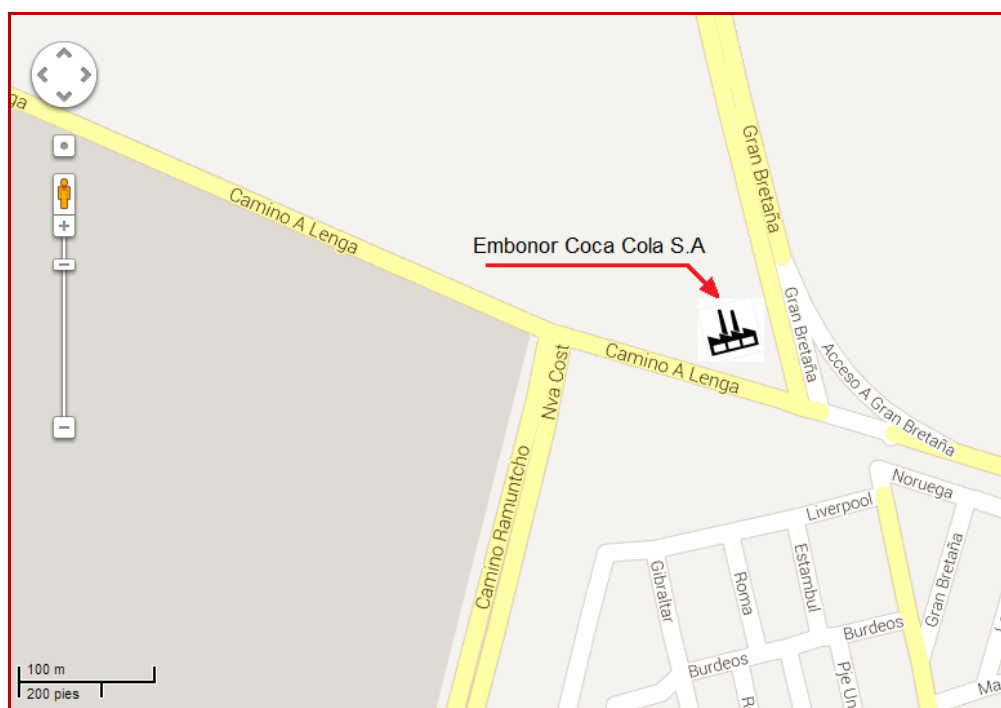


Figura N° 2.1 Mapa con la ubicación de la empresa Embonor Coca-Cola S.A.

2.1.1 Solicitaciones producidas por el viento.

Se considera que la dirección de la acción del viento que actúa sobre cualquier superficie es perpendicular a ella, por ende se omitirá, la consideración de acciones tangenciales.

Las acciones perpendiculares citadas, podrán ser presiones o succiones. Las presiones se considerarán de signo positivo y las succiones, de signo negativo.

Las magnitudes de presiones y succiones se expresarán en kg/m^2 .

Las presiones y succiones que actúan sobre las superficies envolventes de una construcción dependen de:

- a) La presión básica del viento.
- b) La forma total del cuerpo de la construcción y no sólo de la forma del costado que se enfrenta directamente al viento.

2.1.2 Presión básica del viento.

Los valores de las presiones y succiones serán considerados proporcionales a una magnitud denominada “presión básica del viento” a la que se le puede aplicar la expresión de cálculo:

$$q = \frac{u^2}{16}$$

En que:

q= es la presión básica, en kg/m^2 .

u=es la velocidad máxima instantánea del viento, en m/s.

La velocidad u, máxima instantánea del viento, que se considerará para el cálculo de la presión básica, deberá obtenerse de una estadística directa o indirecta, que abarque un periodo no inferior a 20 años.

A continuación se muestra una tabla con estadísticas de viento de 17 años, mediante la cual se puede obtener una referencia de las ráfagas de viento máximas presentes en la zona.

Tabla N° 2.1 Estadísticas de viento de 17 años.
(Fuente:<http://espanol.wunderground.com/>)

Gust Viento N°	Año	Max	Avg	Min
1	1996	84 km/h	59 km/h	42 km/h
2	1997	106 km/h	58 km/h	37 km/h
3	1998	77 km/h	56 km/h	40 km/h
4	1999	116 km/h	55 km/h	37 km/h
5	2000	101 km/h	54 km/h	32 km/h
6	2001	93 km/h	53 km/h	29 km/h
7	2002	100 km/h	56 km/h	29 km/h
8	2003	90 km/h	53 km/h	37 km/h
9	2004	89 km/h	51 km/h	23 km/h
10	2005	90 km/h	50 km/h	23 km/h
11	2006	93 km/h	53 km/h	27 km/h
12	2007	77 km/h	49 km/h	29 km/h
13	2008	85 km/h	54 km/h	26 km/h
14	2009	85 km/h	55 km/h	34 km/h
15	2010	82 km/h	55 km/h	29 km/h
16	2011	82 km/h	57 km/h	32 km/h
17	2012	108 km/h	52 km/h	26 km/h

La ráfaga de viento máxima se presentó en el año 1999, con una velocidad de 116 km/hr, por lo que se asume este valor para efectos de cálculo.

$$u = 116 \left(\frac{km}{h} \right) = 32.22 \left(\frac{m}{s} \right)$$

$$q = \frac{u^2}{16} = \frac{32.22^2}{16} = 65 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

Como no se cuenta con la estadística que abarque un periodo de 20 años, en construcciones de hasta 100 m de altura, podrán usarse los siguientes valores para la “presión básica” que se indican en la tabla N° 2.2.

Tabla N° 2.2 Presión básica para diferentes alturas sobre el suelo.

Construcciones situadas en campo abierto, ante el mar, o en sitios asimilables a estas condiciones, a juicio de la Autoridad Revisora	
Altura sobre el suelo, m	Presión básica, q, en kg/m^2
0	70
4	70
7	95
10	106

Como el galpón tiene una altura total de 8,2 m, se tiene que interpolar.

Tabla N° 2.3 Valores interpolados.

Número del piso	Altura del piso, m	Presión básica del viento en campo abierto o frente al mar, kg/m^2
1	8	100

Se considera este valor para efecto de cálculos, puesto que es el más desfavorable.

2.1.3 Superficie de cálculo.

La acción del viento se ejerce sobre un cuerpo limitado por superficies planas, por lo tanto, se considera el área verdadera.

2.1.4 Factor de forma.

La fuerza del viento por unidad de superficie se obtendrá multiplicando la presión básica q por un factor de forma C .

Los valores de C que se utilizarán para el cálculo de esta construcción serán los que se indican a continuación.

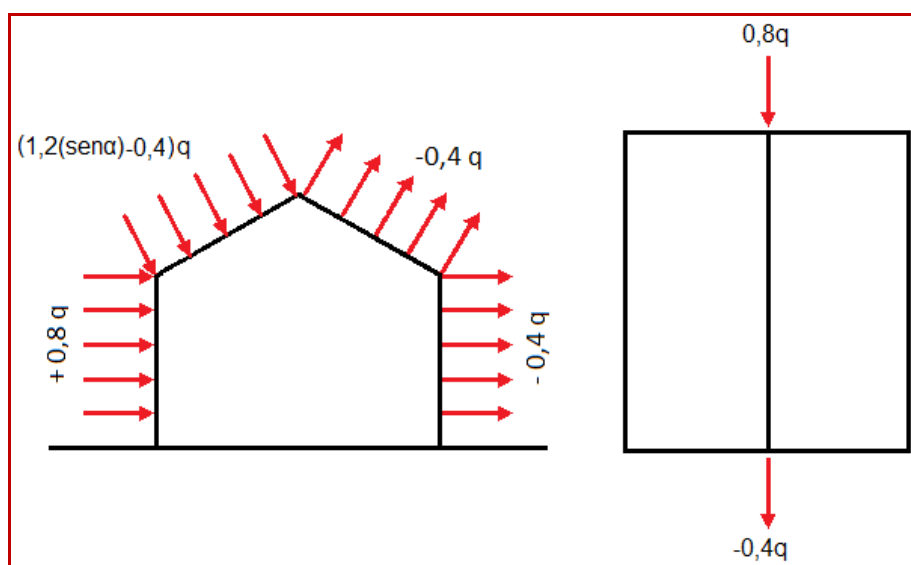


Figura N° 2.2 Presión básica (q) por el factor de forma (C).

- Barlovento: $C \cdot q = (1,2(\text{sen}\alpha) - 0,4) \cdot q$
- Sotavento: $C \cdot q = -0,4 \cdot q$
- Pared de impacto directo: $C \cdot q = +0,8 \cdot q$
- Pared de impacto indirecto: $C \cdot q = -0,4 \cdot q$
- Parte posterior: $C \cdot q = +0,8 \cdot q$
- Parte frontal: $C \cdot q = -0,4 \cdot q$

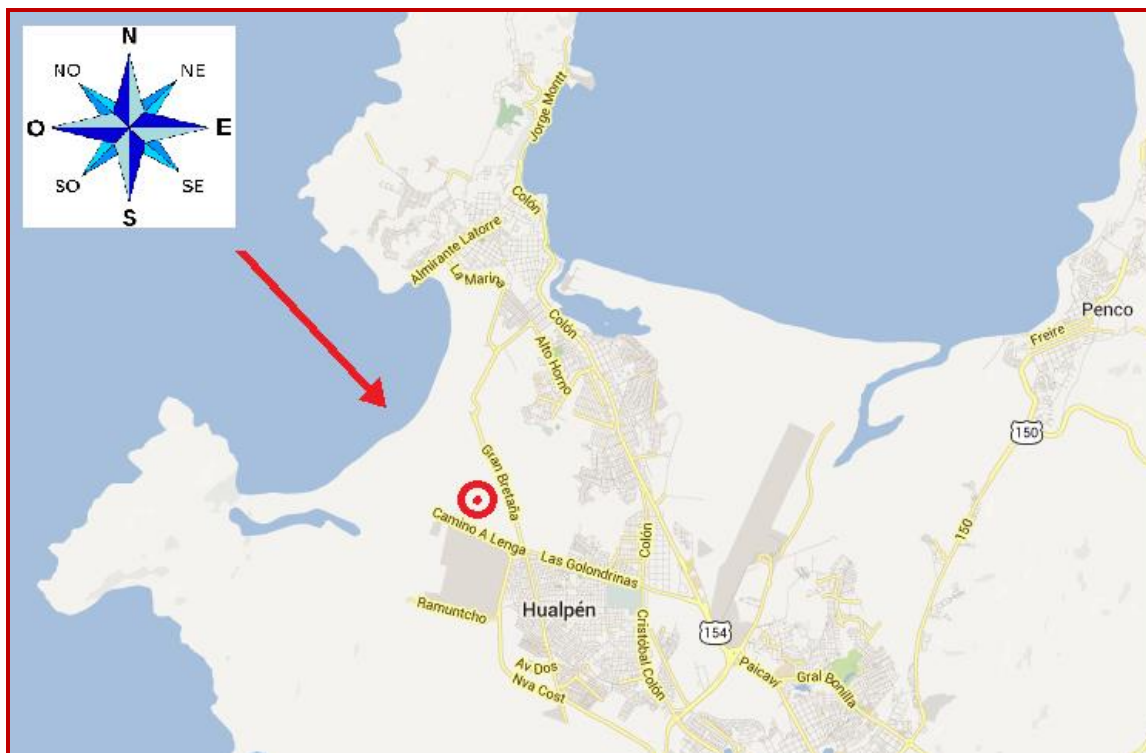


Figura N° 2.3 Ubicación del galpón y dirección del viento (Noroeste).

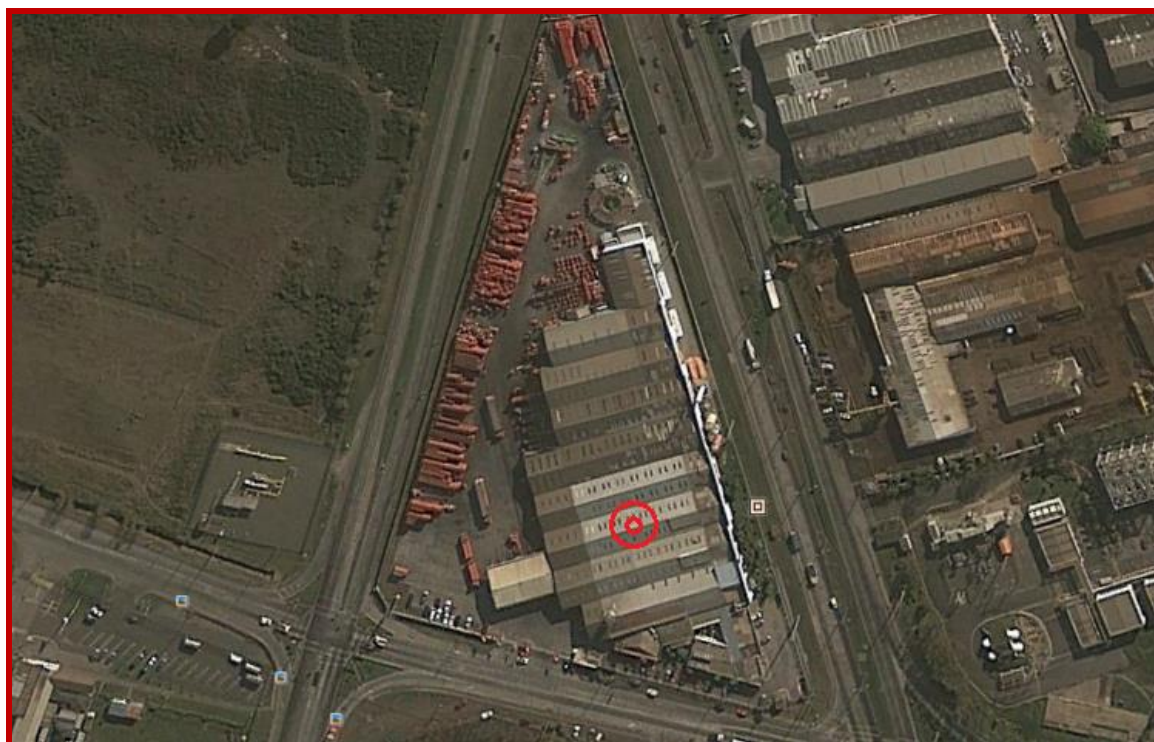


Figura N° 2.4 Imagen satelital de la ubicación específica del galpón dentro de la empresa.

2.2 Resultados cálculos acción del viento.

Tabla Nº 2.4 Acción del viento en cada elemento. (Ver anexo E, pág. 42)

Costaneras del Techo	Barlovento (Succión)		Sotavento (Succión)	
	Área(m ²)	Fuerza(kg)	Área(m ²)	Fuerza(kg)
C1	12	-132	12	-480
C2	21,1	-232	21,1	-844
C3	21,8	-240	21,8	-872
C4	21,8	-240	21,8	-872
C5	21,8	-240	21,8	-872
C6	21,8	-240	21,8	-872
C7	20	-220	20	-800
C8	10,5	-115	10,5	-420

Costaneras del costado	Pared de impacto directo (Presión)		Pared de impacto indirecto (Succión)	
	Área(m ²)	Fuerza(kg)	Área(m ²)	Fuerza(kg)
C1	9,1	728	9,1	-364
C2	18,15	1452	18,15	-726
C3	9,1	728	9,1	-364

Apoyos	Parte Posterior (Presión)		Parte Frontal (Succión)	
	Área(m ²)	Fuerza(kg)	Área(m ²)	Fuerza(kg)
AP1	2,1	168	2,1	-84
AP2	2,3	184	2,3	-92
AP3	2,4	192	2,4	-96
AP4	2,4	192	2,4	-96
AP5	2,4	192	2,4	-96
AP6	2,3	184	2,3	-92
AP7	2,1	168	2,1	-84
AP8	1,9	152	1,9	-76

CAPÍTULO III

Cargas Permanentes y sobrecargas de uso.

3.1 Las solicitaciones de carga resultante del peso y uso de la estructura, son calculadas mediante la NCh1537.Of2009 de Cargas Permanentes y sobrecargas de Uso.

Esta norma establece las bases que permitan evaluar las cargas permanentes y cargas de uso que se deben considerar en el diseño de edificios y otras estructuras.

Los valores de las cargas de uso dadas en esta norma tienen el carácter de valores mínimos.

3.2 Campo de aplicación.

Las disposiciones de esta norma son aplicables a los edificios o partes de edificios que tienen los usos siguientes: bibliotecas, bodegas, cárceles, escuelas, estacionamientos, fábricas, hospitales, hoteles, iglesias, oficinas, teatros, tiendas y viviendas.

3.3 Carga permanente.

3.3.1 Peso de los elementos incorporados.

En la determinación de las cargas permanentes para el propósito del diseño, se deben utilizar los pesos reales de los materiales y los elementos de construcción de acuerdo con los valores dados en Anexo F, pág. 67.

En la determinación de las cargas permanentes se deben incluir, con propósitos de diseño, los pesos de los equipos de servicio fijos, tales como, equipos de cañerías y tubos, alimentadores eléctricos, calefacción, ventilación y sistemas de climatización.

Dado que en este caso, sólo se cuenta con equipos de alimentación eléctrica e iluminación y que además su peso es despreciable, no se considerarán para efectos de cálculo.

La carga permanente expresada en newton es igual a la masa en kg multiplicada por 9,80665; para los efectos prácticos se adopta el factor 10.

3.4 Carga de uso.

3.4.1 Los envigados de cielo con acceso sólo para mantención y las costaneras de techos deben diseñarse para resistir una carga puntual de 1 kN (Según norma) en la posición más desfavorable. Esta carga no debe considerarse actuando simultáneamente con las cargas de uso para techos.

3.4.2 Cargas de uso de techos.

De acuerdo a su uso, los techos se dividen en dos tipos: techos transitables y techos accesibles sólo para mantención.

3.4.2.1 Techos accesibles sólo para mantención.

Para estructuras de techo con cubiertas livianas de planchas metálicas, plegadas, fibrocemento, material plástico, madera, vidrio, etc., se permite que los valores mínimos de carga de uso uniformemente distribuida, L_0 (Ver tabla anexo A.1, pág. 35), puedan ser reducidas de acuerdo a 3.6.1, y en ningún caso puede ser menor que 0,3 kPa.

El diseño de costaneras de techo debe considerar la carga de uso utilizada en el diseño de los elementos principales de la estructura (elementos que soportan y comparten igual pendiente).

3.5 Cargas de impacto.

Se puede considerar que los valores de carga de uso de la tabla anexo A.1 pág. 35, incluyen el efecto de impacto normal de operación. En el caso que la estructura esté sometida a cargas de impacto o vibraciones no usuales, su influencia debe ser determinada en cada caso.

3.6 Reducción de cargas de usos.

En el diseño de elementos estructurales tales como costaneras, cerchas, losas planas, vigas, columnas, muros y fundaciones, se permite reducir las cargas de uso mínimas especificadas, de acuerdo a lo establecido en 3.6.1.

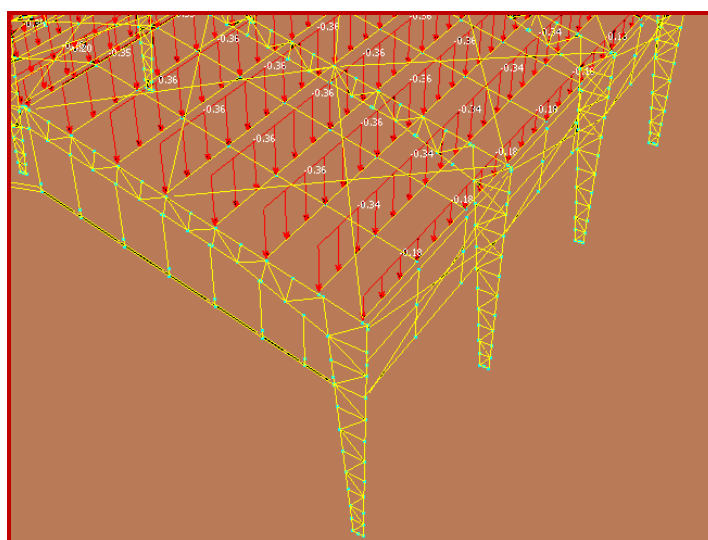


Figura N° 3.1 Distribución de la sobrecarga reducida en cada costanera.

3.6.1 Reducción de cargas de uso para techos accesibles sólo para mantención.

La carga de uso para techos accesibles sólo para mantención, indicada en la tabla anexo A.1 puede ser reducida por pendiente y área tributaria de acuerdo a la siguiente expresión:

Carga de uso de techo L_r , reducida por metro cuadrado (m^2) de proyección horizontal.

Donde:

$L_r = L_0$	Si	$R_1 R_2 \geq 0,84$	$R_1 =$ Factor de reducción por área tributaria.
$L_r = L_0 R_1 R_2$		$0,3 < R_1 R_2 < 0,84$	$R_2 =$ Factor de reducción por pendiente.
$L_r = 0,3 L_0$		$R_1 R_2 \leq 0,3$	

(Ver anexo E.2, pág. 51)

Los factores de reducción por área tributaria y por pendiente, R_1 y R_2 respectivamente, deben ser determinados como se indica a continuación:

Reducción por área tributaria A_T (Para éste caso el A_T menor, es igual a $49,8 m^2$)

$$R_1 = 1 - 0,008 A_T \quad \text{para} \quad A_T < 50(m^2)$$

$$R_1 = 0,6 \quad \text{para} \quad A_T \geq 50(m^2)$$

en que:

$A_T =$ Área tributaria soportada por el elemento estructural, expresada en metros cuadrados (m^2).

Reducción por pendiente de techo F (Para éste caso F es igual a 25%)

$$R_2 = 1 - 0,0233 \cdot F \quad \text{para} \quad F < 30\%$$

$$R_2 = 0,3 \quad \text{para} \quad F \geq 30\%$$

en que:

$F =$ pendiente expresada en porcentaje (%). (Ver tabla N° 3.1).

En la tabla N° 3.1, se entregan valores reducidos de la sobrecarga de uso para techos en función de su pendiente y del área tributaria del elemento considerado.

Tabla N° 3.1 Cargas de uso reducidas uniformemente distribuidas para techos, en *kPa*

Pendiente del techo, F %	Área tributaria A, m ²										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	≥50
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,76	0,72	0,68	0,64	0,60
5	1,00	1,00	0,81	0,78	0,74	0,71	0,67	0,64	0,60	0,57	0,53
10	0,77	0,74	0,71	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,52	0,49	0,46
15	0,65	0,62	0,60	0,57	0,55	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,39
20	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32
25	0,42	0,40	0,38	0,37	0,35	0,33	0,32	0,30	0,30	0,30	0,30
≥30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30

NOTA- Estos valores son graficados en Anexo B, pág. 36.

Tabla N° 3.2 Resultados de la distribución del peso de las planchas de Zinc.
(Ver anexo E.3, pág. 52)

Costaneras del techo	Carga distribuida (kg/m)
C1	2,8
C2	4,6
C3	8,5
C4	5
C5	7,2
C6	5
C7	4,6
C8	2,6
Costaneras laterales	Carga distribuida (kg/m)
C1	3
C2	2,8
C3	2,8
Apoyos frontal y posterior	Carga nodal (kg)
AP1	3,5
AP2	3,5
AP3	3,5
AP4	3,5
AP5	3,5
AP6	3,5
AP7	3,5
AP8	1,8

CAPÍTULO IV

Diseño sísmico

4.1 Las solicitaciones sísmicas de la estructura son determinadas y calculadas mediante la Norma Chilena NCh433.Of2009 y complementadas mediante la norma NCh2369.Of2003 de diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.

El análisis se inicia mediante NCh433.Of2009, para definir la zona sísmica y los factores a considerar.

4.2 Alcance.

La Norma Chilena NCh433.Of2009, establece requisitos mínimos para el diseño sísmico de edificios.

Esta norma también se refiere a las exigencias sísmicas que deben cumplir los equipos y otros elementos secundarios de edificios.

También se incluyen recomendaciones sobre la evaluación del daño sísmico y su reparación.

4.2.1 Disposiciones de aplicación general.

4.2.1.1 Zonificación sísmica.

Se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio nacional, tal como se indica en la figura N° 4.1. Para la zonificación sísmica de las regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX y Metropolitana, debe prevalecer la zonificación basada en la división política por comunas que se indica en la tabla N° 4.1.

Tabla N° 4.1- Zonificación sísmica para la comuna de Talcahuano.

Región	Zona 3
8ª.	Talcahuano

Según la información proporcionada por la norma NCh433.Of2009, la comuna de Talcahuano se encuentra dentro de la Zona sísmica número 3.

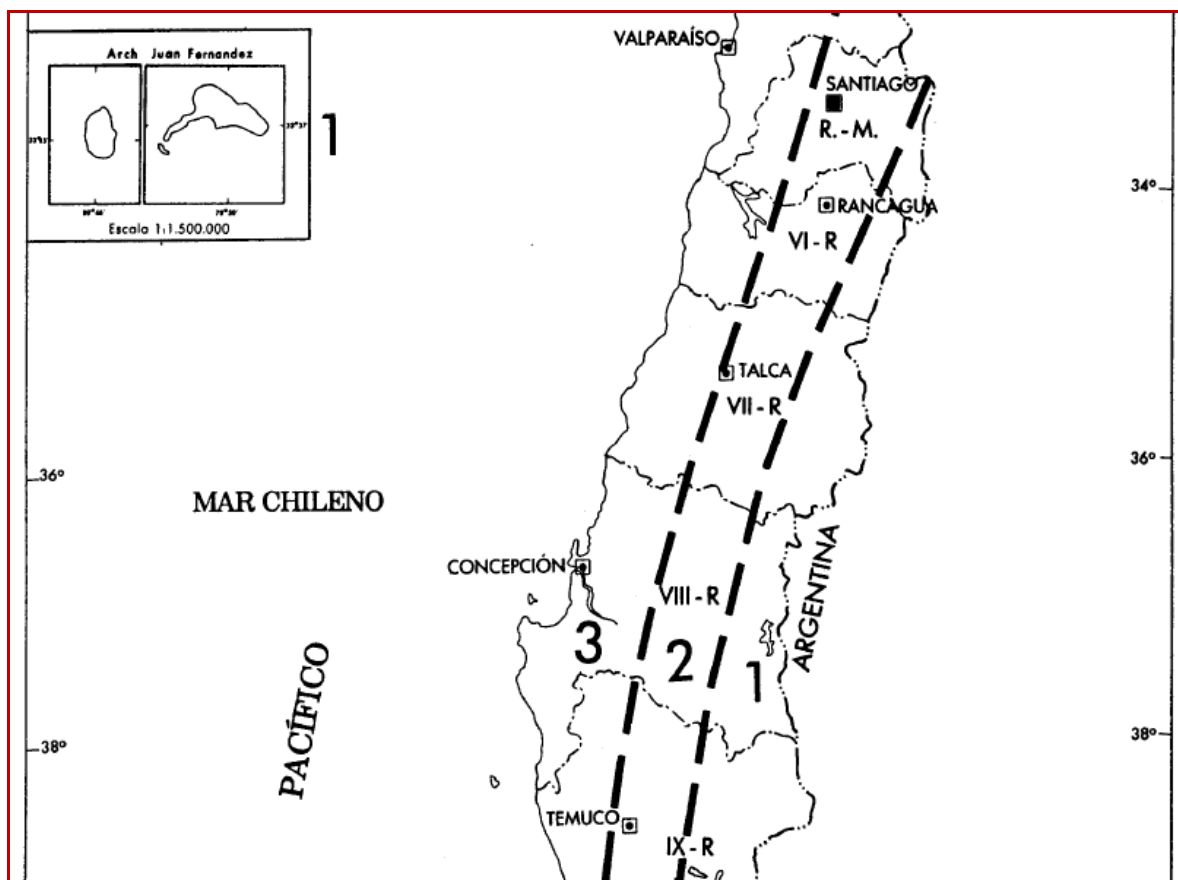


Figura N° 4.1 Zonificación sísmica de la VIII región.

4.2.1.2 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla.

La estructura a pre diseñar, es un galpón, por lo tanto esta dentro de la categoría II. (Ver anexo C, pág. 37).

Categoría II: Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación I, III y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación I, III y IV.

4.2.2 Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis.

4.2.2.1 Principios e hipótesis básicos.

Esta norma (NCh433), aplicada en conjunto con las normas de diseño específicas para construcciones industriales, está orientada a lograr estructuras que:

- a) Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- b) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- c) Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

El dimensionamiento de los elementos estructurales debe hacerse por el método especificado en la norma de diseño relativa a cada material, que puede ser por tensiones admisibles o por el método de los factores de carga y resistencia.

4.2.2.2 Combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones.

La combinación de las solicitaciones sísmicas con las cargas permanentes y sobrecargas de uso, debe hacerse usando los escenarios indicados en NCh3171.

La acción sísmica se considera como una carga eventual y no es necesario combinarla con otras cargas eventuales.

4.2.2.3 Coordinación con otras normas de análisis y diseño.

Las disposiciones de esta norma deben aplicarse en conjunto con lo dispuesto en otras normas de análisis y en las normas específicas de diseño para cada material que se indican a continuación. En caso de contradicción, deben prevalecer las disposiciones de la presente norma.

Análisis de las solicitaciones de peso propio y sobrecargas, según las disposiciones de la norma NCh1537.Of2009.

4.2.2.4 Modelos estructurales.

Para el cálculo de la acción sísmica se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no podrá ser inferior a 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones en que es usual esa aglomeración.

4.2.2.5 Acciones sísmicas sobre la estructura.

La estructura debe ser analizada, como mínimo, para acciones sísmicas independientes según dos direcciones: horizontales perpendiculares o aproximadamente perpendiculares.

4.2.2.6 Limitaciones para el uso de los métodos de análisis.

En el capítulo 4.2.3 se establece el método de análisis seleccionado entre los siguientes:

- a) Un método de análisis estático.
- b) Un método de análisis modal espectral.

El método de análisis estático puede ser usado si se satisfacen las limitaciones indicadas en 4.2.3.1.

4.2.3 Método de análisis seleccionado para el cálculo de la estructura.

4.2.3.1 Análisis estático.

El método de análisis estático sólo puede usarse en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- a) Todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1 de la zonificación indicada en párrafo 4.2.1.1.
- b) Todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 m.
- c) Las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan ciertas condiciones para cada dirección de análisis.

Como la nave tiene 8,2 m de altura y un sólo piso, se puede realizar el análisis por el método estático según el punto b.

En el método de análisis, la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas cuyos efectos sobre la estructura se calculan siguiendo los procedimientos de la estática. Este sistema de fuerzas horizontales aplicadas en el centro de masas de cada una de las partes se define en 4.2.3.2.

4.2.3.2 El esfuerzo de corte basal está dado por: $Q_0 = CIP$, en kg.

En que:

C = es el coeficiente sísmico (Ver Tabla N° 4.7).

I = es el coeficiente relativo al edificio, cuyos valores se especifican en la tabla N° 4.2 de acuerdo con la clasificación indicada en párrafo 4.2.1.2.

P = es el peso total del edificio (estructura) sobre el nivel basal.

El esfuerzo de corte basal se utiliza para calcular el esfuerzo cortante al que estarán sometidos los pernos de anclaje, este valor se comparará con el obtenido mediante el simulador; así los anclajes se calcularán con el mayor de estos valores.

Tabla N° 4.2 Valor del coeficiente I.

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

- $$Peso_{planchas} = [(26 \cdot 8,6 \cdot 2) + (26 \cdot 10,55)] \cdot 2 + (26 \cdot 5,6) \cdot 2 + (20 \cdot 5,6) \cdot 2$$

$$= 1960(kg)$$
- $$Peso_{Total} = Peso_{Estructura} + Peso_{Techumbre} \quad Q_0 = CIP$$

$$= 7350(kg) + 1960(kg) \quad Q_0 = 0,34 \cdot 1,0 \cdot 9310(kg)$$

$$= 9310(kg) \quad Q_0 = 3165(kg)$$

Tabla N° 4.3 Esfuerzo de corte basal resultante para cada columna.

Columna	Esfuerzo de corte basal(kg)
Centro	528
Costado	264

Como el mayor esfuerzo de corte basal obtenido en la tabla anterior es menor que el obtenido mediante el simulador, será utilizado el del simulador (Ver pág. 59).

4.3 NCh2369.Of2003 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.

Debido a que los valores dados por la tabla N° 4.4 (Ver pág. 25) para la aceleración efectiva máxima A_0 , son afectados por valores generalizados, se utiliza la norma NCh2369.Of2003, para obtener los valores adecuados según el tipo de estructura. Estos valores serán utilizados para las solicitaciones sísmicas según los ejes X y Z; para las solicitaciones en el eje Y, se utiliza el valor de A_0 mencionado en la tabla N° 4.4, afectado por un factor obtenido en el párrafo 4.3.1.2.

4.3.1 Análisis sísmico.

4.3.1.1 Disposiciones generales.

Dirección de la solicitud sísmica.

Las estructuras deben ser analizadas, como mínimo, para las acciones sísmicas en dos direcciones horizontales aproximadamente perpendiculares.

El efecto de las aceleraciones sísmicas verticales se debe considerar en los casos siguientes:

- a) Barras de suspensión de equipos colgantes y sus elementos soportantes y vigas de acero de construcción soldada, laminada o plegada, con o sin losa colaborante, ubicadas en zona sísmica 3, en las que las cargas permanentes representan más del 75% de la carga total.
- b) Estructuras y elementos de hormigón pre comprimido (pretensado y postensado).
- c) Fundaciones y elementos de anclaje y apoyo de estructuras y equipos.

- d) Cualquier otra estructura o elemento en que la variación de la acción sísmica vertical afecte en forma significativa su dimensionamiento, como por ejemplo, las estructuras o elementos en voladizo.
- e) Estructuras con aislación sísmica sensitivas a los efectos verticales.

4.3.1.2 Acción sísmica vertical.

La acción sísmica vertical se puede considerar en forma estática, en la forma que se indica a continuación:

- a) Para los casos indicados en 4.3.1.1 a) y b) se debe aplicar un coeficiente sísmico vertical parejo, sobre todos los elementos, igual a A_0 / g . De este modo la fuerza sísmica vertical debe ser: $F_v = \pm(A_0 / g)IP$, en que P es la suma de las cargas permanentes y sobrecargas.
- b) Para los casos contemplados en 4.3.1.1 c) y d), el coeficiente sísmico debe ser $2A_0 / 3g$.
- c) Para los casos contemplados en 4.3.1.1 e), se debe proceder de acuerdo al punto 5.9 de la NCh2369.Of2003.

Según las características y condiciones de la estructura, el coeficiente para la aceleración sísmica es $2A_0 / 3g$.

Donde $A_0 = 0,4g$ (Ver tabla N° 4.4), por lo tanto el valor del coeficiente de aceleración sísmica vertical corresponde a 0,27.

Cálculo:

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{A_0}{g} = \frac{2}{3} \cdot \frac{0,4 \cdot g}{g} = 0,27$$

4.3.1.3 Acción sísmica Horizontal.

Tabla N° 4.4 Valor de la aceleración efectiva máxima A_0 .

Zona sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Tabla N° 4.5 Razones de amortiguamiento.

Sistema resistente	ξ
Marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostramiento.	0,03

Para mayor información ver anexo D, pág. 39.

Tabla N° 4.6 Valores máximos del factor de modificación de la respuesta.

Sistema resistente	R
Estructuras sísmicas isostáticas.	3

Para mayor información ver anexo D, pág. 40.

Con los valores obtenidos para los factores ξ y R, se ingresa en la tabla N° 4.7 y se selecciona el valor del coeficiente sísmico. Este valor reemplazara al valor obtenido en la tabla N° 4.4, para los ejes X y Z.

Tabla N° 4.7 Valores máximos del coeficiente sísmico.

R	$C_{m\acute{a}x}$		
	$\xi = 0,02$	$\xi = 0,03$	$\xi = 0,05$
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18

NOTA- Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,50, respectivamente.

CAPÍTULO V

Combinaciones de Carga

Las combinaciones de cargas deben calcularse mediante la NCh3171.Of2010, para diseño estructural.

5.1 Alcance y campo de aplicación.

Esta norma establece las disposiciones generales y las combinaciones de carga para el diseño de edificios y otras estructuras.

5.1.1 Las cargas y sus apropiadas combinaciones, las que han sido desarrolladas para ser usadas en conjunto, se establecen tanto para el diseño por resistencia como por tensiones admisibles.

5.1.2 Para las resistencias de diseño, se deben respetar las especificaciones de diseño para los materiales estructurales.

5.1.3 Los edificios y otras estructuras deben ser diseñados usando las combinaciones indicadas en cláusula 5.3, las que deben ser utilizadas para dimensionar los elementos de un material de construcción específico en toda la estructura.

5.2 Método de diseño por resistencia.

Se usará el método de diseño por resistencia última, puesto que el análisis y simulación se harán desde el punto de vista de la resistencia de la estructura.

Este método dice que los edificios y otras estructuras y todos sus componentes deben ser diseñados y construidos de tal manera que resistan las combinaciones de carga indicadas en 5.3.1 sin exceder la resistencia de diseño de los elementos estructurales.

5.3 combinaciones de carga.

Se deben utilizar las combinaciones que produzcan el efecto más desfavorable en el edificio, fundación, o el elemento estructural considerado. En algunos casos esto puede ocurrir cuando una o más cargas en la combinación no están presentes.

5.3.1 Factores de combinación de cargas mayoradas usando el diseño por resistencia.

5.3.1.1 Combinaciones básicas.

Las estructuras y los elementos componentes, deben ser diseñados de manera que su resistencia sea mayor o igual que el efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones siguientes:

<u>Cargas</u>	<u>Combinaciones de Cargas</u>
PP= Peso Propio.	1) C1= 1,2pp+1,6sc.
SC= Sobre Carga.	2) C2= 1,2pp+1,6sc+0,8vx.
Vx= Viento en X.	3) C3=1,2pp+1,6sc+0,8vz.
Vz= Viento en Z.	4) C4= 1,2pp+0,5sc+1,3vx.
Eqx= Sismo en X.	5) C5= 1,2pp+0,5sc+1,3vz.
Eqz= Sismo en Z.	6) C6= 1,2pp+0,5sc+eqx.
Eqy= Sismo en Y.	7) C7= 1,2pp+0,5sc+eqz.
	8) C8= 1,2pp+0,5sc+eqy
	9) C9= 0,9pp+1,3vx.
	10) C10= 0,9pp+1,3vz.
	11) C11= 0,9pp+eqx.
	12) C12= 0,9pp-eqx.
	13) C13= 0,9pp+eqz.
	14) C14= 0,9pp-eqz.

CAPÍTULO VI

6.1 Análisis de los resultados de la simulación.

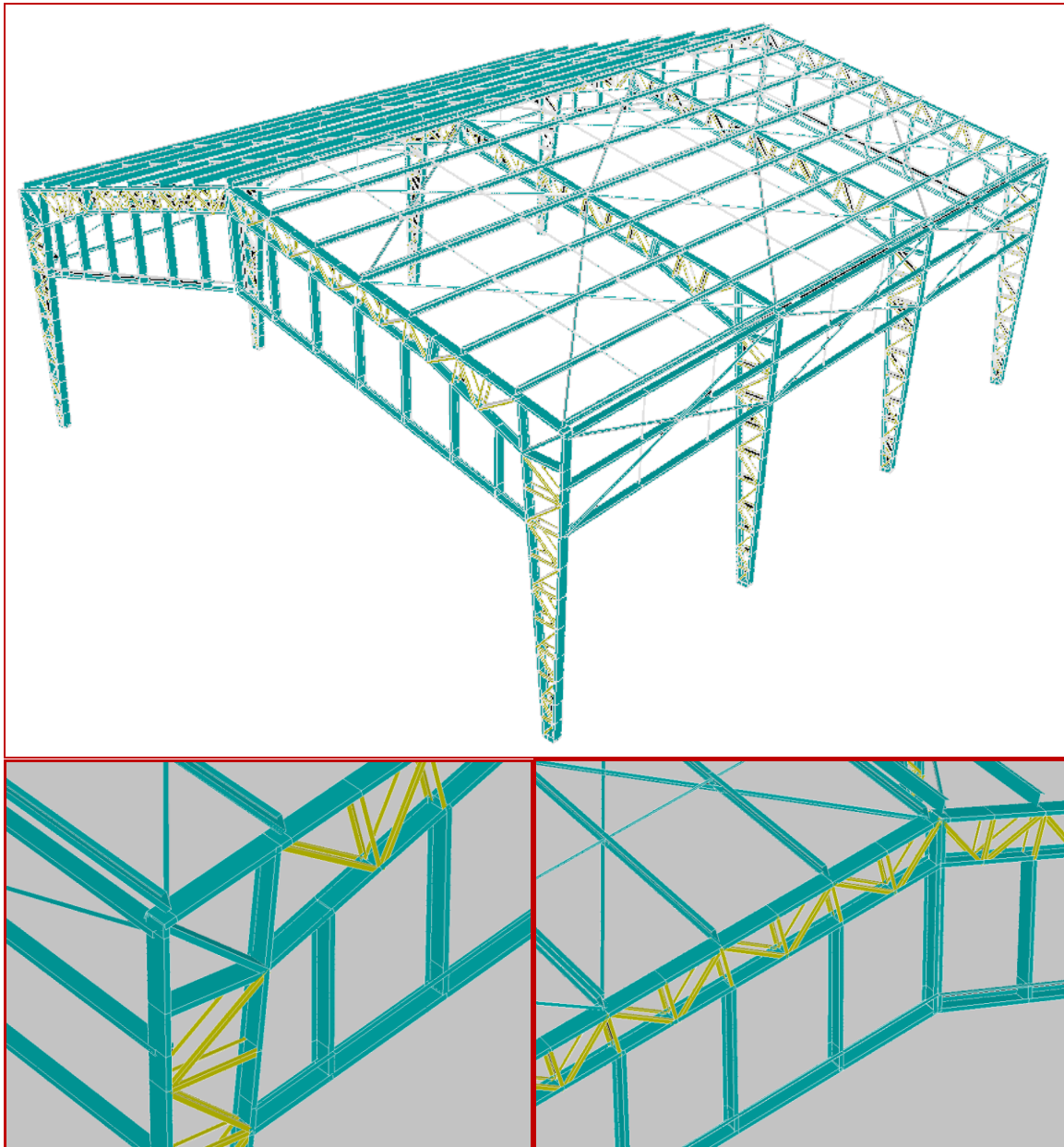


Figura N° 6.1 Esquema en tres dimensiones del galpón.

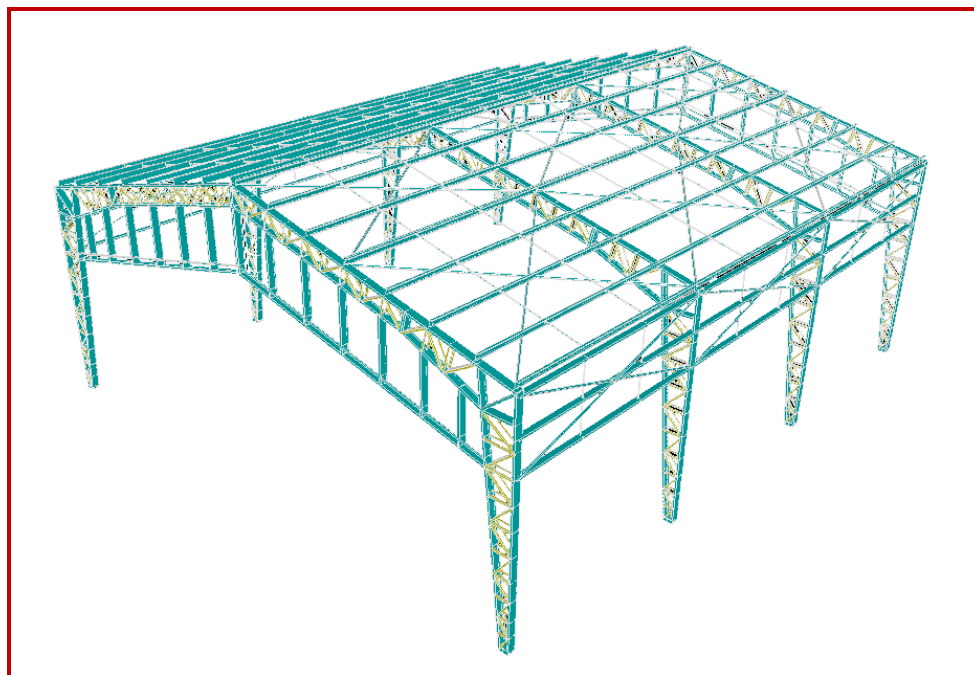


Figura N° 6.2 Esquema en tres dimensiones del galpón sometido al peso propio.

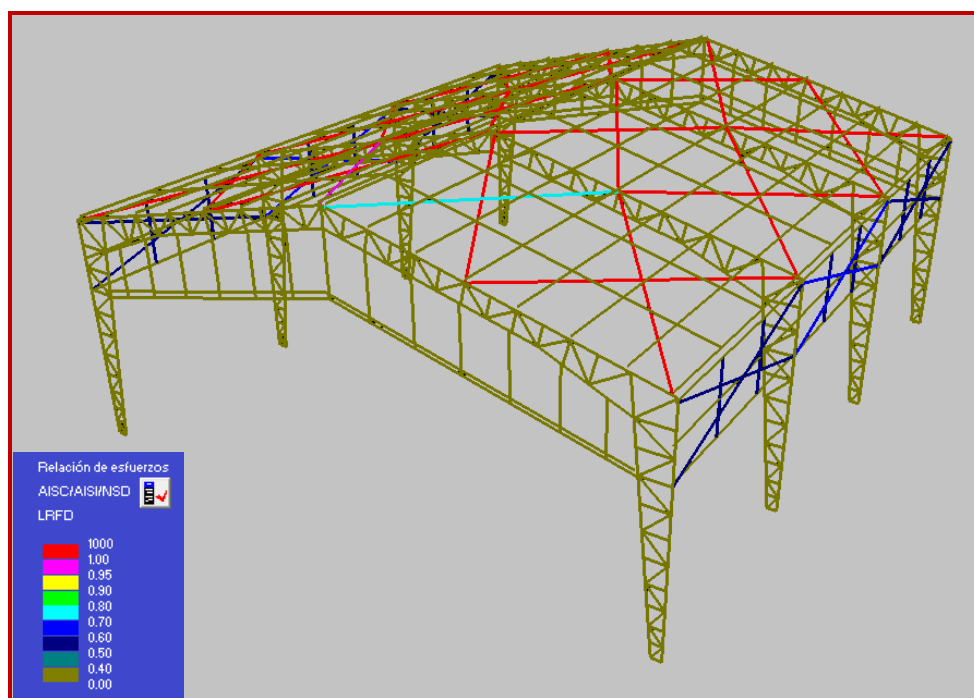


Figura N° 6.3 Esquema en tres dimensiones del galpón, mostrando la relación de esfuerzos debido al peso propio.

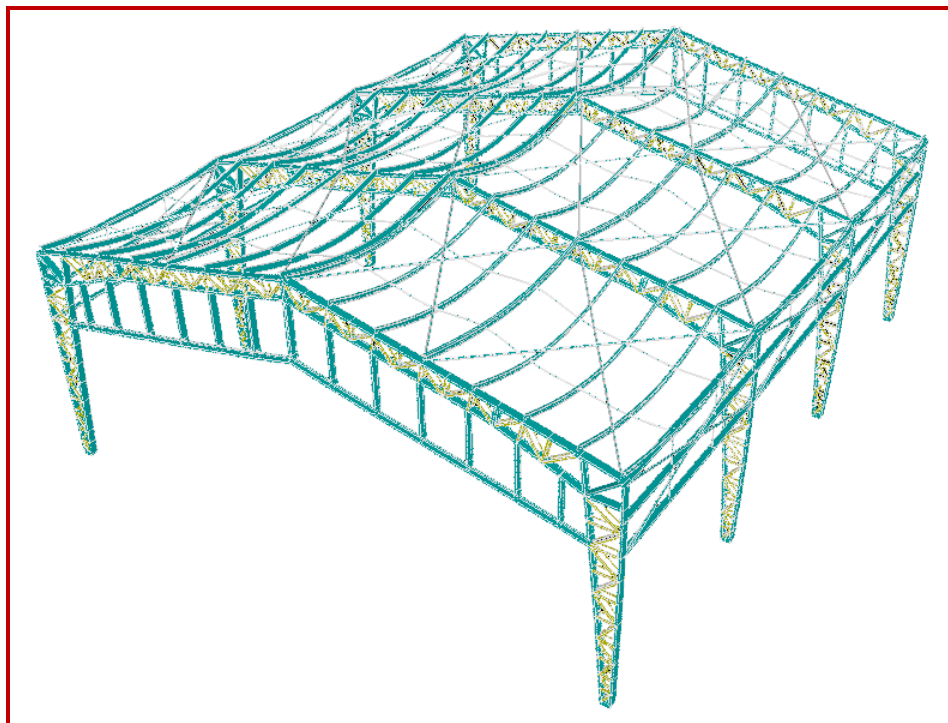


Figura N° 6.4 Esquema en tres dimensiones del galpón sometido a la sobrecarga de uso.

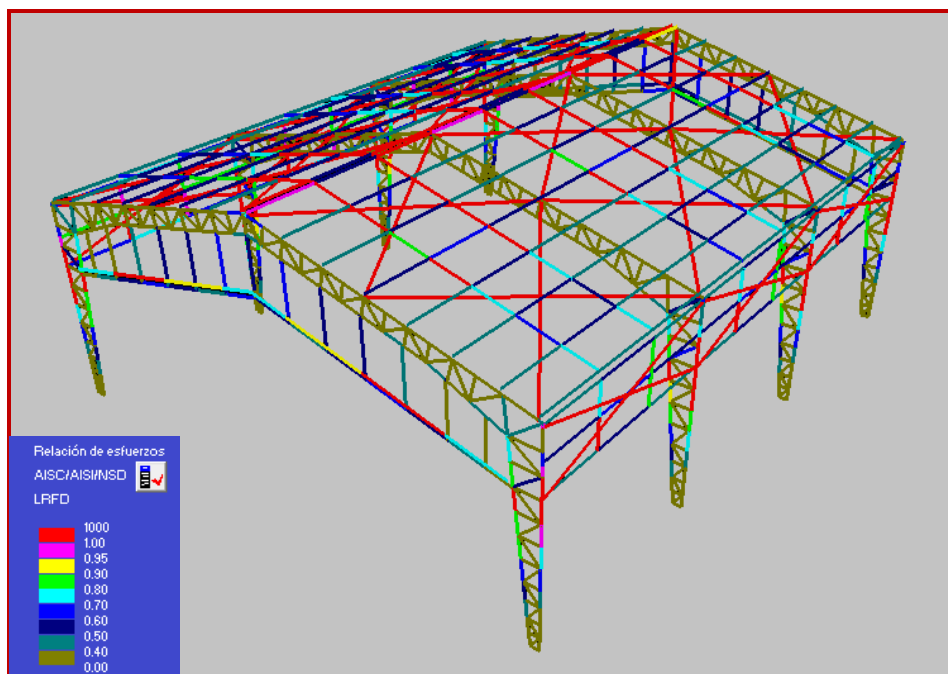


Figura N° 6.5 Esquema en tres dimensiones del galpón, mostrando la relación de esfuerzos debido a la sobrecarga.

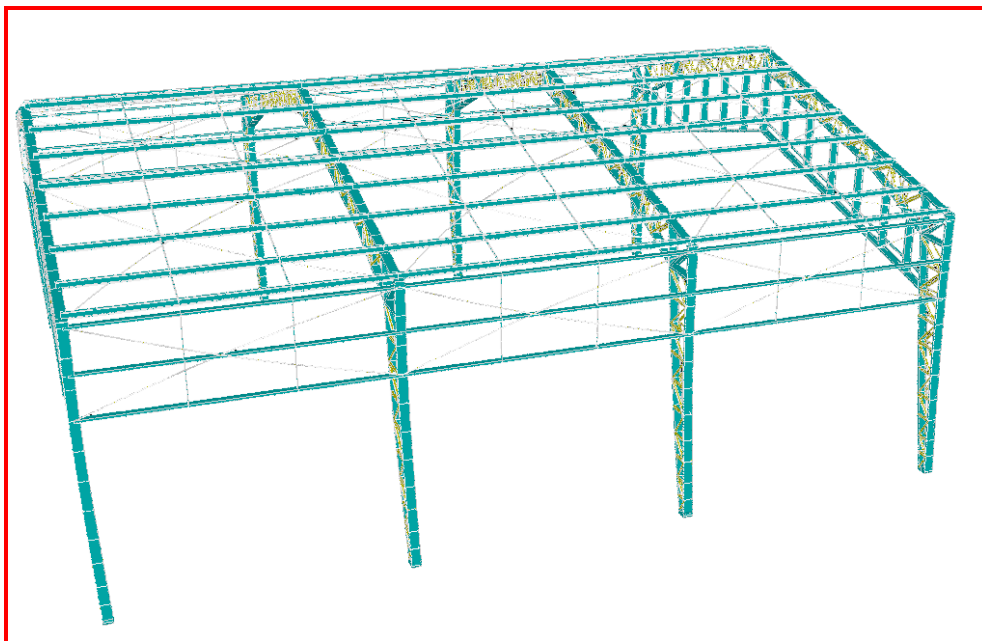


Figura Nº 6.6 Esquema en tres dimensiones del galpón sometido a la combinación C13 (0,9pp+eqz.).

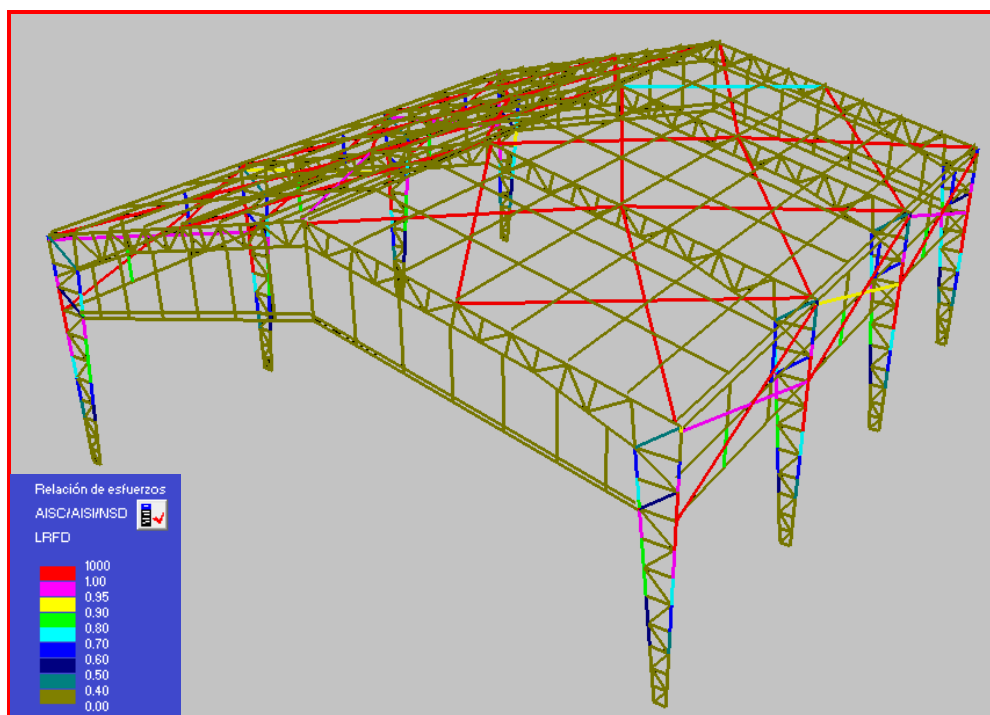


Figura Nº 6.7 Esquema en tres dimensiones del galpón, mostrando la relación de esfuerzos debido a la combinación C13.

El análisis entrega gran cantidad de datos relevantes para determinar la fiabilidad de la estructura. Las imágenes anteriormente mostradas detallan relaciones de “esfuerzo/ resistencia” para las combinaciones de carga especialmente desfavorables. Por ejemplo, si cierto miembro está en la relación “0,5”, esto quiere decir que estará trabajando al 50 % de su capacidad. Por otra parte, además, se muestran las deflexiones máximas de cada miembro en sus distintos ejes, como se detallará más adelante. Una de las cargas o combinaciones de cargas que generó mayor problema de resistencia fue un eventual sismo en Z, o viento en Z, puesto que en esta dirección es donde las columnas hacen trabajar su eje débil. Cabe destacar que las combinaciones mayormente perjudiciales tienen un carácter de carga eventual, es decir que no se mantiene en el tiempo, además la NCh433.Of2009, señala lo siguiente “Aunque el edificio presente daños, evite el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa”.

6.2 Deflexiones Máximas

- En costaneras

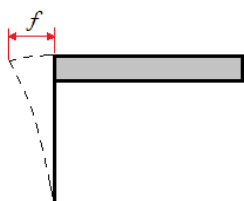
$$\frac{L}{240} ; \text{ Para cualquier combinación } \rightarrow \frac{600}{240} = 2,5(cm) \rightarrow 3,5 \text{ cm (Valor simulador).}$$

- En vigas

$$\frac{L}{200} ; \text{ Para cualquier combinación } \rightarrow \frac{830}{200} = 4,2(cm) \rightarrow 1,5 \text{ cm (Valor simulador).}$$

- En ejes debido a los sismos.

$$\frac{15}{1000} \cdot H = \frac{15}{1000} \cdot 8,2(m) = 12,3(cm) \rightarrow 11,9 \text{ cm (Valor simulador).}$$



Donde:

H= La altura total de la estructura.

f= Es la deflexión del edificio.

Conclusiones

Al modificar y analizar una estructura existente, se tuvieron que considerar criterios y normas de construcción, procurando que los cambios sean lo más discretos posible y manteniendo una armonía con el entorno.

Lo más significativo en este proyecto es la posibilidad de contar con un software que permite dibujar el armazón estructural, de manera fácil y rápida, con todos sus elementos, secciones, materiales y condiciones nodales; asimismo permitiendo simular condiciones de trabajo similares a la realidad, además de combinaciones de cargas, para determinar cuál de estas solicitaciones resulta ser más perjudicial. Según el análisis las partes de la estructura mayormente solicitadas son las hombreras, mientras que el sismo y el viento en la dirección "Z" provocan los mayores esfuerzos en las columnas. A continuación se citan los aportes de mayor relevancia para el proyecto.

- Se aumento el espesor de los perfiles de las columnas de 3 a 5 mm y se implementaron amarres en las costaneras disminuyendo las deformaciones lineales de estas y los esfuerzos en las columnas.
- El método de sujeción de la nave a la base permite un ahorro significativo en tiempo y dinero.
- Los elementos como soldaduras, pernos y perfiles interiores son capaces de resistir los esfuerzos aplicados.
- El uso de Auto CAD y RAM Advanse, significó un aporte fundamental al proyecto, permitiendo adquirir competencias en análisis estructural que ayudaron a complementar la formación profesional.
- Se aplicaron normas chilenas de construcción que avalan el cálculo de la estructura construida.
- El seminario permitió aplicar conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera.

El análisis realizado aclara un procedimiento típico de diseño, que amplía las competencias de un ingeniero mecánico, junto con entregar herramientas para el desarrollo e interacción con profesionales de otras áreas.

Bibliografía y Referencias

Normas:

- NCh432.Of71 Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.
- NCh1537.Of2009 Cargas Permanentes y sobrecargas de Uso.
- NCh433.Of2009 Diseño sísmico de edificios.
- NCh2369.Of2003 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.
- NCh3171.Of2010 Diseño estructural y combinaciones de carga.

Libros y apuntes:

- Máquinas Prontuario. Autor: N. Larburu.
- Diseño de estructuras de acero, Método LRFD. 2ª Edición, año 2006.
- Apuntes asignatura "Diseño de elementos de máquinas". (UBB)

Páginas Web:

- http://www.ahmsa.com/Acero/Complem/Manual_Construccion_2013.
- <http://fians.uat.edu.mx/catedraticos/jrolon/destructural/CAPITULO%20II.pdf>
- <http://espanol.wunderground.com/>
- <https://maps.google.cl/>
- https://www.hilti.cl/holcl/page/module/techlib/teli_results.jsf?lang=es&nodeId=-272440&selectedOid=-446598.
- <http://www.sodimac.cl/sodimac-cl/category/scat935160/>
- <http://www.cintac.cl/novedades/bienvenido-al-area-de-catalogos-y-manuales-tecnicos-de-los-productos-cintac/>.

CAPÍTULO VII

ANEXOS

Tabla Nº A.1 Cargas de uso uniformemente distribuidas para pisos y techos.

Tipo de edificio	Descripción de uso	Carga de uso L_o kPa	Carga concentrada Q_k kN
Lugares especiales de uso público	Corredores/lugares de uso público	5	-
	Balcones exteriores	5	-
	Aceras, accesos vehiculares y patios sujetos a maniobras de camiones	12 ^{d)}	36 ^{e)}
	Calzadas vehicular	^{f)}	^{f)}
	Sala de juegos, incluyendo bolos y billares o similares	4	-
	Pasarelas de mantenimiento	2	-
	Pasarelas y plataformas elevadas de uso público	4	-
	Escape de incendios	5	-
	Escaleras y vías de evacuación	5	-
	Parque de diversiones	5	-
	Salas para equipos computacionales	4	-
	Tribunales de justicia	5	1,35
	Parrilla de piso en sala de máquina ascensores (en área 2,6 m ²)	-	-
	Museos	5	-
	Areas para fiestas y bailes	5	-
	Comedores y restaurantes	5	-
	Escaleras de gato para acceso de mantención	2	1,35
	Cocina y lavandería	5	-
Estaciones de tren o metro	5	-	
Techos	Con acceso peatonal (uso privado)	2	-
	Con acceso peatonal (uso público)	5	-
	Con acceso sólo para mantención	1	-
<p>a) Para estacionamiento exclusivo de vehículos de pasajeros con altura de acceso menor o igual que 2,4 m.</p> <p>b) Adicionalmente, se debe verificar para las cargas concentradas siguientes:</p> <p>1) 13,5 kN actuando sobre un área de 11 cm x 11 cm, que corresponde a la superficie de apoyo de una gata.</p> <p>2) Para estructuras mecánicas de estacionamiento que no posean losas o decks y que se utilizan para almacenamiento de vehículos livianos de pasajeros únicamente, se debe considerar 10 kN por rueda.</p> <p>c) Pisos destinados a estacionamientos de buses, camiones y otros vehículos pesados, incluidas sus vías de circulación, deben ser diseñados con un método debidamente aprobado que considere el efecto real que producen sus cargas, pero no se debe considerar menos que 12 kN/m².</p> <p>d) Para algunos casos especiales, de debe investigar las cargas reales a las cuales se verán sometidos los pisos, pero no se deben considerar menores a la establecida en tabla.</p> <p>e) La carga concentrada de rueda, debe ser aplicada en un área de 11 cm x 11 cm, que corresponde a la superficie de apoyo de una gata.</p> <p>f) Se deben diseñar de acuerdo a las cargas establecidas por la Autoridad Competente.</p> <p>g) Verificar para cargas reales.</p>			

Anexo B. Factor de reducción de carga y cargas de uso reducidas.

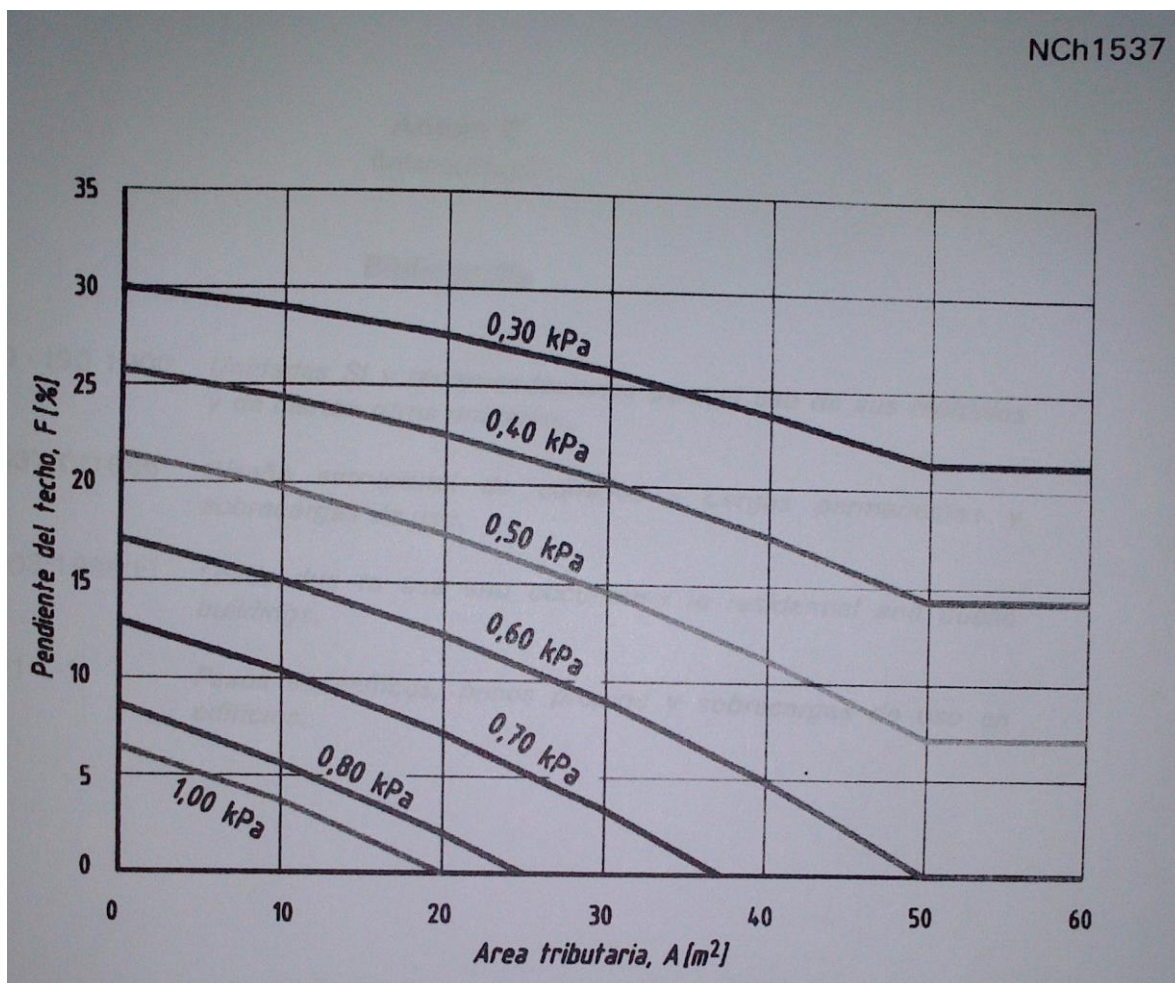


Figura N° B.1 Carga de uso reducida por pendiente y área tributaria.

Anexo C

Tabla Nº C.1 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla.

NCh433

4.3 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla

4.3.1 Para los efectos de la aplicación de esta norma los edificios y otras estructuras se clasifican en la forma siguiente:

Tabla 4.1 - Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las Categorías de Ocupación II, III y IV que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Instalaciones agrícolas. - Ciertas instalaciones provisorias. - Instalaciones menores de almacenaje. 	I
<p>Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación I, III y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación I, III y IV.</p>	II
<p>Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - bibliotecas; - museos. <p>Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; - estadios y graderías al aire libre para 2 000 o más personas; - escuelas, parvularios y recintos universitarios; - cárceles y lugares de detención; - locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m² por piso, o de altura mayor que 12 m; - centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total mayor que 3 000 m² sin considerar la superficie de estacionamientos. <p>Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Ocupación IV (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen cantidades suficientes de sustancias peligrosas para el público en caso que se liberen.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se demuestra satisfactoriamente ante la Autoridad Competente mediante una estimación del riesgo, según NCh3171, que la liberación de la sustancia peligrosa no presenta una amenaza para el público.</p>	III

(continúa)

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - cuarteles de policía; - centrales eléctricas y telefónicas; - correos y telégrafos; - radioemisoras; - canales de televisión; - plantas de agua potable y de bombeo. <p>Edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - hospitales; - postas de primeros auxilios; - cuarteles de bomberos; - garajes para vehículos de emergencia; - estaciones terminales; - refugios de emergencia; - estructuras auxiliares (incluyendo, pero no exclusivamente a, torres de comunicación, estanques de almacenamiento de combustible, estructuras de subestaciones eléctricas, estructuras de soporte de estanques de agua para incendios o para consumo doméstico o para otro material o equipo contra incendios) requeridas para la operación de estructuras con Categoría IV durante una emergencia. - torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, y hangares para aviones de emergencia. - edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas para la defensa nacional. <p>Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias peligrosas en cantidades superiores a las establecidas por la Autoridad Competente.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se puede demostrar satisfactoriamente a la Autoridad Competente mediante una estimación de riesgo, como se describe en NCh3171, que una fuga de estas sustancias no representa una amenaza para el público. No se permite esta clasificación reducida si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales o utilidad pública.</p>	<p style="text-align: center;">IV</p>

Anexo D

Tabla N° D.1 Razones de amortiguamiento.

Sistema resistente	ξ
Manto de acero soldado; chimeneas, silos, tolvas, tanques a presión, torres de proceso, cañerías, etc.	0,02
Manto de acero apernado o remachado	0,03
Marcos de acero soldados con o sin arriostamiento	0,02
Marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostamiento	0,03
Estructuras de hormigón armado y albañilería	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado puramente gravitacionales	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales	0,03
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones secas, dilatadas y no dilatadas:	
Con conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno	0,03
Con conexiones soldadas	0,02
Otras estructuras no incluidas o asimilables a las de esta lista	0,02
NOTAS	
1) En caso que se use un análisis con interacción suelo-estructura en que resulten valores de la razón de amortiguamiento del primer modo mayores que los indicados en esta tablas, el incremento de esta razón no podrá ser superior al 50% de los valores indicados. Los valores para los restantes modos deben ser los indicados en esta tabla.	
2) En caso de duda sobre la clasificación de un sistema resistente, debe aplicarse la disposición 4.7.	

Tabla N° D.2 Valores máximos del factor de modificación de la respuesta.

NCh2369

Sistema resistente	R
1. Estructuras diseñadas para permanecer elásticas	1
2. Otras estructuras no incluidas o asimilables a las de esta lista ¹⁾	2
3. Estructuras de acero	
3.1 Edificios y estructuras de marcos dúctiles de acero con elementos no estructurales dilatados	5
3.2 Edificios y estructuras de marcos dúctiles de acero con elementos no estructurales no dilatados e incorporados en el modelo estructural	3
3.3 Edificios y estructuras de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles	5
3.4 Edificios Industriales de un piso, con o sin puente grúa, y con arriostramiento continuo de techo	5
3.5 Edificios Industriales de un piso, sin puente-grúa, sin arriostramiento continuo de techo, que satisfacen 11.1.2	3
3.6 Naves de acero livianas que satisfacen las condiciones de 11.2.1	4
3.7 Estructuras de péndulo Invertido ²⁾	3
3.8 Estructuras sísmicas isostáticas	3
3.9 Estructuras de plancha o manto de acero, cuyo comportamiento sísmico está controlado por el fenómeno de pandeo local	3
4. Estructuras de hormigón armado	
4.1 Edificio de estructuras de marcos dúctiles de hormigón armado con elementos no estructurales dilatados	5
4.2 Edificios y estructuras de marcos dúctiles de hormigón armado con elementos no estructurales no dilatados e incorporados en el modelo estructural	3
4.3 Edificios y estructuras de hormigón armado, con muros de corte	5
4.4 Edificios Industriales de un piso, con o sin puente grúa, y con arriostramiento continuo de techo	5
4.5 Edificios Industriales de un piso, sin puente-grúa, sin arriostramiento continuo de techo, que satisfacen 11.1.2	3

(continúa)

Sistema resistente	R
4.6 Estructuras de péndulo invertido ²⁾	3
4.7 Estructuras sísmicas isostáticas	3
5. Estructuras de hormigón armado prefabricado	
5.1 Estructuras prefabricadas puramente gravitacionales	5
5.2 Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural	3
5.3 Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, dilatadas de los elementos no estructurales	5
5.4 Estructuras prefabricadas con uniones secas, dilatadas y no dilatadas, con: Conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno ³⁾ Conexiones soldadas ³⁾	4 4
5.5 Estructuras prefabricadas de péndulo invertido ²⁾ o con pilares en voladizo	3
5.6 Estructuras sísmicas isostáticas	3
6. Estructuras y edificios de albanilería	
6.1 Albanilería armada de bloques con llenado total de huecos	4
6.2 Albanilería armada de bloques sin llenado total de huecos, y albanilería armada de unidades cerámicas tipo rejilla	3
6.3 Albanilería confinada	4
7. Estanque, recipientes, chimeneas, silos y tolvas	
7.1 Chimeneas, silos y tolvas con mantos continuos hasta el suelo	3
7.2 Silos, tolvas, estanques apoyados sobre columnas, con o sin arriostramiento entre columnas	4
7.3 Estanques de acero de eje vertical con manto continuo hasta el suelo	4
7.4 Estanques de hormigón armado de eje vertical con manto continuo hasta el suelo	3
7.5 Estanques y ductos de materiales sintéticos compuestos (FRP, GFRP, HDPE y similares)	3
7.6 Recipientes horizontales apoyados sobre cunas con anclajes dúctiles	4

Anexo E.

Memoria de cálculos.

E.1 Cargas por efecto del viento.

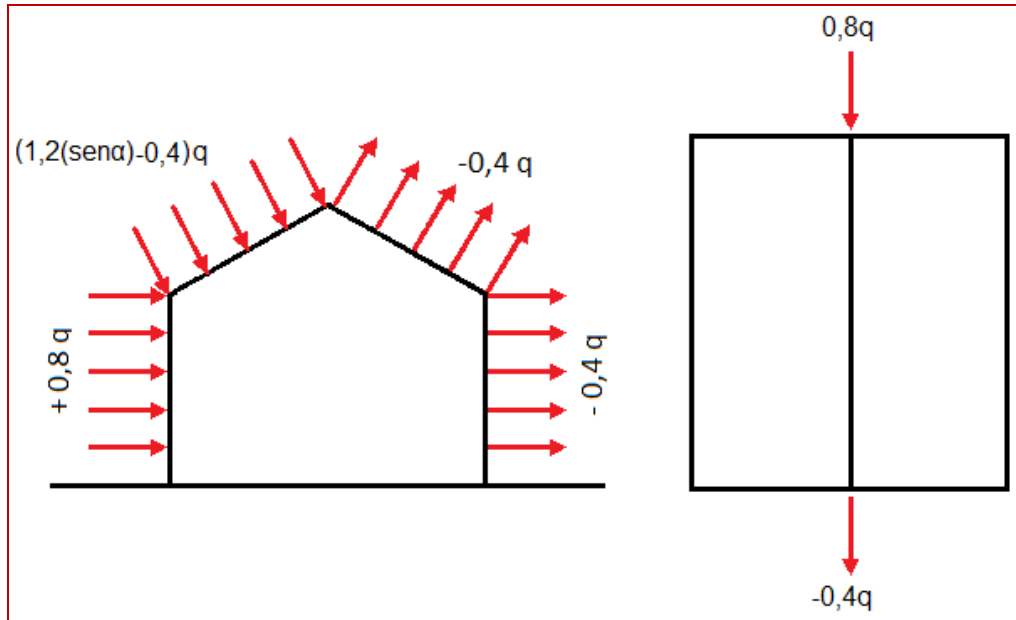


Figura N° E.1 Presión básica q por el factor de forma C .

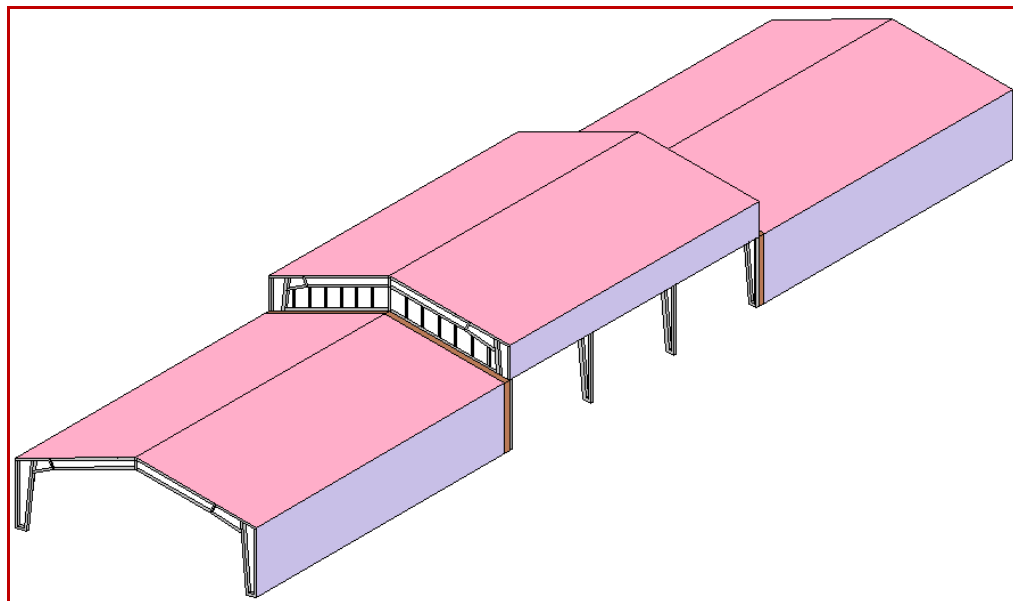


Figura N° E.2 Esquema con la ubicación del galpón pre diseñado entre las demás estructuras laterales.

E.1.1 Pared de Impacto directo.

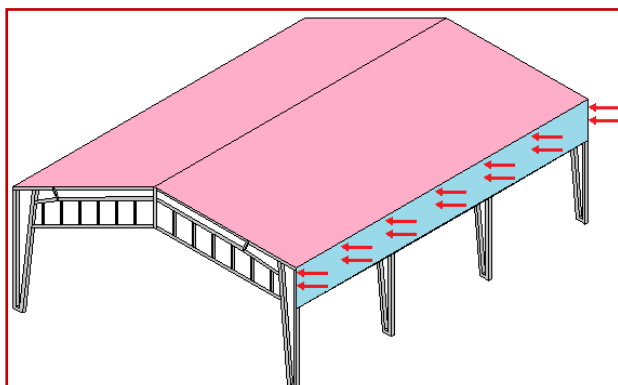


Figura N° E.3 Efecto del viento sobre la pared de impacto directo.

$$+0,8q = 0,8 \cdot 100 = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$A = 18,15 \cdot 2 = 36,3 (m^2)$$

$$P = \frac{F}{A} \Rightarrow F = P \cdot A = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 36,3 (m^2)$$

$$= 2904 (kg)$$

Sobre el área de impacto directo.

Estos valores son obtenidos para la pared completa, sin la apropiada distribución entre las costaneras del centro y las del costado, por lo tanto, a continuación se realiza dicha distribución, diferenciando entre las costaneras del centro y las de la orilla.

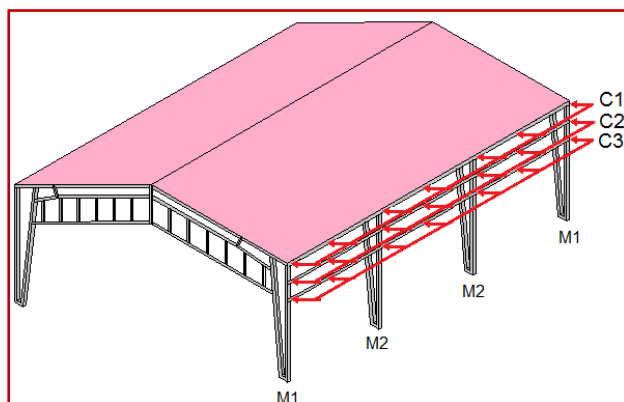


Figura N° E.4 Efecto del viento sobre las Costaneras de la pared de impacto directo.

- Costanera C1

$$A_{r1} = 0,5 \cdot 18,15 = 9,1 (m^2)$$

$$F_1 = P \cdot A_1 = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 9,1 (m^2) = 728 (kg)$$

- Costanera C2

$$A_{r2} = 1 \cdot 18,15 = 18,15 (m^2)$$

$$F_2 = P \cdot A_2 = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 18,15 (m^2) = 1452 (kg)$$

- Costanera C3

$$A_{r3} = 0,5 \cdot 18,15 = 9,1 (m^2)$$

$$F_3 = P \cdot A_3 = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 9,1 (m^2) = 728 (kg)$$

E.1.2 Pared de Impacto Indirecto.

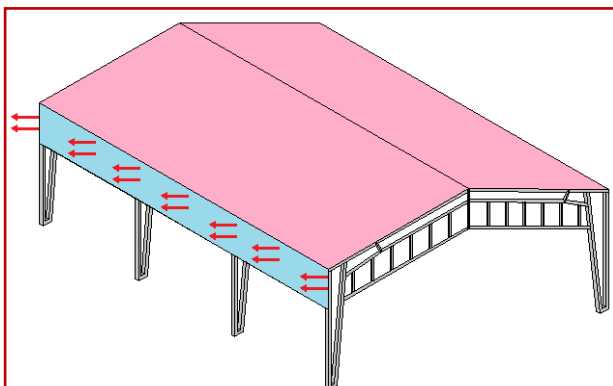


Figura N° E.5 Efecto del viento sobre la pared de impacto indirecto.

$$-0,4q = -0,4 \cdot 100 = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$A = 18,15 \cdot 2 = 36,3 (m^2)$$

$$P = \frac{F}{A} \Rightarrow F = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 36,3 (m^2) = -1452 (kg)$$

Sobre el área de impacto indirecto.

Estos valores son obtenidos para la pared completa, sin la apropiada distribución entre las costaneras del centro y las del costado, por lo tanto, a continuación se realiza dicha distribución, diferenciando entre las costaneras del centro y las de la orilla.

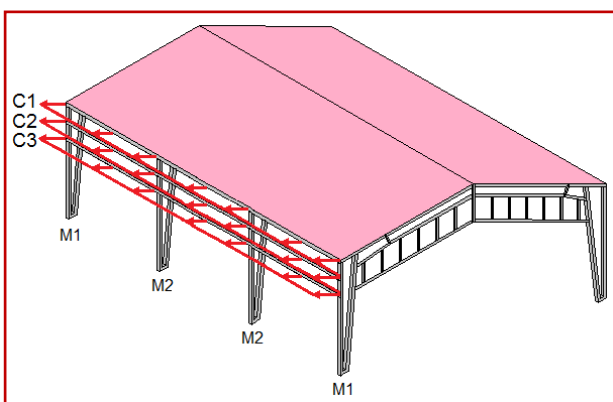


Figura N° E.6 Efecto del viento sobre las costaneras de la pared de impacto indirecto.

- Costanera C1

$$A_{T1} = 0,5 \cdot 18,15 = 9,1 (m^2)$$

$$F_1 = P \cdot A_1 = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 9,1 (m^2) = -364 (kg)$$

- Costanera C2

$$A_{T2} = 1 \cdot 18,15 = 18,15 (m^2)$$

$$F_2 = P \cdot A_2 = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 18,15 (m^2) = -726 (kg)$$

- Costanera C3

$$A_{T3} = 0,5 \cdot 18,15 = 9,1 (m^2)$$

$$F_3 = P \cdot A_3 = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 9,1 (m^2) = -364 (kg)$$

E.1.3 Barlovento.

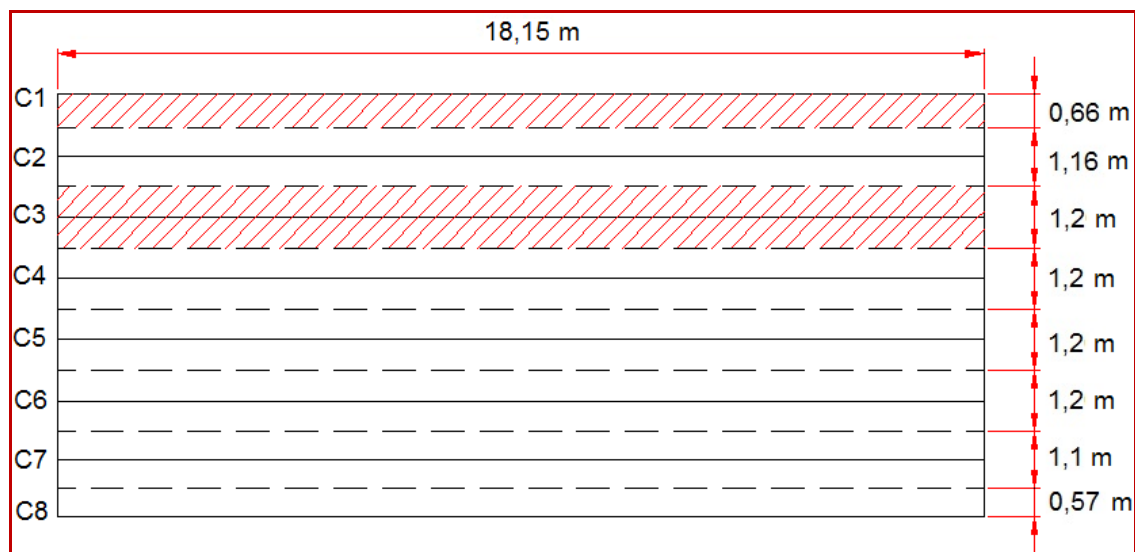


Figura N° E.7 División del área tributaria del lado del techo expuesto al barlovento.

$$(1,2(\text{sen}\alpha) - 0,4)q = (1,2(\text{sen}14) - 0,4) \cdot 100 = -11 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$A_r = 18,15 \cdot 8,3 \approx 151 (\text{m}^2)$$

$$P = \frac{F}{A} \Rightarrow F = P \cdot A = -11 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \cdot 151 (\text{m}^2) = -1661 (\text{kg})$$

Sobre el área de impacto directo.

Estos valores son obtenidos para el lado del techo expuesto al barlovento, sin la apropiada distribución entre las costaneras del centro y las del costado, por lo tanto, a continuación se realiza dicha distribución, diferenciando entre las costaneras del centro y las de la orilla.

- Fuerza actuando en cada costanera. (Ver figura N° E.11, pág. 53)

$$A_{T1} = 0,66 \cdot 18,15 = 11,97 \approx 12(m^2)$$

$$C1.- \quad F_1 = P \cdot A = -11 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 12(m^2) = -132(kg)$$

$$A_{T2} = 1,16 \cdot 18,15 = 21,1(m^2)$$

$$C2.- \quad F_2 = P \cdot A = -11 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,1(m^2) = -232(kg)$$

$$A_{T3} = 1,2 \cdot 18,15 = 21,8(m^2)$$

$$C3.- \quad F_3 = P \cdot A = -11 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,8(m^2) = -240(kg)$$

$$A_{T4} = 1,2 \cdot 18,15 = 21,8(m^2)$$

$$C4.- \quad F_4 = P \cdot A = -11 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,8(m^2) = -240(kg)$$

$$A_{T5} = 1,2 \cdot 18,15 = 21,8(m^2)$$

$$C5.- \quad F_5 = P \cdot A = -11 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,8(m^2) = -240(kg)$$

$$A_{T6} = 1,2 \cdot 18,15 = 21,8(m^2)$$

$$C6.- \quad F_6 = P \cdot A = -11 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,8(m^2) = -240(kg)$$

$$A_{T7} = 1,1 \cdot 18,15 = 20(m^2)$$

$$C7.- \quad F_7 = P \cdot A = -11 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 20(m^2) = -220(kg)$$

$$A_{T8} = 0,57 \cdot 18,15 = 10,5(m^2)$$

$$C8.- \quad F_8 = P \cdot A = -11 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 10,5(m^2) = -115(kg)$$

E.1.4 Sotavento.

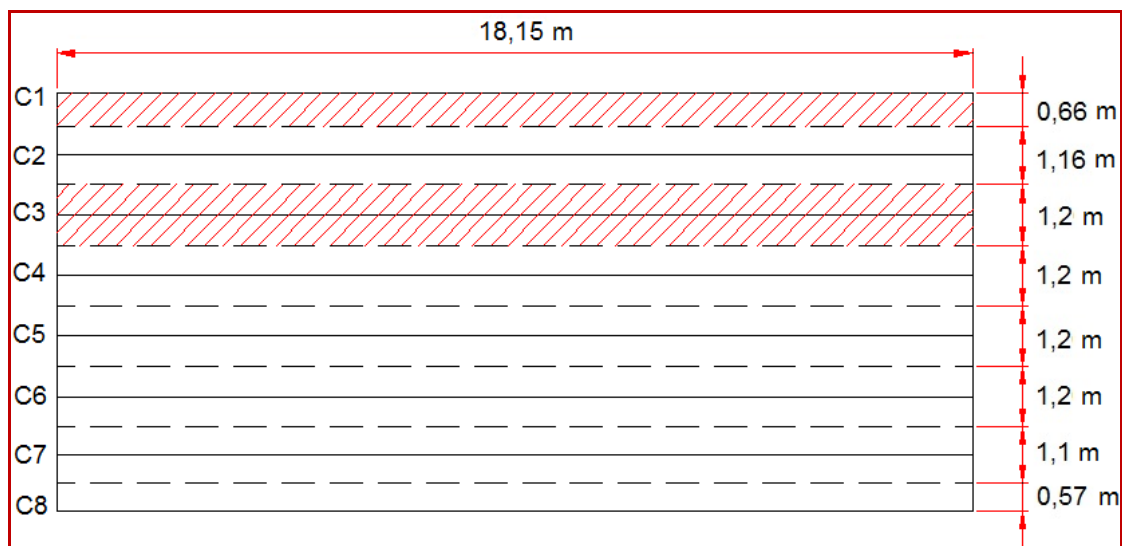


Figura N° E.8 División del área tributaria del lado del techo expuesto al Sotavento.

$$-0,4q = -0,4 \cdot 100 = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$A_r = 18,15 \cdot 8,3 \approx 151 (m^2)$$

$$P = \frac{F}{A} \Rightarrow F = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 151 (m^2) = -6040 (kg)$$

Sobre el área de impacto indirecto.

Estos valores son obtenidos para el lado del techo expuesto al sotavento, sin la apropiada distribución entre las costaneras del centro y las del costado, por lo tanto, a continuación se realiza dicha distribución, diferenciando entre las costaneras del centro y las de la orilla.

- Fuerza actuando en cada costanera. (Ver figura N° E.11, pág. 53)

$$A_{T1} = 0,66 \cdot 18,15 = 11,97 \approx 12(m^2)$$

$$\text{C1.- } F_1 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 12(m^2) = -480(kg)$$

$$A_{T2} = 1,16 \cdot 18,15 = 21,1(m^2)$$

$$\text{C2.- } F_2 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,1(m^2) = -844(kg)$$

$$A_{T3} = 1,2 \cdot 18,15 = 21,8(m^2)$$

$$\text{C3.- } F_3 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,8(m^2) = -872(kg)$$

$$A_{T4} = 1,2 \cdot 18,15 = 21,8(m^2)$$

$$\text{C4.- } F_4 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,8(m^2) = -872(kg)$$

$$A_{T5} = 1,2 \cdot 18,15 = 21,8(m^2)$$

$$\text{C5.- } F_5 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,8(m^2) = -872(kg)$$

$$A_{T6} = 1,2 \cdot 18,15 = 21,8(m^2)$$

$$\text{C6.- } F_6 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 21,8(m^2) = -872(kg)$$

$$A_{T7} = 1,1 \cdot 18,15 = 20(m^2)$$

$$\text{C7.- } F_7 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 20(m^2) = -800(kg)$$

$$A_{T8} = 0,57 \cdot 18,15 = 10,5(m^2)$$

$$\text{C8.- } F_8 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 10,5(m^2) = -420(kg)$$

E.1.5 Parte Posterior.

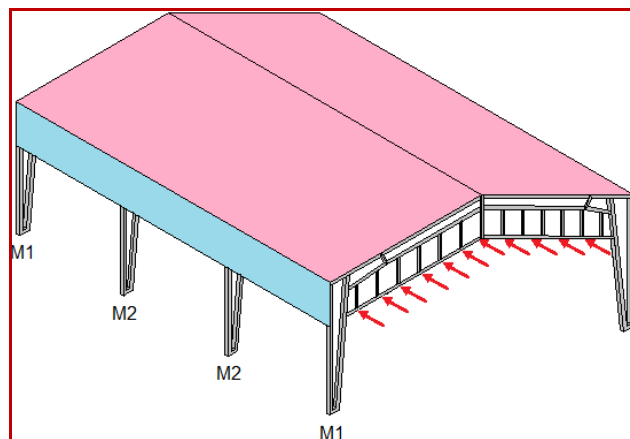


Figura N° E.9 Efecto del viento sobre el lado posterior del galpón.

$$+0,8q = 0,8 \cdot 100 = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

- Fuerza actuando en cada apoyo.

AP1.

$$A_{T1} = 1 \cdot 2,1 = 2,1 (m^2)$$

$$F_1 = P \cdot A = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,1 (m^2) = 168 (kg)$$

AP2.

$$A_{T2} = 1,075 \cdot 2,1 = 2,3 (m^2)$$

$$F_2 = P \cdot A = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,3 (m^2) = 184 (kg)$$

AP3.

$$A_{T3} = 1,150 \cdot 2,1 = 2,4 (m^2)$$

$$F_3 = P \cdot A = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,4 (m^2) = 192 (kg)$$

AP4.

$$A_{T4} = 1,150 \cdot 2,1 = 2,4 (m^2)$$

$$F_4 = P \cdot A = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,4 (m^2) = 192 (kg)$$

AP5.

$$A_{T5} = 1,150 \cdot 2,1 = 2,4 (m^2)$$

$$F_5 = P \cdot A = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,4 (m^2) = 192 (kg)$$

AP6.

$$A_{T6} = 1,075 \cdot 2,1 = 2,3 (m^2)$$

$$F_6 = P \cdot A = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,3 (m^2) = 184 (kg)$$

AP7.

$$A_{T7} = 1 \cdot 2,1 = 2,1 (m^2)$$

$$F_7 = P \cdot A = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,1 (m^2) = 168 (kg)$$

AP8.

$$A_{T8} = 0,9 \cdot 2,1 = 1,9 (m^2)$$

$$F_8 = P \cdot A = 80 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 1,9 (m^2) = 152 (kg)$$

E.1.6 Parte Frontal.

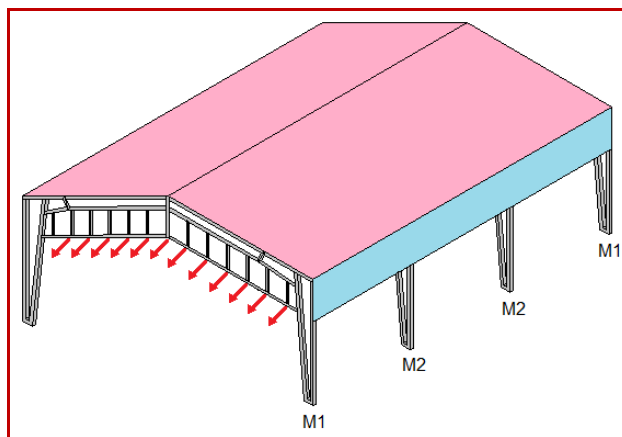


Figura N° E.10 Efecto del viento sobre el lado frontal del galpón.

$$-0,4q = -0,4 \cdot 100 = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

- Fuerza actuando en cada apoyo.

AP1.

$$A_{T1} = 1 \cdot 2,1 = 2,1 (m^2)$$

$$F_1 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,1 (m^2) = -84 (kg)$$

AP2.

$$A_{T2} = 1,075 \cdot 2,1 = 2,3 (m^2)$$

$$F_2 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,3 (m^2) = -92 (kg)$$

AP3.

$$A_{T3} = 1,150 \cdot 2,1 = 2,4 (m^2)$$

$$F_3 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,4 (m^2) = -96 (kg)$$

AP4.

$$A_{T4} = 1,150 \cdot 2,1 = 2,4 (m^2)$$

$$F_4 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,4 (m^2) = -96 (kg)$$

AP5.

$$A_{T5} = 1,150 \cdot 2,1 = 2,4 (m^2)$$

$$F_5 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,4 (m^2) = -96 (kg)$$

AP6.

$$A_{T6} = 1,075 \cdot 2,1 = 2,3 (m^2)$$

$$F_6 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,3 (m^2) = -92 (kg)$$

AP7.

$$A_{T7} = 1 \cdot 2,1 = 2,1 (m^2)$$

$$F_7 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 2,1 (m^2) = -84 (kg)$$

AP8.

$$A_{T8} = 0,9 \cdot 2,1 = 1,9 (m^2)$$

$$F_8 = P \cdot A = -40 \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot 1,9 (m^2) = -76 (kg)$$

E.2 Reducción de cargas de uso para techos accesibles sólo para mantención.

$$1kPa = 1 \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 1000 \left(\frac{N}{m^2} \right) = 1000 \left(\frac{kg \cdot m}{s^2 \cdot m^2} \right)$$

$$L_0 = \frac{1000 \left(\frac{kg \cdot m}{s^2 \cdot m^2} \right)}{g} = \frac{1000 \left(\frac{kg \cdot m}{s^2 \cdot m^2} \right)}{10 \left(\frac{m}{s^2} \right)} = 100 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

Reducción por área tributaria A_r

$$R_1 = 1 - 0,008 \cdot A_r \quad \text{para } A_r < 50(m^2)$$

$$R_1 = 1 - 0,008 \cdot A_r$$

$$R_1 = 1 - 0,008 \cdot 49,8$$

$$R_1 = 0,6$$

Reducción por pendiente de techo F

$$R_2 = 1 - 0,0233 \cdot F \quad \text{para } F < 30\%$$

$$R_2 = 1 - 0,0233 \cdot F$$

$$R_2 = 1 - 0,0233 \cdot 25$$

$$R_2 = 0,42$$

Carga de uso de techo L_r , reducida por metro cuadrado (m^2) de proyección horizontal.

$$L_r = 0,3 \cdot L_0 \quad \text{Si} \quad R_1 \cdot R_2 \leq 0,3$$

$$R_1 \cdot R_2 \leq 0,3$$

$$0,6 \cdot 0,42 \leq 0,3$$

$$0,25 \leq 0,3$$

$$L_r = 0,3L_0$$

$$L_r = 0,3 \cdot L_0$$

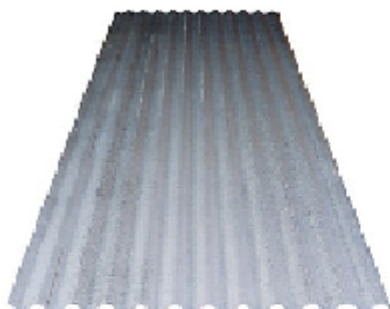
$$L_r = 0,3 \cdot 100 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$L_r = 30 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

E.3 Cálculo del peso de las planchas de Zinc.

CAP 0.4 x 851 x 3000 mm, Plancha Acanalada Onda Toledana Zincalum

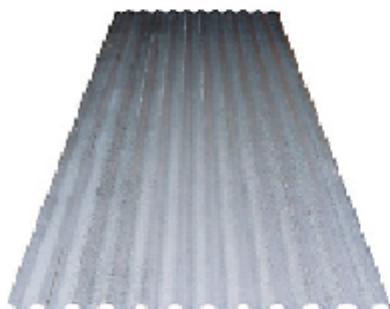
SKU: 24502-X



Atributos	Detalle
Espesor	0.40 mm
Características	Acanalada Onda Toledana
Ancho	851 mm
Largo	3000 mm
Peso	8.6 kg
Uso	Techumbres
Materiales	Lámina de acero revestida por una capa de aluminio
Origen	Chile

CAP 0.4 x 851 x 3660 mm, Plancha Acanalada Onda Toledana, Zincalum

SKU: 24503-8



Atributos	Detalle
Espesor	0.40 mm
Características	Acanalada Onda Toledana
Ancho	851 mm
Largo	3660 mm
Peso	10.55 kg
Uso	Techumbres
Materiales	Lámina de acero revestida por una capa de aluminio
Origen	Chile

CAP 0.4 x 851 x 2000 mm, Plancha Acanalada Onda Toledana Zincalum gris

SKU: 24500-3



Atributos	Detalle
Espesor	0.40 mm
Características	Acanalada Onda Toledana
Ancho	851 mm
Largo	2000 mm
Peso	5.7 kg
Uso	Techumbres
Materiales	Lámina de acero revestida por una capa de aluminio
Origen	Chile

Para el techo, se utilizan planchas de zinc acanalado de 3 m y 3,66 m de largo; para los costados y la parte frontal y posterior, se utilizan planchas de 2 m de largo.

Todas las planchas tienen 0,4 mm de espesor y 851 mm de ancho.

i) Cálculo del peso de las planchas sobre cada costanera del techo.

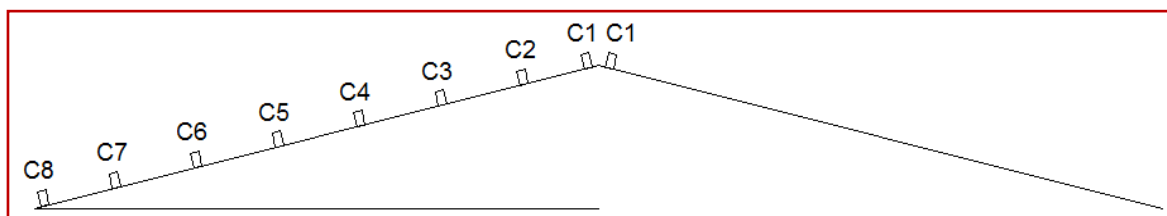


Figura N° E.11 Distribución de las costaneras del techo, para el cálculo del peso de las planchas de zinc.

- $C_1 = 2,8 \left(\frac{kg}{m} \right)$
- $C_2 = 4,6 \left(\frac{kg}{m} \right)$
- $C_3 = 8,5 \left(\frac{kg}{m} \right)$
- $C_4 = 5 \left(\frac{kg}{m} \right)$
- $C_5 = 7,2 \left(\frac{kg}{m} \right)$
- $C_6 = 5 \left(\frac{kg}{m} \right)$
- $C_7 = 4,6 \left(\frac{kg}{m} \right)$
- $C_8 = 2,6 \left(\frac{kg}{m} \right)$

ii) Cálculo del peso de las planchas en las costaneras laterales.

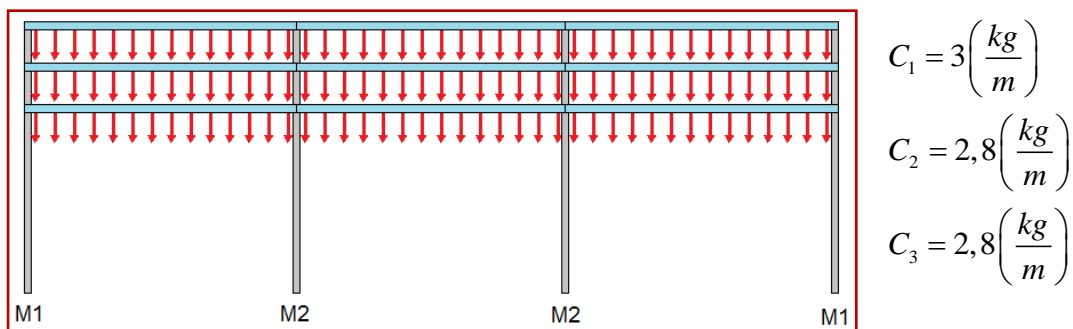


Figura N° E.12 Distribución del peso de las planchas de zinc sobre las costaneras del costado.

iii) Cálculo del peso de las planchas en los apoyos frontal y posterior.

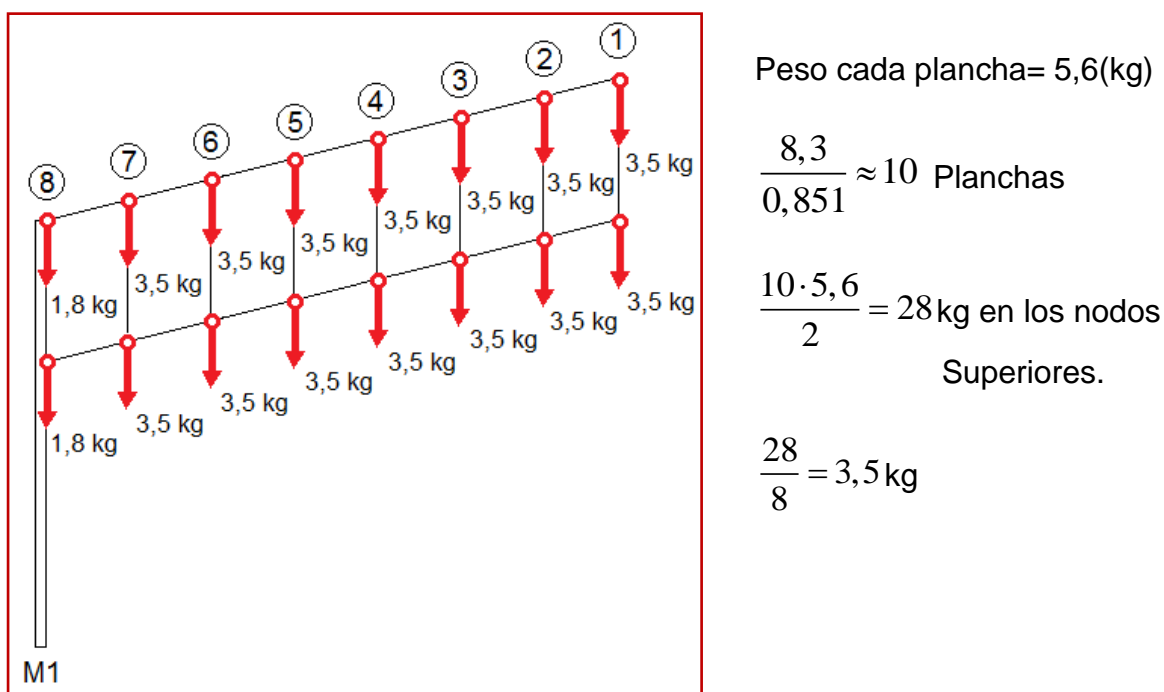


Figura N° E.13 Distribución del peso de las planchas de zinc sobre los apoyos de la parte frontal y posterior.

E.4 Cálculo de resistencia de elementos críticos.

E.4.1 Cálculo de soldadura en perfil compuesto.

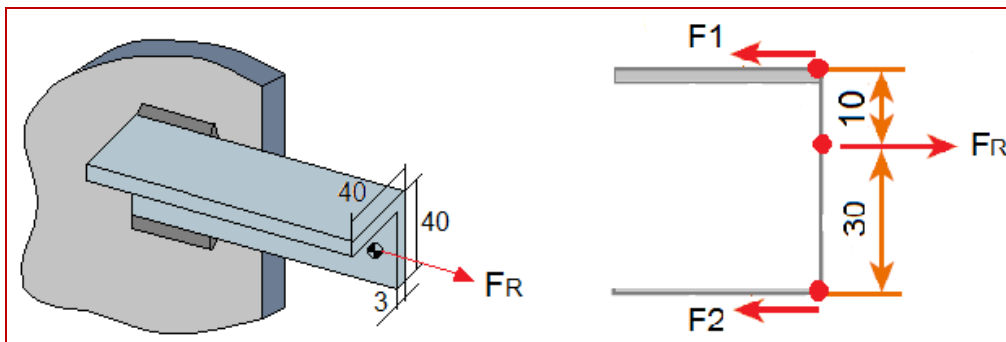


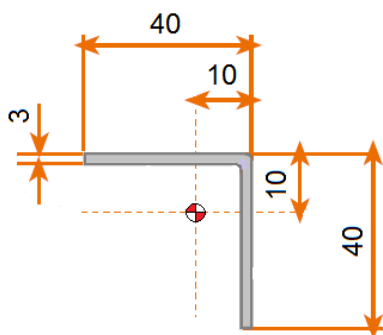
Figura N° E.14 Fuerza ejercida sobre la soldadura.

$$\sigma = 500 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$A_{perfil} = 2,25cm^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \rightarrow F = \sigma \cdot A = 500 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \cdot 2,25(cm^2) \cdot 2 = 2250(kg)$$

$$F_{m\acute{a}x} = \frac{2250}{2} = 1125(kg)$$

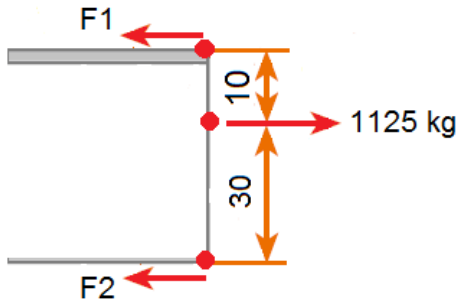


N°	Xi	Yi	li	Xi li	Yi li
1	20	40	40	800	1600
2	40	20	40	1600	800
			80	2400	2400

Figura N° E.15 Centroide del perfil L.

$$\bar{X} = \frac{\sum Xi \cdot li}{\sum li} = \frac{2400}{80} = 30mm$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum Yi \cdot li}{\sum li} = \frac{2400}{80} = 30mm$$



$$F_1 + F_2 = F$$

$$\Sigma M_1 = 0 \rightarrow -F_2 \cdot 40 + F \cdot 10 = 0$$

$$\therefore F_2 = \frac{F \cdot 10}{40} = \frac{1125 \cdot 10}{40} = 282(\text{kg})$$

$$\therefore F_1 = 843(\text{kg})$$

Acero A 42-27 ES.

$$\sigma_{Fluencia} = 3000 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\sigma_{Ruptura} = 4200 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

b

$$\sigma_{adm.} = \frac{\sigma_{fluencia.}}{2} = \frac{3000}{2} = 1500 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\tau_{Adm.} = \frac{\sigma_{adm.}}{2} = \frac{1500}{2} = 750 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

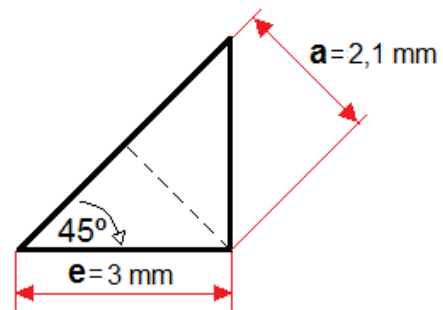
$$\tau = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\tau_{Adm}} \rightarrow a \cdot l = \frac{F}{\tau_{Adm}} \rightarrow l = \frac{F}{a \cdot \tau_{Adm}}$$

$$l_1 = \frac{F_1}{a \cdot \tau_{Adm}} = \frac{843(\text{kg})}{750 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 2,1(\text{mm})} \approx 54(\text{mm}) \approx 5,5(\text{cm})$$

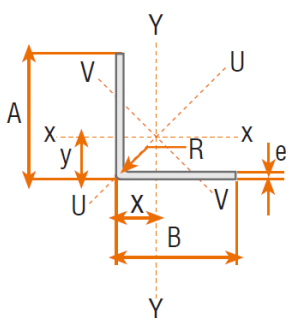
- El largo del cordón para la fuerza 1, debe ser 5,5 (cm).

$$l_2 = \frac{F_2}{a \cdot \tau_{Adm}} = \frac{282(\text{kg})}{750 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 2,1(\text{mm})} \approx 18(\text{mm}) \approx 2(\text{cm})$$

- El largo del cordón para la fuerza 2, debe ser 2 (cm).



E.4.2 Cálculo pandeo perfil compuesto (2L)



Esbeltez

$$\lambda = \frac{L \cdot K}{R_{\min.}}$$

Donde: λ = Coeficiente de esbeltez.

Tabla N° E.1 Radio de giro mínimo del perfil L.

Dimensiones nominales			Peso teórico	Área	Propiedades					
A	B	e			Ejes X-X e Y-Y			Eje U-U	Eje V-V	
mm	mm	mm	kgf/m	A	I	W	i	x-y	iuu	ivv
				cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
20	20	2	0,58	0,73	0,28	0,20	0,62	0,59	0,79	0,37
		3	0,83	1,05	0,38	0,28	0,60	0,64	0,78	0,35
25	25	2	0,73	0,93	0,56	0,32	0,78	0,72	0,99	0,47
		3	1,06	1,35	0,79	0,45	0,76	0,77	0,98	0,45
30	30	2	0,89	1,13	1,00	0,46	0,94	0,84	1,20	0,57
		3	1,30	1,65	1,41	0,67	0,92	0,89	1,18	0,55
		4	1,68	2,14	1,76	0,86	0,91	0,94	1,17	0,53
40	40	2	1,20	1,53	2,44	0,84	1,26	1,09	1,61	0,78
		3	1,77	2,25	3,50	1,22	1,25	1,14	1,59	0,76
		4	2,31	2,94	4,46	1,58	1,23	1,19	1,58	0,74
		5	2,82	3,59	5,31	1,92	1,22	1,24	1,56	0,71

Tabla N° E.2 Coeficiente ω de pandeo para el acero A 42.

COEFICIENTE ω DE PANDEO PARA EL ACERO A 42										
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03	1,04
30	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07
40	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,12	1,12
50	1,13	1,14	1,14	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21
60	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,29	1,30	1,31	1,33
70	1,34	1,36	1,37	1,39	1,40	1,42	1,44	1,46	1,47	1,49
80	1,51	1,53	1,55	1,57	1,60	1,62	1,64	1,66	1,69	1,71
90	1,74	1,76	1,79	1,81	1,84	1,86	1,89	1,92	1,95	1,98
100	2,01	2,03	2,06	2,09	2,13	2,16	2,19	2,22	2,25	2,29

$L = 105 \text{ cm}$; Donde $L =$ largo del perfil más solicitado.
 $K = 0,5$ para empotrado-empotrado. ; Donde $K =$ Factor de reducción del largo.
 Área perfil = $2,25 \text{ cm}^2$.

$$\lambda = \frac{L \cdot K}{R_{\min.}} = \frac{105 \cdot 0,5}{0,76} = 69 \quad ; \text{ De la tabla N}^\circ \text{ E.2 se obtiene } \omega = \text{coeficiente de pandeo}$$

$$\omega = 1,33.$$

$$\sigma_{\text{comp.real}} = -600 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad ; \text{ Donde } \sigma_{\text{comp.real}}, \text{ es el esfuerzo de compresión del perfil}$$

$$\text{más solicitado.}$$

$$F_{\text{comp.}} = 600 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 2,25(\text{cm}^2) \cdot 2 = 2700(\text{kg})$$

$$F_{\text{comp.cada.perf.}} = \frac{2700}{2} = 1350(\text{kg})$$

$$\sigma_{\text{comp.sobre.dimensionado}} = \frac{F \cdot \omega}{A} \leq \sigma_{\text{Adm.}} \quad ; \text{ Se sobredimensiona en un 33\% el esfuerzo de}$$

$$\text{compresión.}$$

$$\sigma_{\text{comp.sobre.dimensionado}} = \frac{1350 \cdot 1,33}{2,25} = 798 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \leq \sigma_{\text{Adm.}} = 1500 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$K = \frac{1500}{798} = 1,9 \quad ; \text{ Donde } K = \text{coeficiente de seguridad.}$$

E.4.3 Cálculo de los pernos de anclajes

- Tipo de perno

HVA Anclaje Químico



HAS-E Varilla Roscada



Anclaje Hilti.

- Grado del perno 5.8

$$5 \cdot 8 \Rightarrow F_y = 40 \left(\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \right) \quad ; \text{ Resistencia a la fluencia.}$$

$$5 \cdot 10 \Rightarrow F_r = 50 \left(\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \right) \quad ; \text{ Resistencia a la ruptura.}$$

Tracción



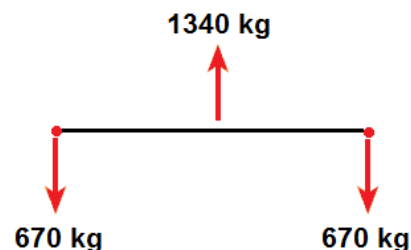
F. axial máx., a causa de la acción del viento en X.

$$F_{axial.} = 1340(kg) ; \text{ En tracción.}$$

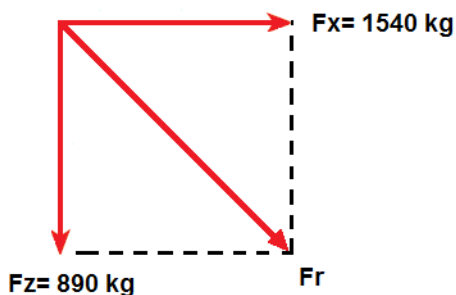
$$\sigma_{adm.} = 0,5 \cdot \sigma_f = 0,5 \cdot 40 \left(\frac{kg}{mm^2} \right) = 20 \left(\frac{kg}{mm^2} \right)$$

$$\sigma_{adm.} = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_{adm.}} \rightarrow \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{F}{\sigma_{adm.}}$$

$$d_{tracción} = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot \sigma_{adm.}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 670}{\pi \cdot 20}} = 6,53(mm) \approx 10(mm).$$

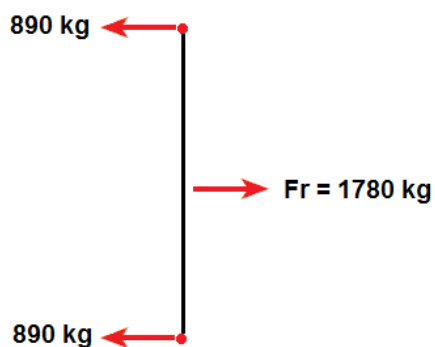


Corte



$$Fr = \sqrt{1540^2 + 890^2} = 1780(kg)$$

$$\tau = 0,4 \cdot \sigma_r$$



$$\tau = 0,4 \cdot \sigma_r = 0,4 \cdot 50 = 20 \left(\frac{kg}{mm^2} \right)$$

$$\tau = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\tau} \rightarrow \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{F}{\tau}$$

$$d = \sqrt{\frac{890 \cdot 4}{20 \cdot \pi}} = 7,5 \approx 10(mm)$$

Por seguridad se seleccionan pernos de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, equivalente a 20 (mm).

Se selecciona perno Hilti HAS ($\frac{3}{4}$ " = 19,1mm, con las especificaciones que se indican en la tabla N° E.3.

Tabla N° E.3 Especificaciones varilla HAS.

Tamaño Varilla HAS		pulg.	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$	1	$1\frac{1}{4}$
Detalles		(mm)	(9.5)	(12.7)	(15.9)	(19.1)	(22.2)	(25.4)	(31.8)
d_{bit} : Dia. nominal de broca. ^{1,2}		pulg.	$\frac{7}{16}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{7}{8}$	1	$1\frac{1}{8}$	(37 mm)
$h_{ef} = h_{nom}$: profund. estándar de emp. ³ = long. de la cápsula		pulg.	$3\frac{1}{2}$	$4\frac{1}{4}$	5	$6\frac{5}{8}$	$6\frac{5}{8}$	$8\frac{1}{4}$	12
		(mm)	(90)	(110)	(125)	(170)	(170)	(210)	(305)
t: Material Max. a fijar ⁴		pulg.	1	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4}$	2	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{2}$	$2\frac{3}{4}$
		(mm)	(25.4)	(38.1)	(44.5)	(50.8)	(57.2)	(63.5)	(69.9)
t_{max} : Torque Max. de apriete	Todas las varillas Hilti	ft-lb (Nm)	18 (24)	30 (41)	75 (102)	150 (203)	175 (237)	235 (319)	400 (540)
	$h_{ef} = h_{nom}$	pulg. (mm)	$5\frac{1}{2}$ (140)	$6\frac{1}{4}$ (160)	7 (180)	$8\frac{1}{2}$ (220)	$8\frac{1}{2}$ (220)	$10\frac{1}{2}$ (270)	15 (380)
h: Espesor Min. Material Base ⁵	$h_{ef} \neq h_{nom}$	pulg. (mm)	1.0 $h_{ef}+$ (51)	1.0 $h_{ef}+$ (51)	1.0 $h_{ef}+$ (51)	1.0 $h_{ef}+$ (51)	1.0 $h_{ef}+$ (51)	1.0 $h_{ef}+$ (57)	1.0 $h_{ef}+$ (76)
			2	2	2	2	2	$2\frac{1}{4}$	3
Rotomartillo Hilti Recomendado			TE-5, 15, 18M, 25	TE-18M, 25, 55, 76		TE-55, 76		TE-76	

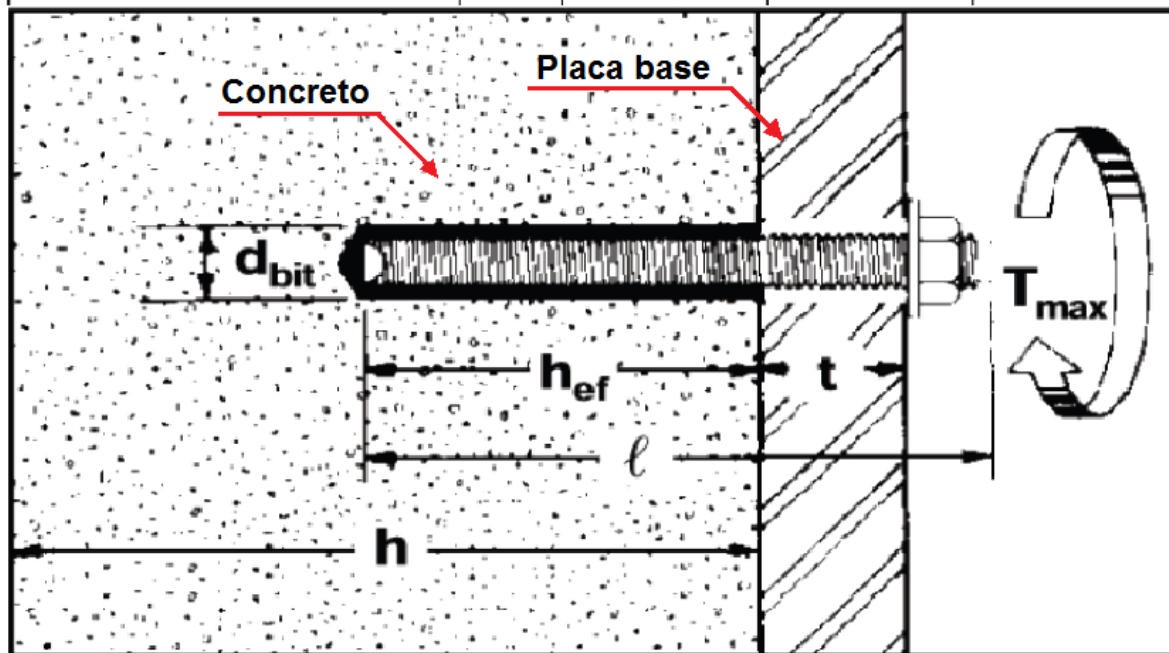


Tabla Nº E.4 Especificaciones sistema adhesivo HVA.

HILTI Sistemas de Anclajes
4.2.1 **Sistema Adhesivo HVA**

Valores de Cargas Permisibles / Ultimas para el Adhesivo con Varillas HAS en Concreto de Peso Normal ^{1,2}

Dia. Anclaje Pulg. (mm)	Prof. de Empotra. Pulg. (mm)	Cápsula(s) Adhesiva Requerida(s)	Capacidad de Adhesión Permisible HVU en Concreto				Capacidad de Adhesión Ultima HVU en Concreto			
			Tracción		Corte		Tracción		Corte	
			$f_c = 2000$ psi (13.8 MPa)	$f_c = 4000$ psi (27.6 MPa)	$f_c = 2000$ psi (13.8 MPa)	$f_c = 4000$ psi (20.7 MPa)	$f_c = 2000$ psi (13.8 MPa)	$f_c = 4000$ psi (27.6 MPa)	$f_c = 2000$ psi (13.8 MPa)	$f_c = 4000$ psi (27.6 MPa)
			lb (kN)	lb (kN)	lb (kN)	lb (kN)	lb (kN)	lb (kN)	lb (kN)	lb (kN)
3/8 (9.5)	3 1/2 (89)	1-3/8 x 3 1/2	2085 (9.3)	2595 (11.5)	2230 (9.9)	3155 (14.0)	8345 (37.1)	10380 (46.2)	6695 (29.8)	9465 (42.1)
	5 1/4 (133)	2-3/8 x 3 1/2	2325 (10.3)	4185 (18.6)	4445 (19.8)	6285 (28.0)	9295 (41.3)	16730 (74.4)	13340 (59.3)	18860 (83.9)
	7 (178)	2-3/8 x 3 1/2	4405 (19.6)	4895 (21.8)	7250 (32.3)	10255 (45.6)	17630 (78.4)	19590 (87.1)	21750 (96.8)	30760 (136.8)
1/2 (12.7)	4 1/4 (108)	1-1/2 x 4 1/4	3250 (14.5)	4735 (21.1)	3385 (15.1)	4785 (21.3)	12990 (57.8)	18940 (84.3)	10150 (45.2)	14355 (63.9)
	6 3/8 (162)	1-1/2 x 4 1/4 & 1-3/8 x 3 1/2	4890 (21.8)	5455 (24.3)	6740 (30.0)	9535 (42.4)	19565 (87.0)	21815 (97.0)	20225 (90.0)	28605 (127.2)
	8 1/2 (216)	2-1/2 x 4 1/4	6700 (29.8)	7545 (33.6)	11000 (48.9)	15550 (69.2)	26810 (119.3)	30190 (134.3)	32985 (146.7)	46645 (207.5)
5/8 (15.9)	5 (127)	1-5/8 x 5	3970 (17.7)	5245 (23.3)	4770 (21.2)	6745 (30.0)	15890 (70.7)	20970 (93.3)	14310 (63.7)	20235 (90.0)
	7 1/2 (184)	1-5/8 x 5 & 1-1/2 x 4 1/4	5770 (25.7)	10465 (46.6)	9505 (42.3)	13440 (59.8)	23080 (102.7)	41865 (186.2)	28510 (126.8)	40315 (179.3)
	10 (254)	2-5/8 x 5	11700 (52.0)	12835 (57.1)	15495 (68.9)	21915 (97.5)	46795 (208.2)	51340 (228.4)	46490 (206.8)	65745 (292.5)
3/4 (19.1)	6 5/8 (168)	1-3/4 x 6 5/8	6080 (27.0)	8615 (38.3)	8130 (36.2)	11500 (51.1)	24330 (108.2)	34470 (153.3)	24385 (108.5)	34485 (153.4)
	10 (254)	1-3/4 x 6 5/8 & 1-1/2 x 4 1/4	9110 (40.5)	14835 (66.0)	16370 (72.8)	23150 (103.0)	36445 (162.1)	59350 (264.0)	49105 (218.4)	69445 (308.9)
	13 1/4 (337)	2-3/4 x 6 5/8	15220 (67.7)	15310 (68.1)	26410 (117.5)	37350 (166.1)	60875 (270.8)	61230 (272.4)	79230 (352.4)	112045 (498.4)
7/8 (22.2)	6 5/8 (168)	1-7/8 x 6 5/8	7145 (31.8)	9130 (40.6)	8515 (37.9)	12040 (53.6)	28580 (127.1)	36525 (162.5)	25540 (113.6)	36120 (160.7)
	10 (254)	2-3/4 x 6 5/8	10475 (46.6)	18970 (84.4)	17145 (76.3)	24245 (107.8)	41905 (186.4)	75870 (337.5)	51430 (228.8)	72730 (323.5)
	13 1/4 (337)	2-7/8 x 6 5/8	16475 (73.3)	23055 (102.6)	27660 (123.0)	39115 (174.0)	65895 (293.1)	92220 (410.2)	82980 (369.1)	117350 (522.0)

F_c = Resistencia a la compresión del hormigón, equivalente en este caso a un H30.

Resistencia a la extracción de la resina

La máxima fuerza a la extracción que resiste la resina es de 8615 lb, aproximadamente 3910 kg, por cada perno.

Puesto que la máxima fuerza axial, a la que estará sometido cada perno es de 670 kg, esto da un factor de seguridad de $K = 5,8$.

E.4.4 Cálculo placa base

Tabla Nº E.5 Material utilizado para la base de la columna.

Materiales utilizados							
Material		E	ν	G	f_y	α_t	γ
Tipo	Designación	(kp/cm ²)		(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(m/m°C)	(t/m ³)
Acero conformado	ASTM A36	2100000.0	0.300	807692.3	2530.0	0.000012	7.850
Notación: <i>E</i> : Módulo de elasticidad <i>ν</i> : Módulo de Poisson <i>G</i> : Módulo de cortadura <i>f_y</i> : Límite elástico <i>α_t</i> : Coeficiente de dilatación <i>γ</i> : Peso específico							

Tabla Nº E.6 Descripción de la base de la columna.

Descripción									
Material		Barra	Pieza	Perfil(Serie)	Longitud	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.}	Lb _{Inf.}
Tipo	Designación	(Ni/Nf)	(Ni/Nf)		(m)			(m)	(m)
Acero conformado	ASTM A36	N1/N2	N1/N2	CC 200x250x5 (CC)	1.000	1.00	1.00	-	-
Notación: <i>Ni</i> : Nudo inicial <i>Nf</i> : Nudo final <i>β_{xy}</i> : Coeficiente de pandeo en el plano 'XY' <i>β_{xz}</i> : Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ' <i>Lb_{Sup.}</i> : Separación entre arriostramientos del ala superior <i>Lb_{Inf.}</i> : Separación entre arriostramientos del ala inferior									

Tabla Nº E.7 Material utilizado para la placa base.

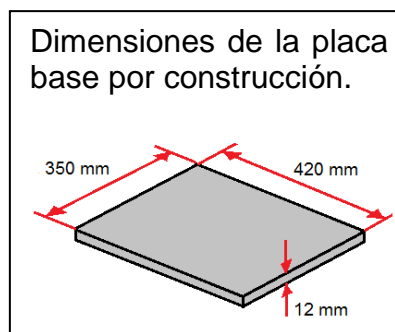
Pilares	Acero	Peso kp	Totales kp
N1	A42-27ES	1 x 15.39	15.39
Totales			15.39

El kilopondio o kilogramo-fuerza es igual a:

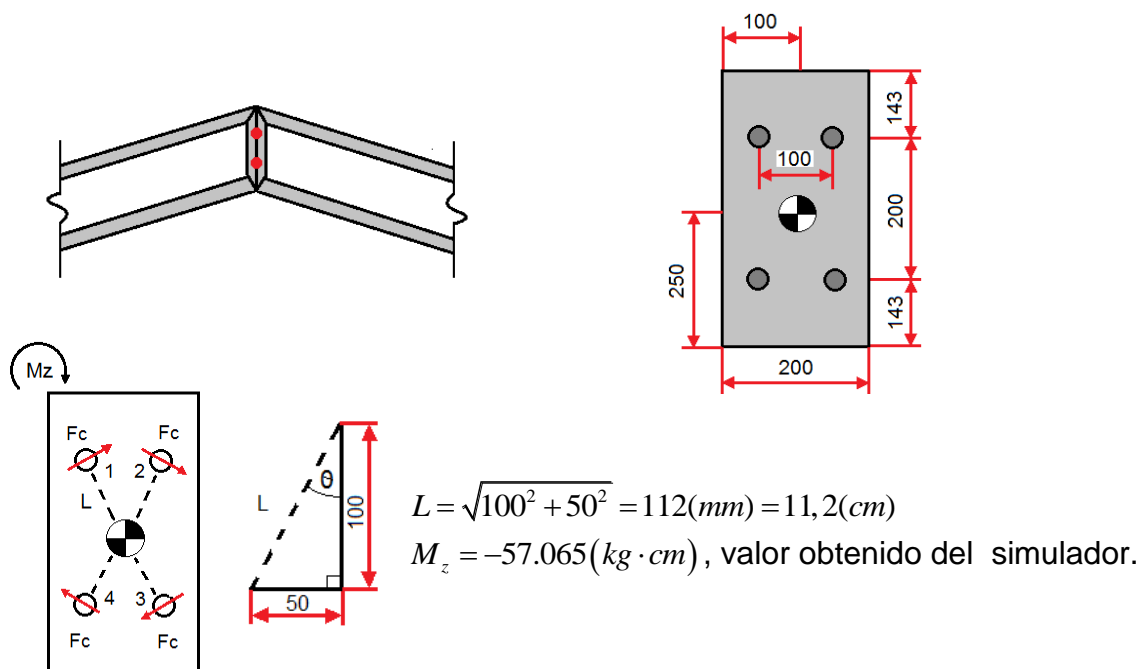
$$1 \text{ kp} = 1 \text{ kgf} = 9,80665 \text{ N}$$

Tabla Nº E.8 Descripción de la placa base.

Descripción		
Referencia	Placa base	Disposición
N1	Ancho X: 400 mm Ancho Y: 350 mm Espesor: 14 mm	Posición X: Centrada Posición Y: Centrada



E.4.5 Cálculo de los pernos de las hombreras del centro.



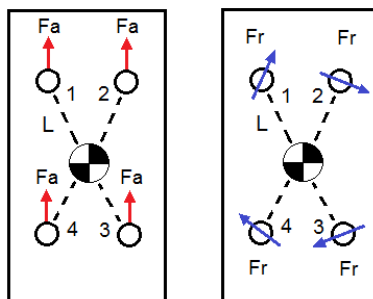
- F_c = Fuerzas cortantes perpendiculares a la recta radial desde el centro de gravedad.

$\therefore \frac{F_c}{11,2}$, y la Σ de todos los momentos = momento resultante.

$$\therefore 4F_c \cdot 11,2 = 57.065(\text{kg} \cdot \text{cm})$$

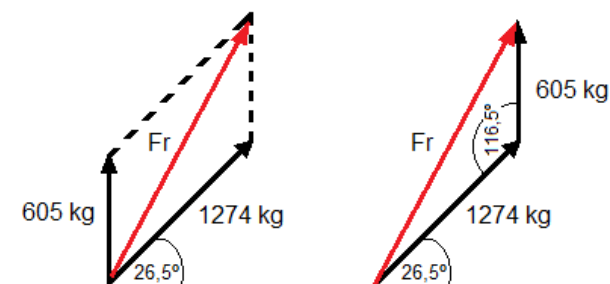
$$\therefore F_{c/\text{perno}} = \frac{57.065(\text{kg} \cdot \text{cm})}{4 \cdot 11,2(\text{cm})} = 1274(\text{kg}) \quad ; \text{ en cada perno debido al momento.}$$

- Debido a la fuerza axial $F_a = 605(\text{kg})$



Fuerza Resultante F_r

- Fuerza resultante para el perno 1 y 4.

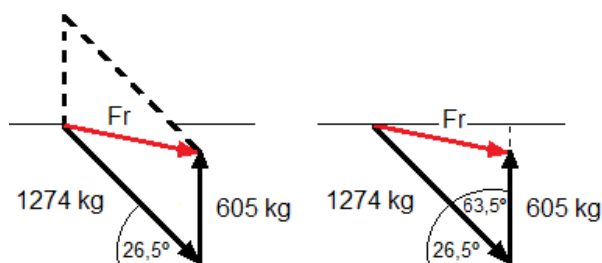


$$F_r^2 = F_c^2 + F_a^2 - 2 \cdot F_c \cdot F_a \cdot \cos(\gamma)$$

$$F_r^2 = 1274^2 + 605^2 - 2 \cdot 1274 \cdot 605 \cdot \cos(116,5)$$

$$F_r = 1636(\text{kg})$$

- Fuerza resultante para el perno 2 y 3.



$$F_r^2 = F_c^2 + F_a^2 - 2 \cdot F_c \cdot F_a \cdot \cos(\gamma)$$

$$F_r^2 = 1274^2 + 605^2 - 2 \cdot 1274 \cdot 605 \cdot \cos(63,5)$$

$$F_r = 1141(\text{kg})$$

- Pernos a utilizar clase 5.8. $\rightarrow \sigma_f = 4000 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$

$$\sigma_{Adm} = \frac{\sigma_f}{2} = 2000 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\tau_{adm} = \frac{\sigma_{Adm}}{2} = 1000 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

- Ømín. Perno $\rightarrow \tau_{adm} = \frac{F}{A}$ $F = 1636(\text{kg})$ y $\tau_{adm.} = 1000 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$

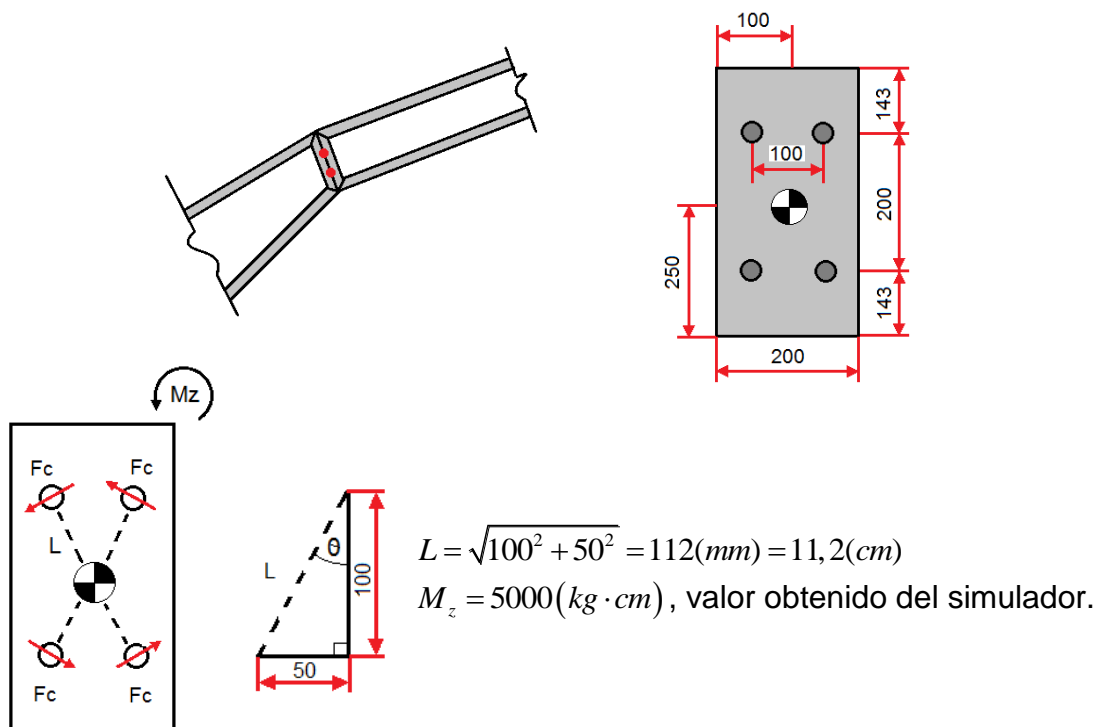
$$\therefore A = \frac{F}{\tau} \Rightarrow \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{F}{\tau} \Rightarrow d_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot \tau}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1636}{\pi \cdot 1000}} = 1,44(\text{cm})$$

∴ Se utilizarán pernos de 3/4" clase 5.8.

∴ La fuerza resistida por el perno al cizalle simple y apriete= 2200(kg)

$$\therefore \text{Factor de seguridad} = \frac{F_{Resistida}}{F} = \frac{2200}{1636} \approx 1,4$$

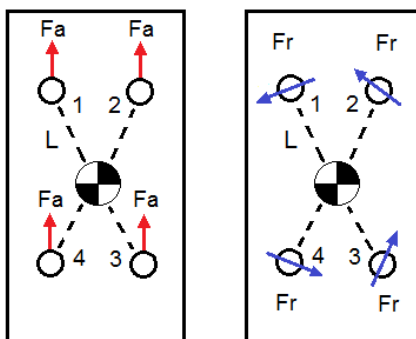
E.4.6 Cálculo de los pernos de las hombreras laterales.



$$\therefore 4F_c \cdot 11,2 = 5000(\text{kg} \cdot \text{cm})$$

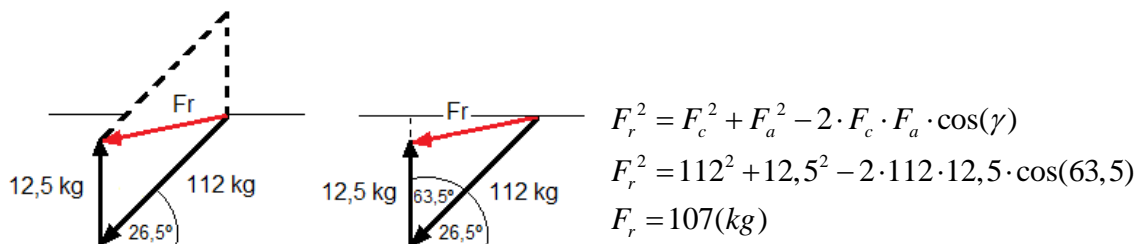
$$\therefore F_{c/\text{perno}} = \frac{5000(\text{kg} \cdot \text{cm})}{4 \cdot 11,2(\text{cm})} = 112(\text{kg}) \quad ; \text{ en cada perno debido al momento.}$$

- Debido a la fuerza axial $F_a = 12,5(\text{kg})$

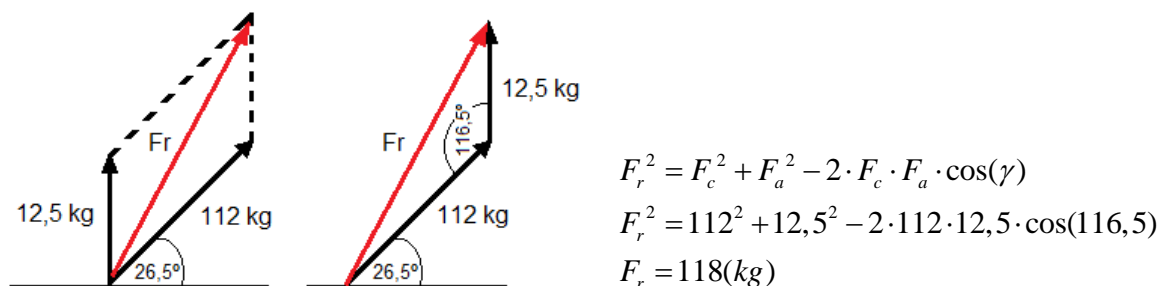


Fuerza Resultante F_r

- Fuerza resultante para el perno 1 y 4.



- Fuerza resultante para el perno 2 y 3.



- Pernos a utilizar clase 5.8. $\rightarrow \sigma_f = 4000 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$

$$\sigma_{Adm} = \frac{\sigma_f}{2} = 2000 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$\tau_{adm} = \frac{\sigma_{Adm}}{2} = 1000 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$\text{Ømín. Perno} \rightarrow \tau_{adm} = \frac{F}{A} \quad F = 118(kg) \text{ y } \tau_{adm.} = 1000 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$\therefore A = \frac{F}{\tau} \Rightarrow \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{F}{\tau} \Rightarrow d_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot \tau}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 118}{\pi \cdot 1000}} \approx 0,5(cm)$$

∴ Se utilizarán pernos de 1/2" clase 5.8.

∴ La fuerza resistida por el perno al cizalle simple y apriete= 1320(kg)

$$\therefore \text{Factor de seguridad} = \frac{F_{Resistida}}{F} = \frac{1320}{118} \approx 11$$

Anexo F.

Listado de materiales



RAM Advanse.

Archivo : C:\Users\Carlos\Desktop\GALP RAM 2.AVW

Unidades : Kg-m

Fecha : 23-07-2013 15:24:03

Lista de Materiales

Nota.- Listado sólo de las barras y placas seleccionadas gráficamente.

Miembros:

Perfil	Material	Peso U [Kg/m]	Longitud [m]	Peso [Kg]
ANGULO 40x40x3	STEELVA42	3.6036	216.492	780.149
AISIC 100x50x3	STEELVA36	4.44077	1.17823	5.23224
AISIC 200x50x3	STEELVA36	6.78077	66.6401	451.871
AISIC 200x50x5	STEELVA36	11.0355	240.907	2658.52
AISII C DOBLE 200x50x5	STEELVA36	22.071	9.04544	199.641
AISIILIP COST DOBLE	STEELVA36	12.1471	36	437.295
AISIL 20x20x3	STEELVA36	0.816386	118.214	96.508
AISIL 40x40x3	STEELVA36	1.75239	279.097	489.086
COST 150x50x15x3	STEELVA36	6.07355	360	2186.48
TUBULAR 200x100x5	STEELVA36	22.071	2	44.1419
Peso Total [Kg]				7348.92

Listado techumbre.

Se utilizan planchas de zinc acanalado según catálogo.

Tabla N° F.1 Listado de las planchas de zinc.

Medidas. [m]	Cantidad.	Peso Unitario. [kg]	Peso Total. [kg]
2x851x0,4	92	5,6	515,2
3 x851x0,4	104	8,6	894,4
3,66 x851x0,4	52	10,55	548,6
			1958,2

El peso total de la estructura es la suma del peso de los perfiles y la techumbre, dando 9310 kg, el que se utiliza para el cálculo del esfuerzo de corte basal.

