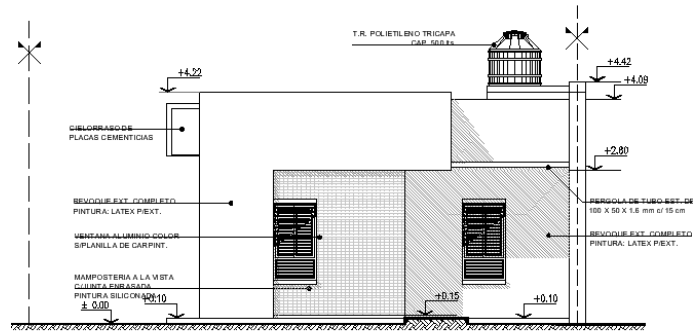


MEMORIA DE CÁLCULO

PROTOTIPO – L 10

VIVIENDA 2 DORMITORIOS



FACHADA PRINCIPAL



CONTRAFACHADA

COMITENTE:



Cálculo Ing. Ariel Fracalossi
Resistencia – Provincia del Chaco
Marzo de 2023

INDICE

1.	Introducción	1
2.	Objetivo	2
3.	Normas y Reglamentos	2
4.	Materiales	2
5.	Descripción de la Obra	2
6.	Memoria de Cálculo	4
6.1.	Dimensionamiento de la Cubierta Metálica	4
6.1.1.	Análisis de cargas	4
6.1.2.	Dimensionado	6
6.1.3.	Verificación deformada en Estado de Servicio	8
6.2.	Viga tanque de reserva	10
6.3.	Ménsula galería trasera	11
6.3.1.	Verificación deformada en Estado de Servicio	12
6.4.	Dimensionado de la fundación	13
6.4.1.	Análisis de cargas	14
6.4.2.	Determinación de carga resistente de pilotines	14
6.4.3.	Verificación de tensiones en el terreno de vigas de encadenado	15
6.4.4.	Dimensionamiento de vigas de encadenado	15
6.5.	Análisis de voladizo en fachada	17
6.6.	Recomendaciones	18
6.6.1.	Capas Aisladoras	18
6.6.2.	Mampuestos Armados	19
6.6.3.	Fijación de Correas	19
ANEXO	20
	Sobrecarga de Mantenimiento en Correas	21
	Carga de Tanque de Agua	21
	Cargas de Viento	22

1. Introducción

El presente constituye una memoria de cálculo del proyecto de viviendas de Prototipo Digna Standard elaboradas a pedido de Scala S.R.L. a realizarse en la localidad de La Eduvigis, Provincia del Chaco. A continuación, se presenta una imagen satelital con la ubicación de la obra y otra con su plano catastral:



Figura 1: Emplazamiento de la obra



Figura 2: Ubicación catastral

2. Objetivo

El objetivo del presente informe es diseñar y proyectar las estructuras que conforman la cubierta, tabiquería portante y las fundaciones para el proyecto; estableciendo conclusiones y recomendaciones constructivas para cada caso particular.

3. Normas y Reglamentos

Son de aplicación las Normas y Reglamentos que a continuación se enumeran:

- Reglamento CIRSOC 101: “Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras” – Julio 2005.
- Reglamento CIRSOC 102: “Acción del Viento sobre las Construcciones” – Julio 2005.
- Reglamento CIRSOC 201: “Estructuras de Hormigón” – Julio 2005.
- Reglamento INPRES-CIRSOC 301: “Estructuras de Acero para Edificios” – Julio 2005.
- Recomendación CIRSOC 303: “Elementos Estructurales de Acero de Sección Abierta Conformadas en Frío” – Julio 2009

4. Materiales

Los materiales a utilizar son:

- | | |
|--------------------------------|------------------------------------|
| • Hormigón estructural | H-25 ($f'c = 25 \text{ MPa}$) |
| • Hormigón para fundaciones | H-25 ($f'c = 25 \text{ MPa}$) |
| • Barras de acero para HºAº | ADN-420 ($Fy = 420 \text{ MPa}$) |
| • Acero estructural de correas | F-24 ($Fy = 240 \text{ MPa}$) |

5. Descripción de la Obra

Las viviendas cuentan con dos dormitorios, cocina-comedor, baño, lavadero y galerías. Todo ello en conjunto suma 70m^2 aproximadamente. La misma equipada con los servicios de luz, agua y las instalaciones de gas. A continuación, una vista preliminar de la planta tipo.

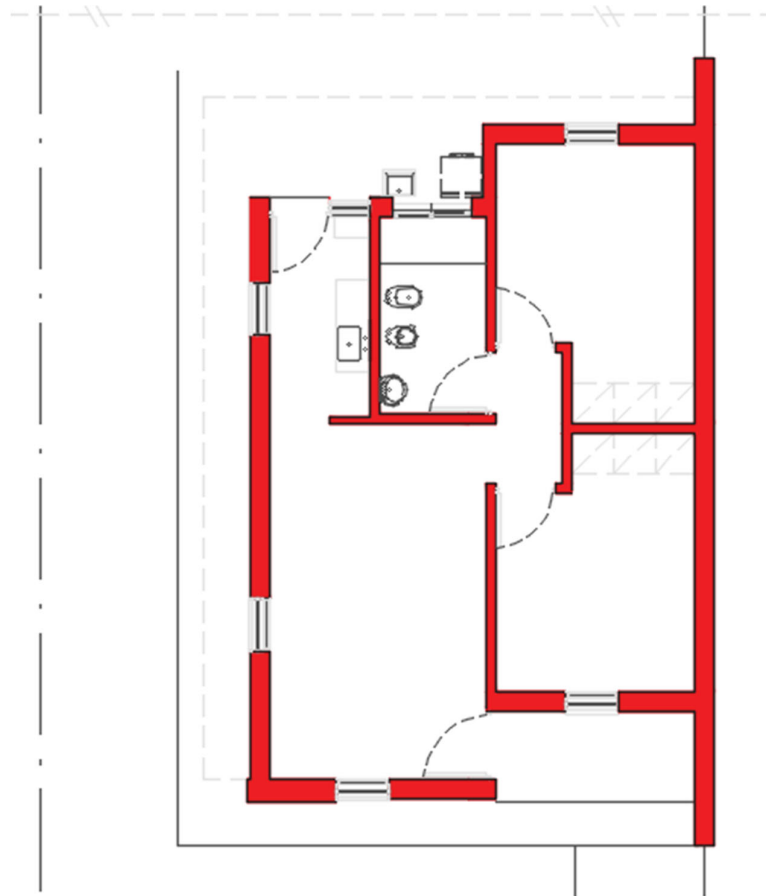


Figura 3. Vista en planta de vivienda tipo

En este caso se empleará mampostería de ladrillos comunes, la cual cumplirá con la función de cerramiento y la de soporte estructural. Este sistema se fundará sobre vigas de encadenado con pilotines.

La estructura de cubierta se resolverá con correas metálicas de chapa galvanizada apoyadas y vinculadas sobre mampostería perimetral o estructura metálica de refuerzo. El encadenado superior se substituyó por mampostería armada a partir de la altura a especificar en los planos correspondientes.

6. Memoria de Cálculo

6.1. Dimensionamiento de la Cubierta Metálica

6.1.1. Análisis de cargas

Para dimensionar la estructura metálica se distinguen cuatro estados de carga a saber:

- 1) Peso propio y sobrecargas de uso y destino (Estado 1).
- 2) Peso propio y carga de montaje (Estado 2).
- 3) Peso propio y succión de viento (Estado 3).
- 4) Peso propio, termotanque y sobrecarga de montaje (Estado 4).

ANÁLISIS DE CARGAS

CARGAS ACTUANTES

Designación	Cargas de Superficie	Distancia entre correas	Carga	
	[kN/m ²]	[m]	[kN]	[kN/m]

D - Cargas permanentes

Cubierta de chapa galvanizada	0,03	0,89	-	0,03
Cielorraso suspendido	0,20	0,89	-	0,18
2 C 80 x 50 x 15 x 1.60	0,02	-	-	0,02
Total				0,23

L - Sobrecargas de uso y destino			-	0,38
Lr - Sobrecarga de montaje			1,00	-
W - Acción del viento			-	-0,77

COMBINACIÓN DE ACCIONES

Estados de Carga	Carga	
	[kN]	[kN/m]
E1 – 1,2 D + 1,6 L	-	0,88
E2 – 1,2 D + 1,6 Lr	1,60	0,28
E3 – 1,2 D + 1,6 W	-	-0,95
E4 – 1,2 D + 1,6 Lr*	2,00	0,28

* Sobrecarga debida a mantenimiento de termotanque

Tabla 1. Análisis de cargas y combinaciones E.L.U. en cubiertas.

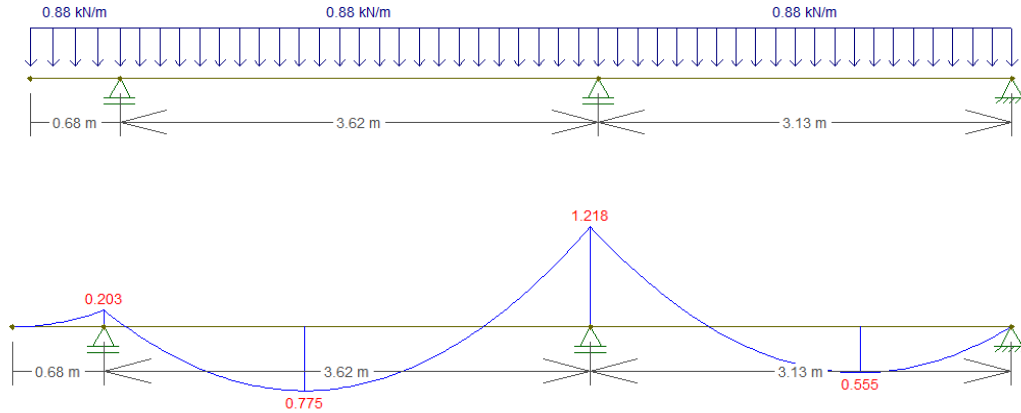
Architectural drawing of a building section showing a staircase and structural details. The drawing includes dimensions for height (0.71 to 0.73) and width (0.68, 3.62, 3.23). Structural elements are labeled with 'C-PG'C' 80x50x15x1,6' and 'M1'. The drawing is oriented vertically on the page.

- Luz de Cálculo (Lc) *(según corresponda)*
- Separación máxima entre correas 0,89 m

6.1.2. Dimensionado

Estado 1:

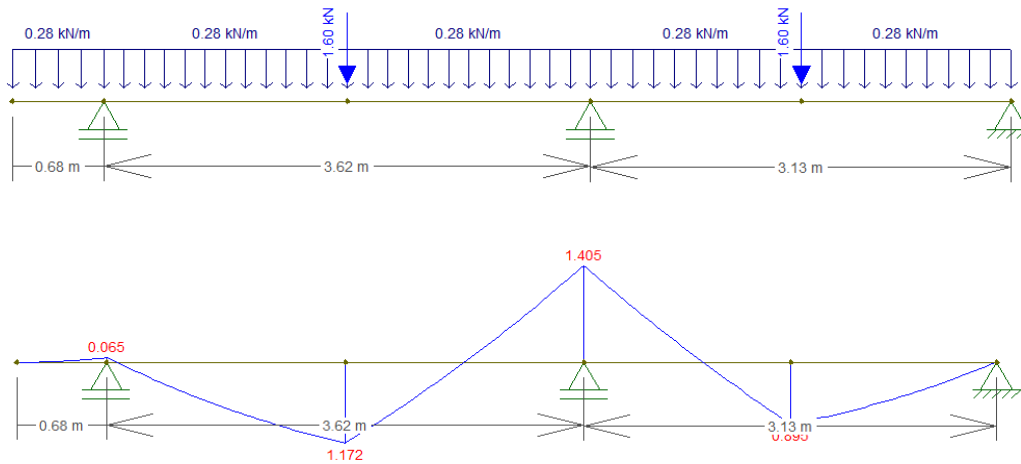
Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + sobrecargas de uso



$$M_{\text{máx}E1} = 1,218 \text{ kNm}$$

Estado 2:

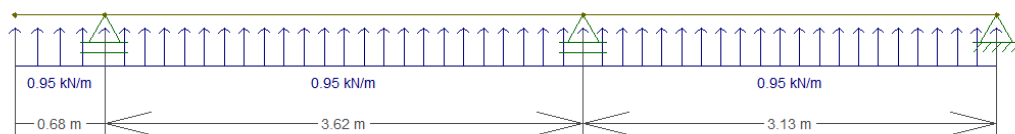
Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + sobrecarga de montaje

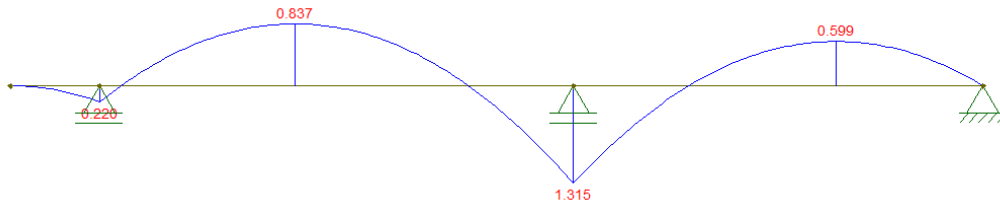


$$M_{\text{máx}E2} = 1,405 \text{ kNm}$$

Estado 3:

Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + acción del viento



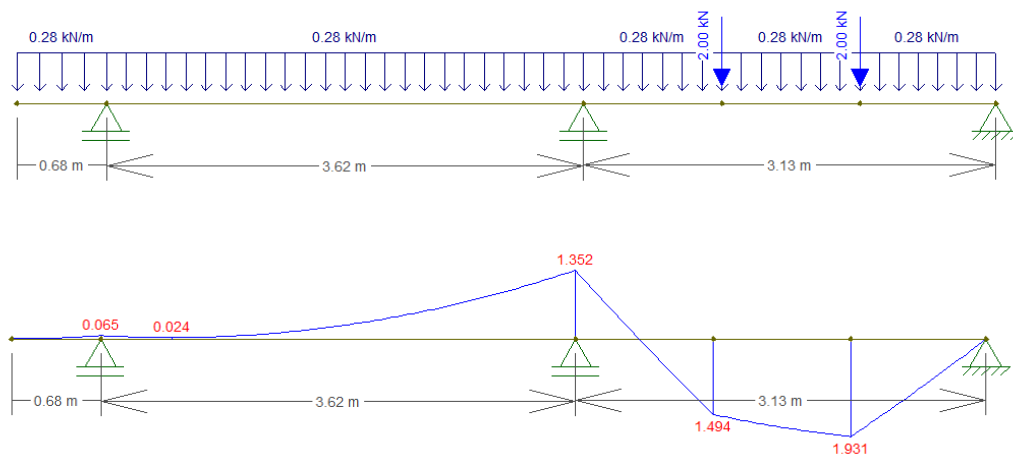


$$M_{\max E3} = 1,315 \text{ kNm}$$

Estado 4:

Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + termotanque + sobrecarga de montaje

NOTA: Para el análisis de esta condición se suponen 2 (dos) operarios realizando los trabajos de mantenimiento del termotanque, que a su vez se lo supone cargado a tope con agua (240 litros). Estos trabajos se realizarán sobre una plataforma metálica, donde se ubicará el artefacto, la misma tendrá cuatro apoyos, dos por correa. Resulta entonces del análisis, cargas concentradas por apoyo de la plataforma de 125,00 kg, incidentes en los tercios de la luz.



$$M_{\max E3} = 1,931 \text{ kNm}$$

Para una tensión de fluencia del acero de $F_y = 235 \text{ MPa}$ y un coeficiente de seguridad $\phi = 0,95$ resultará que las correas deberán tener un módulo resistente igual o mayor a:

$$M_d = \phi \cdot S_e \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

$$S_e = \frac{M_{\max}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{1,931 \text{ kNm}}{0,95 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 8,65 \text{ cm}^3$$

Se adopta la siguiente correa:

- Perfil de chapa de galvanizada: **C – 80 x 50 x 15 x 1,6 mm**

6.1.3. Verificación deformada en Estado de Servicio

Para la luz de cálculo la deformación de las correas puede ser determinante por lo que se procede a verificar.

Para la condición de apoyo la flecha máxima de “Barras soportando cubiertas flexibles”, según CIRSOC 301 – Tabla A-L.4.1. resulta:

$$f_{adm_1} = \frac{l_c}{150} = \frac{313 \text{ cm}}{150} = 2,09 \text{ cm}$$

$$f_{adm_2} = \frac{l_c}{150} = \frac{362 \text{ cm}}{150} = 2,41 \text{ cm}$$

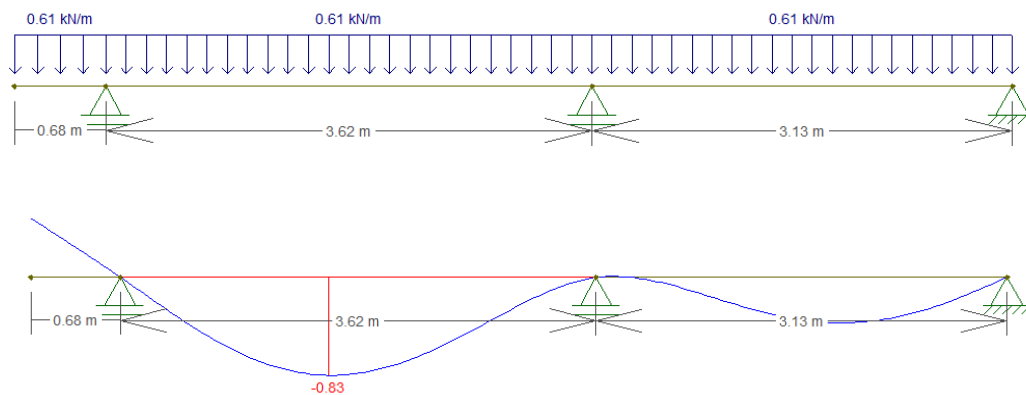
Las combinaciones para esta verificación serán las siguientes:

COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELS		
Estados de Carga - Límite de Servicio	Carga	
	[kN]	[kN/m]
ELS 1 - D + L	-	0,61
ELS 2 - D + Lr	1.00	0.23
ELS 3 - D + W	-	-0.54
ELS 4 - D + Lr*	1.25	0.23

* Sobrecarga debida a mantenimiento de termotanque

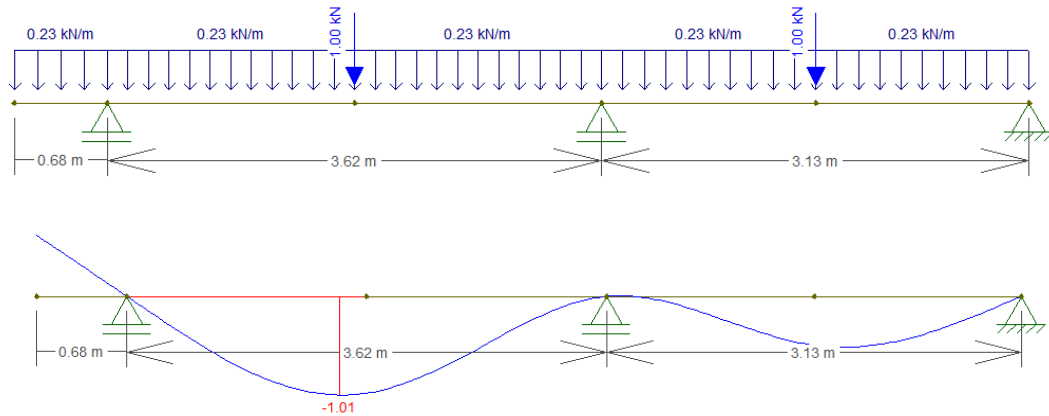
Tabla 2. Análisis de combinaciones E.L.S. en cubierta

Estado 1



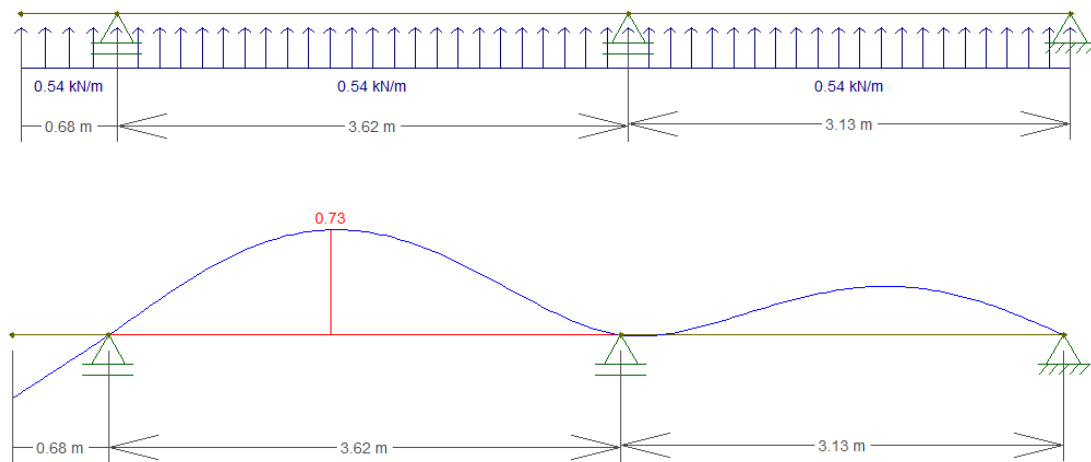
$$f_{m\acute{a}x} = 0,83 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Estado 2



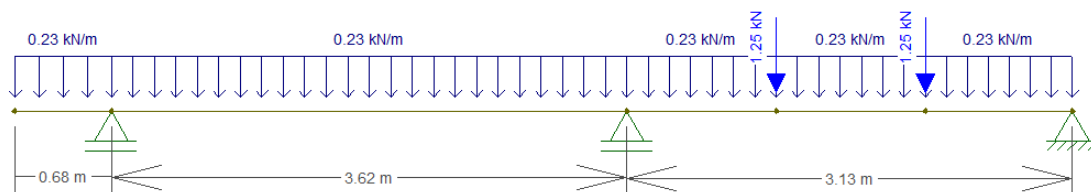
$f_{\text{máx}} = 1,01 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$

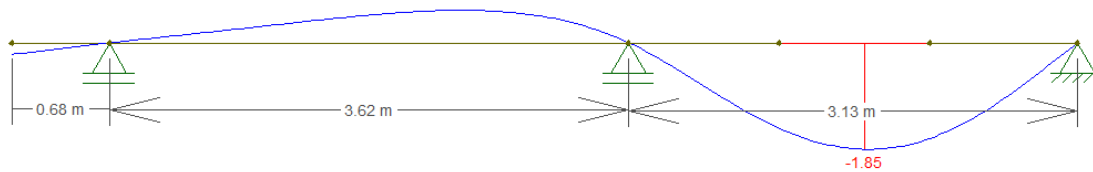
Estado 3



$f_{\text{máx}} = 0,73 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$

Estado 4





$f_{\text{máx}} = 1,85 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$

6.2. Viga tanque de reserva

Se considera para el apoyo de los tanques de reserva 2 (dos) perfiles metálicos tipo IPN. Bajo estas consideraciones, los parámetros de cálculo serán los siguientes:

- Luz de Cálculo (Lc) 2,20 m
- Separación máxima entre correas (necesaria)

CARGAS ACTUANTES

Designación	Carga	
	[kN]	[kN/m]
D - Cargas permanentes		
IPN 80	-	0,06
L - Sobrecargas de uso y destino		
T.R. 500lts	-	3,33
Lr - Sobrecarga de montaje		
Montaje	1.00	-

COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELU

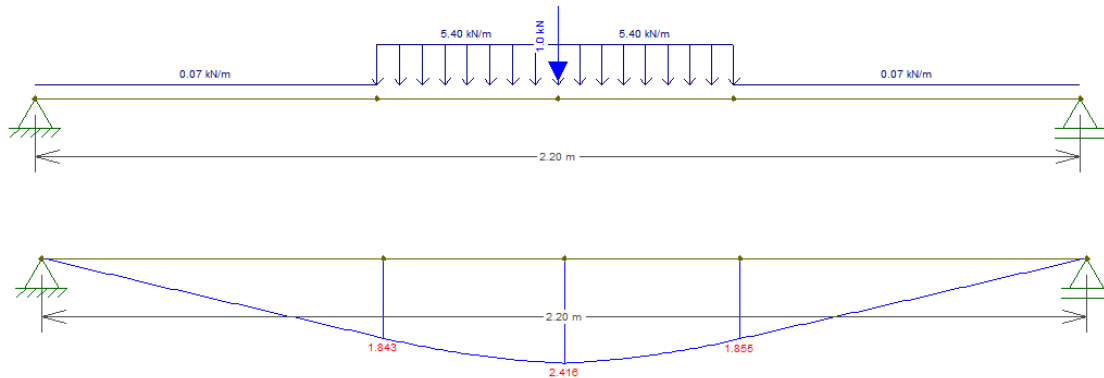
Estados de Carga - Límite Último	Carga	
	[kN]	[kN/m]
ELU 1 – 1,2 D + 1,6 L + f1 Lr	1,00	0,07 ; 5,40

$f1 = 1,00$

Tabla 3. Análisis de cargas y combinaciones E.L.U. para viga de tanque de reserva

Estado 1:

Carga actuante sobre perfil: cargas permanentes + peso propio + carga de montaje



$$M_{máxE1} = 2,416 \text{ kNm}$$

Para una tensión de fluencia del acero de $F_y = 235 \text{ MPa}$ y un coeficiente de seguridad $\phi = 0,90$ resultará que las vigas deberán tener un módulo resistente igual o mayor a:

$$M_d = \phi \cdot S_e \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

$$S_e = \frac{M_{máx}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{2,416 \text{ kNm}}{0,90 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 11,42 \text{ cm}^3$$

Se adopta el siguiente perfil:

- 2 (DOS) Perfiles laminados en caliente: **IPN – 80**

6.3. Ménsula galería trasera

La zona en la que se encuentra dicho elemento estructural presenta solicitaciones críticas debidas a eventos accidentales de viento. Se realiza entonces el análisis considerando a la estructura semi abierta, afectando el coeficiente de presión interna GCpi.

CARGAS ACTUANTES			
Designación	Carga de Superficie	Ancho Tributario	Carga
	[kN/m²]	[m]	[kN/m]
D – Peso propio cubierta	0,03	1.81	0,05
W - Acción del viento	-1,33	1,81	-2,41

COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELU

Estados de Carga - Límite Último	Carga
	[kN/m]
ELU 1 - 0,9 D + 1.5 W	-3,57

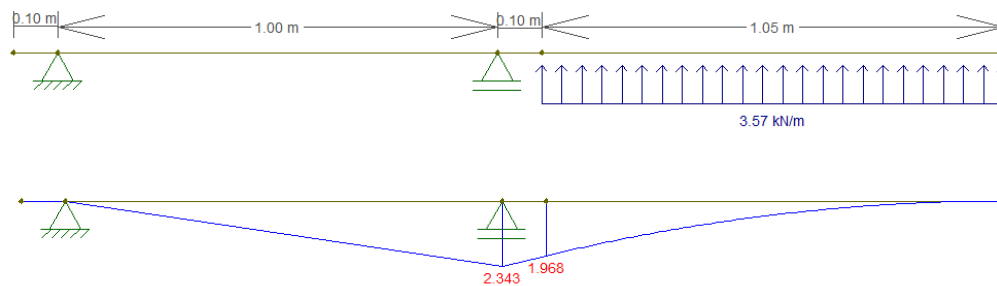
COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELS

Estados de Carga - Límite Último	Carga
	[kN/m]
ELS 1 - D + W	-2,36

Tabla 4. Análisis de carga y combinación para ménsula

Estado 1:

Carga actuante sobre M1: carga debido a la acción del viento



$$M_{\max E1} = 2,343 \text{ kNm}$$

Para una tensión de fluencia del acero de $F_y = 235 \text{ MPa}$ y un coeficiente de seguridad $\phi = 0,95$ resultará que la ménsula deberá tener un módulo resistente igual o mayor a:

$$Md = \phi \cdot S_e \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

$$S_e = \frac{M_{\max}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{2,343 \text{ kNm}}{0,95 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 11,08 \text{ cm}^3$$

Se adoptan los siguientes perfiles para sección rectangular compuesta

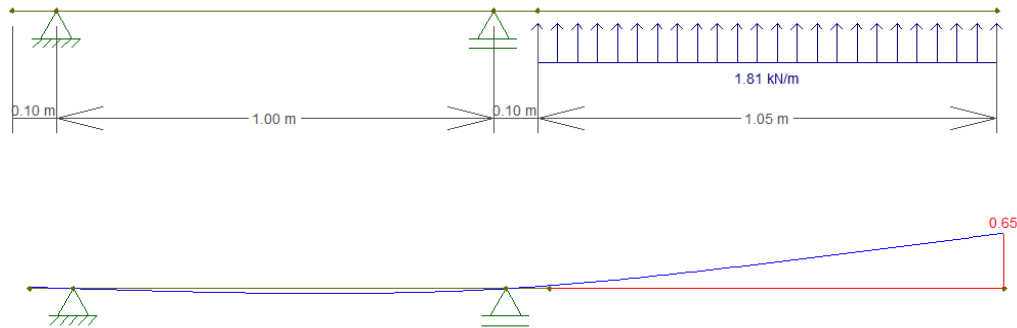
- 2 (DOS) Perfiles de chapa galvanizada: C – 80 x 50 x 15 x 1,6 mm

6.3.1. Verificación deformada en Estado de Servicio

Para la luz de cálculo la deformación de las correas puede ser determinante por lo que se procede a verificar.

Para la condición de apoyo la flecha máxima de “Barras soportando cubiertas flexibles”, según CIRSOC 301 – Tabla A-L.4.1. resulta:

$$f_{adm} = \frac{l_c}{150} = \frac{105 \text{ cm}}{150} = 0,70 \text{ cm}$$



$$f_{m\acute{a}x} = 0,67 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Por otra parte, debido a las reacciones que se presentan, es de suma importancia el correcto anclaje a la mampostería. Se presenta a continuación detalle de anclaje recomendado.

DETALLE DE MÉNSULA
Anclaje en mampostería

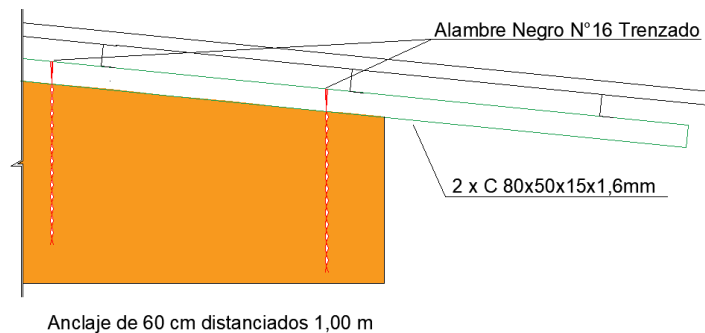


Figura 5. Estructura de cubierta de vivienda tipo.

6.4. Dimensionado de la fundación

La fundación consiste en un sistema de pilotes de 0,20 m de diámetro con una profundidad de punta de -2,00 m respecto del T.N. Los mismos estarán rigidizados mediante una grilla ortogonal de vigas de encadenado de H°A°, con dimensiones de 0,20 m x 0,30 m y 0,30 x 0,30 m, fundadas a una profundidad de -0,30 m respecto del T.N.

6.4.1. Análisis de cargas

Se realiza la evaluación de las cargas transmitidas al terreno para el posterior dimensionado del sistema de fundación.

La carga a transmitir se estima a través de un análisis de cargas:

- Mampostería e:0,30m $17 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,30m \cdot 4,00m = 20,40 \frac{kN}{m}$
- Mampostería e:0,20m $17 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,20m \cdot 4,00m = 13,60 \frac{kN}{m}$
- Mampostería e:0,15m $17 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,15m \cdot 4,00m = 10,20 \frac{kN}{m}$

El peso propio de la cubierta es despreciable, y el análisis hecho resulta conservador.

$$M_{máx\ e=30} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{20,40 \frac{kN}{m} \cdot (1,20\ m)^2}{8} = 3,67\ kNm$$

$$M_{máx\ e=20} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{13,60 \frac{kN}{m} \cdot (1,20\ m)^2}{8} = 2,45\ kNm$$

$$V_{máx\ e=30} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{20,40 \frac{kN}{m} \cdot 1,20\ m}{2} = 12,24\ kN$$

$$V_{máx\ e=20} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{13,60 \frac{kN}{m} \cdot 1,20\ m}{2} = 8,16\ kN$$

6.4.2. Determinación de carga resistente de pilotines

$$\sigma_{adm} = 360,00 \frac{kN}{m^2}$$

$$\tau_{adm} = 10,00 \frac{kN}{m^2}$$

Se adopta una sección circular del elemento de 0,20 m de diámetro.

$$d = 0,20\ m$$

$$\Omega = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,20\ m)^2}{4} = 0,031\ m^2$$

Siendo la resistencia de punta:

$$R_p = \sigma_{adm} \cdot \Omega = 360,00 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,031\ m^2 = 11,16\ kN$$

Los pilotines soportarán por punta el esfuerzo obtenido en la ecuación anterior, puesto que lo que resta de carga axial, deberá ser soportada por el fuste del elemento.

La longitud útil de los pilotines es de 1,70 m.

Siendo la resistencia por fuste:

$$R_f = \tau_{adm} \cdot \pi \cdot d \cdot H = 10 \frac{kN}{m^2} \cdot \pi \cdot 0,20\ m \cdot 1,70\ m = 10,68\ kN$$

La resistencia total por pilotín resulta:

$$R_p + R_f = 21,84 \text{ kN}$$

Suponiendo una separación máxima de elementos de 1,20 m:

$$R = \frac{21,84 \text{ kN}}{1,20 \text{ m}} = 18,2 \text{ kN/m}$$

Se adopta armadura longitudinal de Acero ADN 420 - 1 Ø 8 en "U" vinculada a las vigas de encadenado.

6.4.3. Verificación de tensiones en el terreno de vigas de encadenado

Del análisis de cargas realizado con anterioridad, la carga resistente de los pilotines y la tensión del suelo admisible como dato del estudio de suelos, se verifican las tensiones transmitidas al terreno.

$$\sigma_{adm} = 360,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{trab\ e=30} = \frac{20,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - 18,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,30 \text{ m}} = 7,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

NOTA: en muros de $e = 0,20 \text{ m}$, la carga resistente del pilotín es superior a la solicitante. Por tanto, las tensiones de contacto de las vigas de $0,20 \text{ m}$ verifican.

6.4.4. Dimensionamiento de vigas de encadenado

La armadura correspondiente surge del siguiente diseño a flexión y corte.

Se adopta:

- Hormigón H - 25
- Acero ADN 420

Vigas de 0,30 m x 0,30 m

Dimensionamiento a Flexión

$$Mu = 1,4 \cdot 3,67 \text{ kNm} = 5,14$$

$$\phi = 0,90$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$d = 0,245 \text{ m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{5,14 \text{ kNm}}{0,90} = 5,71 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,245 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,00571 \text{ MNm}}{0,30 \text{ m}}}} = 1,78$$

$$\text{Según tabla } k_d = 1,089 \rightarrow k_e = 24,301 \frac{\text{cm}^2}{\text{MN}}$$

$$A_s = \frac{k_e \cdot M_n}{d} = \frac{24,301 \frac{cm^2}{MN} \cdot 0,00571 MNm}{0,245 m} = 0,51 cm^2$$

Se adopta armadura longitudinal de Acero ADN 420 - 2 Ø 10 en capa inferior y capa superior.

Dimensionamiento a Corte

$$V_u = 1,4 \cdot 12,24 kN = 17,14 kN$$
$$\phi = 0,75$$

Analizando la contribución del hormigón a los esfuerzos de corte, tenemos:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25 MPa} \cdot 300 mm \cdot 245 mm = 61,25 kN$$

$$\phi \cdot \frac{V_c}{2} = 0,75 \cdot \frac{61,25 kN}{2} = 22,97 kN > V_u$$

Se adoptan Estribos tipo doble gancho de Acero ADN 420 - Ø 6 mm c/ 0,20 m.

Vigas de 0,20 m x 0,30 m

Dimensionamiento a Flexión

$$M_u = 1,4 \cdot 2,45 kNm = 3,43$$

$$\phi = 0,90$$

$$b = 0,20 m$$

$$d = 0,245 m$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3,43 kNm}{0,90} = 3,81 kNm$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,245 m}{\sqrt{\frac{0,00381 MNm}{0,20 m}}} = 1,77$$

$$\text{Según tabla } k_d = 1,089 \rightarrow k_e = 24,301 \frac{cm^2}{MN}$$

$$A_s = \frac{k_e \cdot M_n}{d} = \frac{24,301 \frac{cm^2}{MN} \cdot 0,00381 MNm}{0,245 m} = 0,37 cm^2$$

Se adopta armadura longitudinal de Acero ADN 420 - 2 Ø 8 en capa inferior y capa superior.

Dimensionamiento a Corte

$$V_u = 1,4 \cdot 8,16 kN = 11,42 kN$$

$$\phi = 0,75$$

Analizando la contribución del hormigón a los esfuerzos de corte, tenemos:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 245 \text{ mm} = 40,83 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot \frac{V_c}{2} = 0,75 \cdot \frac{40,83 \text{ kN}}{2} = 15,31 \text{ kN} > V_u$$

Se adoptan Estribos tipo doble gancho de Acero ADN 420 - ϕ 6 mm c/ 0,20 m.

6.5. Análisis de voladizo en fachada

Se realiza la verificación a tracción de mampostería suspendida en la fachada.

$$Area = \frac{1,00 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m}}{2} = 0,50 \text{ m}^2$$

$$Espesor = 0,20 \text{ m}$$

$$Mampostería = 17,00 \text{ kN/m}^3$$

El esfuerzo de tracción de la mampostería debido al peso propio será:

$$P = 17,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,50 \text{ m}^2 \cdot 0,20 \text{ m} = 1,70 \text{ kN}$$

Se determina el plano de falla del elemento:

$$\Omega = 1,41 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} = 0,28 \text{ m}^2$$

La tensión de tracción será:

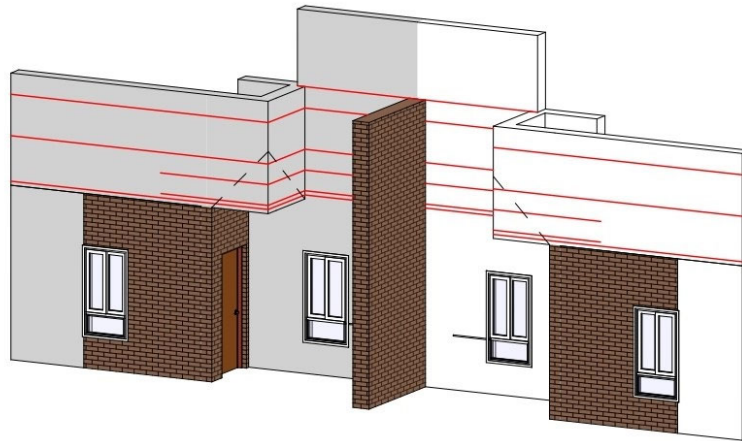
$$\sigma_t = \frac{1,70 \text{ kN}}{0,28 \text{ m}^2} = 6,07 \text{ kN/m}^2$$

Siendo la resistencia a tracción de la mampostería de ladrillo común con mortero de cemento igual a 50,00 kN/m², lo analizado verifica ampliamente. Aun así, se recomienda colocar acero de refuerzo para controlar posibles fisuras de tracción.

A continuación, se presenta un esquema de refuerzos en fachada.

VISTA 3D

1



VISTA FACHADA

2

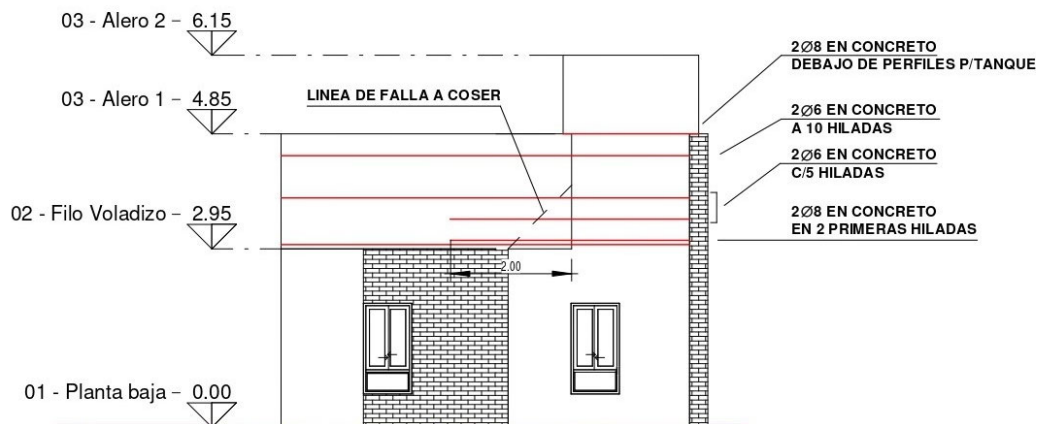


Figura 6. Esquema de refuerzos en fachada.

6.6. Recomendaciones

6.6.1. Capas Aisladoras

Es importante la interacción entre mampuestos y fundación, dada la alta rigidez que dicha alternativa genera al sistema. Para ello deben eliminarse de las capas aisladoras aquellos elementos que puedan cortar virtualmente la continuidad estructural, como ser films de polietilenos o pinturas asfálticas.

6.6.2. Mampuestos Armados

Para darle ductilidad al sistema se armará la mampostería mediante barras ADN 420 asentado en mezcla de concreto 1:3 en los siguientes niveles:

- Hilada inmediata superior de capa aisladora: 2Ø6mm
- Hilada bajo antepecho: 2Ø8mm
- Hilada sobre dintel: 2Ø8mm
- Refuerzo superior: 2Ø6mm cada 10 hiladas

Se debe asegurar la continuidad de las armaduras en mamposterías, especialmente en esquinas y encuentro de paredes. Los empalmes deben ser como mínimo de 30cm. Esta continuidad solo será interrumpida en los casos de aberturas de vanos.

6.6.3. Fijación de Correas

Todas las correas se deben fijar a la mampostería mediante tensores de alambre N°9 de acero común. La tensión de ajuste se realizará mediante retorcido de los alambres fijados en un extremo a las correas y el otro a perno anclado en mampostería. La longitud del tensor será de 1,20m o como mínimo llegará hasta nivel de dintel. Las correas al ser de espesores delgados son sensibles a la corrosión, la cual puede ocasionar el consecuente debilitamiento de la sección, por lo que deben ser protegidas contra dicha acción.

ANEXO
ANÁLISIS DE CARGAS PARA VIVIENDAS
PROTOTIPO – L10

LA EDUVIGIS – CHACO

Sobrecarga de Mantenimiento en Correas

La determinación de la sobrecarga de mantenimiento se realizó siguiendo las recomendaciones dadas en Trogia, G. (2010). *Estructuras de Acero con Tubos y Secciones Abiertas Conformadas en Frío* (1ra ed.). Universitat.

$$A_t = 0,89 \text{ m} \cdot 3,28 \text{ m} = 2,92 \text{ m}^2 < 20 \text{ m}^2 \rightarrow R_1 = 1$$

$$p = \tan \alpha = \tan 6,73^\circ = 11,8\%$$

$$R_2 = 1,04 - 0,008p = 0,95$$

$$L_r' = 0,45 \text{ kN/m}^2 \cdot R_1 \cdot R_2 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

$$L_r = L_r' \cdot \text{sep}_{\text{correas}} = 0,42 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,89 \text{ m} = 0,38 \text{ kN/m}$$

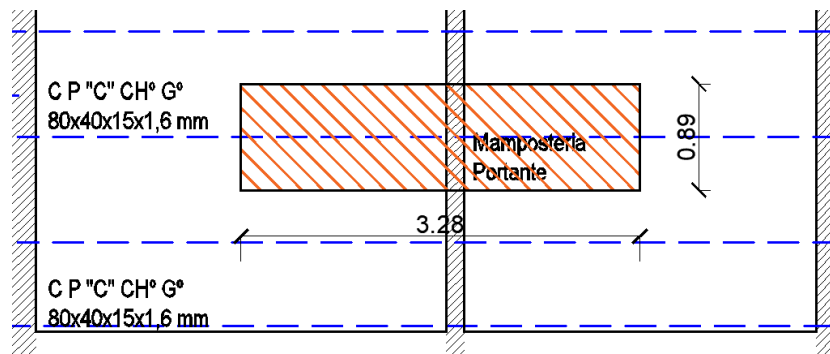


Figura7. Área tributaria de la correa.

Carga de Tanque de Agua

Se considera un tanque de 0,87 m de diámetro y 500 l de capacidad apoyado sobre 2 perfiles laminados. La longitud de apoyo se considera igual a 0,75 m.

$$pp = 5 \text{ kN}$$

$$q = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \text{ kN}}{0,75 \text{ m}} = 3,33 \text{ kN/m}$$

Cargas de Viento

Características Geométricas	
Lado Menor [m]	7,45
Lado Mayor [m]	10,25
Altura media de Cumbre [m]	3,4
Pendiente	6,73°

Parámetros Generales	
Velocidad Básica [m/s]	45
Factor de direccionalidad del viento (Kd)	0,85
Factor topográfico (Kzt)	1
Categoría	II
Factor de importancia (I)	1
Categoría de Exposición	C

Observaciones

P/ localidad de La Eduvigis.

-

No existen efectos topográficos.

-

Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas y alturas menores que 10m.

PRESIÓN DINÁMICA

$$q = 0,613 K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times I$$

VALORES DE Kz			PRESIÓN DINÁMICA
Denominación	Altura	Exposición	q
	[m]	C	[N/m ²]
Altura media - h	3,4	0,87	917,96

qh

PRESIONES DE VIENTO DE DISEÑO - SPRFV

$$p = q * G * C_p - q_i * (G C_{pi})$$

Factor de Ráfaga - G				
Altura media h	Ancho menor	h/ancho menor	Estructura	G
[m]	[m]			
3,4	7,45	0,46	Rígida	0,85

COEFICIENTE DE PRESION EXTERNA (Cp) p/Cubierta - VIENTO PARALELO A LA PENDIENTE			
Superficie	h/L	Angulo - Cp	
		6,73º	
Cubierta	0,46	0-h	-0,9
		h a 2h	-0,5
Alero	-	-	0,8

COEFICIENTE DE PRESION INTERNA (GCpi) p/ Edificios	
P/ Edificios Cerrados	±0,18
P/ Alero	0,00

PRESIONES DE DISEÑO SOBRE EL SPRFV - VIENTO PARAEOLO A LA PENDIENTE					
Superficie	z [m]	q [N/m2]	Cp	Presión Neta [N/m2]	
				Gcpi+	Gcpi-
Cubierta	0 a h	917,96	-0,90	-867,47	-537,01
	h a 2h	917,96	-0,50	-555,37	-224,90
Alero	Sup. Superior	917,96	-0,90	-702,24	
	Sup. Inferior	917,96	0,80	624,21	

Correas

$$w = p \cdot sep_{correas} = -0,87 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,90 m = -0,78 kN/m$$

Alero

$$w = p_{sup} + p_{inf} = -0,7 kN/m^2 - 0,63 kN/m^2 = -1,33 kN/m^2$$

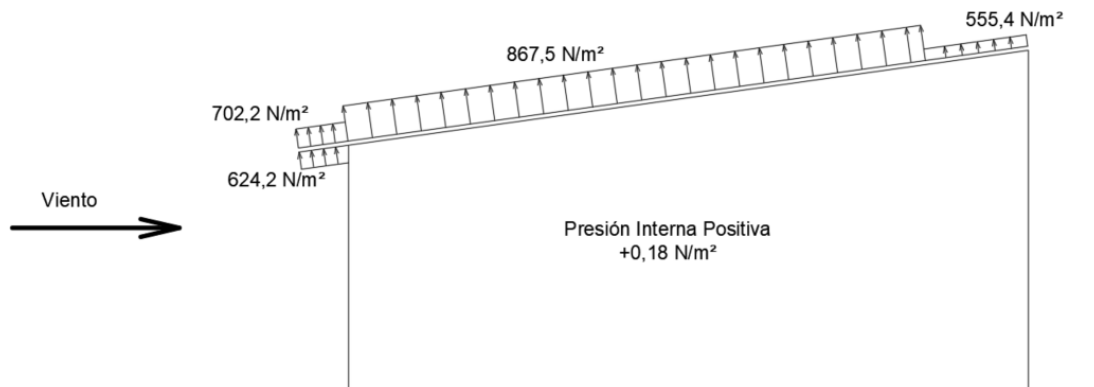


Figura 7. Presiones de diseño para el SPRFV, viento paralelo a la pendiente de cubierta.