

*UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO*

Departamento de Ingeniería Civil



PROYECTO FINAL:

-Celda de almacenamiento de cereal o subproductos-

DIRECTOR ACADÉMICO:

Ing. Carlos Alberdi

DIRECTOR TÉCNICO:

Ing. Jorge Aramburu

ALUMNOS:

Cristian Peralta

Emiliano Guillaumet

Diciembre de 2013

PROYECTO N°44



INDICE

Introducción	1
Objetivos	2
Desarrollo:	
• Descripción	3
• Diseño	6
✓ Estructura de Cubierta	6
○ Vigas Principales	7
○ Correas de techo y frontis	7
○ Estructura de rigidización longitudinal	8
○ Cubierta	8
✓ Paredes laterales y de frontis	8
✓ Portones	8
✓ Pavimento interior	8
• Normas y Reglamentos de aplicación	9
Memoria de Cálculos:	
• Presión de diseño básica	10
• Presión de diseño para el SPRFV	12
• Presiones de diseño para componentes y revestimientos	18
• Dimensionado de chapa y correas de metálicas (de techo y frontis)	20
• Determinación de las cargas actuantes en pórtico principal	26
• Dimensionamiento de la cercha con hormigón postesado (H ^o P ^o)	29
✓ Verificación al esfuerzo de corte	31
✓ Perdidas del esfuerzo de pretensado	33
✓ Verificación de la fisuración	35
✓ Verificación en rotura	36
• Dimensionado de cercha reticulada metálica:	
✓ Diagonales	38
✓ Cordones superiores	39
✓ Cordones inferiores	40
• Dimensionado de columna de frontis metálica	42
• Determinación de los empujes del cereal sobre las paredes	43
• Dimensionamiento de la paredes laterales	45
• Dimensionamiento de la paredes de frontis	48
• Dimensionamiento de los contrafuertes, para cercha de H ^o P ^o :	
✓ Dimensionado de la ménsula corta	51
✓ Dimensionado de la armadura del contrafuerte	
○ Nivel Inferior	52



- Nivel Intermedio 52
- Nivel Superior 53
- Dimensionamiento de los contrafuertes, para cercha de metálica:
 - ✓ Dimensionado de la ménsula corta 55
 - ✓ Dimensionado de la armadura del contrafuerte
 - Nivel Inferior 56
 - Nivel Intermedio 56
 - Nivel Superior 57
- Dimensionamiento de los contrafuertes, para el frontis
 - ✓ Dimensionado de la armadura del contrafuerte
 - Nivel Inferior 59
 - Nivel Intermedio 59
 - Nivel Superior 60
- Determinación de la carga portante del pilote y su dimensionamiento - Venado Tuerto (Cercha H°P°) 62
- Determinación de la carga portante del pilote y su dimensionamiento - Rosario (Cercha H°P°) 68
- Determinación de la carga portante del pilote y su dimensionamiento - Venado Tuerto (Cercha Metálica) 73
- Determinación de la carga portante del pilote y su dimensionamiento - Rosario (Cercha Metálica) 79
- Dimensionamiento de los arriostamientos o cruces de San Andrés, de cubierta 83

Cómputo y presupuesto

- Rubros Celda Cercha H°P° - Venado Tuerto - 86
- Rubros Celda Cercha H°P° - Rosario - 88
- Rubros Celda Cercha M° - Venado Tuerto - 90
- Rubros Celda Cercha M° - Rosario - 92
- Análisis Precios Celda Cercha H°P° - Venado Tuerto - 94
- Análisis Precios Celda Cercha H°P° - Rosario - 101
- Análisis Precios Celda Cercha M° - Venado Tuerto - 108
- Análisis Precios Celda Cercha M° - Rosario - 115
- Análisis por Ítems Celda Cercha H°P° - Venado Tuerto - 122
- Análisis por Ítems Celda Cercha M° - Venado Tuerto - 124
- Análisis por Ítems Celda Cercha H°P° - Rosario - 126
- Análisis por Ítems Celda Cercha M° - Rosario - 128
- Resumen grafico por ítems de ambas celdas en Venado Tuerto 130
- Resumen grafico por ítems de ambas celdas en Rosario 131
- Comparativa de Precios por Ítems de ambas Celdas en Venado Tuerto ... 132
- Comparativa de Precios por Ítems de ambas Celdas en Rosario 135



• Resumen por sectores de la Celda – Venado Tuerto	138
• Resumen por sectores de la Celda – Rosario	140
• Análisis comparativo de Cantidades y Costos	142
✓ Fundaciones	142
✓ Paredes y Contrafuertes.....	144
✓ Cubierta (solo Cerchas).....	146
• Incidencia de los materiales principales de ambas celdas en Venado Tuerto	149
• Incidencia de los materiales principales de ambas celdas en Venado Tuerto	150
Análisis económico	151
Conclusión.....	154
Bibliografía consultada	155

Planos

- Cercha H°P°
 - ✓ Plano 1: Planta Baja – Imágenes
 - ✓ Plano 2: Vista Lateral y de Cubierta
 - ✓ Plano 3: Planta de Aireación – Imágenes
 - ✓ Plano 4: Frontis – Detalles – Imágenes
- Cercha M°
 - ✓ Plano 1: Planta Baja – Imágenes
 - ✓ Plano 2 : Vista Lateral y de Cubierta
 - ✓ Plano 3: Planta de Aireación – Imágenes
 - ✓ Plano 4: Frontis – Detalles – Imágenes

Introducción

Introducción

INTRODUCCIÓN

Debido a la incorporación de tecnología que ha experimentado el productor agropecuario en los últimos años, la producción de granos de cereales y oleaginosas ha aumentado en todo el mundo.

Para garantizar la disponibilidad de granos y semillas en la cantidad, así como con la oportunidad y calidad requeridas, es necesario recurrir a su almacenamiento y conservación. El almacenamiento se refiere a concentrar la producción en lugares estratégicamente seleccionados; en tanto que la conservación implica proporcionar a los productos almacenados las condiciones necesarias para que no sufran daños por la acción de plagas, enfermedades o del medio ambiente, evitando así mermas en su peso, reducciones en su calidad o en casos extremos la pérdida total.

En este trabajo, nos referiremos a dos tipos de celdas de almacenaje de granos o subproductos, como pellets. Las mismas se diferencian en tener distintos tipos de materiales de construcción en sus vigas o cerchas principales. No tendremos en cuenta el equipamiento necesario para su correcto funcionamiento. Solo calcularemos la obra civil de las mismas y compararemos ambas en distintas zonas geográficas, teniendo en cuenta la influencia de los vientos y características de los suelos. Costearemos y cotejaremos materiales. Extraeremos conclusiones.

Objetivos

OBJETIVOS

- Estudio de la incidencia del viento en la estructura, según su ubicación geográfica (zona Venado Tuerto - zona Rosario).
- Diseño y cálculo de una celda con cercha de hormigón pretensado.
- Diseño y cálculo de una celda con cercha reticulada metálica.
- Recopilación de datos de estudios de suelos en ambas zonas para el diseño y cálculo de las bases de ambas estructuras.
- Cómputo y presupuesto de ambas celdas.
- Análisis técnico-económico de ambas celdas en distintas zonas geográficas.
- Análisis de la variabilidad económica de la solución según los materiales utilizados.

Desarrollo

DESARROLLO.

Descripción

En general podemos clasificar a los sistemas de almacenamiento, según la atmósfera del lugar donde se guardan los granos en:

1) Atmósfera normal, los tradicionales: Es un almacenamiento en el cual el aire que rodea a los granos prácticamente tiene la misma composición que el aire atmosférico. Es el tipo de almacenamiento más difundido y dentro de éste, los sistemas más comunes son: Silos de chapa, Silos malla de alambre, Celdas, Galpones, etc.



2) Atmósfera modificada, mediante las bolsas plásticas: Es un sistema de almacenamiento, en el cual se procura modificar la atmósfera interior del lugar donde se almacenan los granos, con el fin de restringir la disponibilidad del oxígeno del aire y así poder disminuir los procesos de respiración de los hongos e insectos.

El almacenamiento en sistemas tradicionales ha crecido constantemente, acompañando y superando la expansión de la producción, pero aún así hay un déficit importante. Este crecimiento se dio fundamentalmente al nivel del productor agropecuario, quien tomó la decisión de guardar el cereal producido en su propio campo y debe desarrollar por sí mismo una estrategia de almacenamiento y control de calidad de sus granos.

El principio de un buen almacenamiento radica en guardar los granos secos, sanos, limpios y fríos. Otro aspecto muy importante, es colocar los granos en un lugar “protector”, que mantenga su calidad inicial, lograda en el campo, hasta la venta.

Las condiciones que deben reunir las instalaciones que se destinan al almacenamiento de granos son:

- Ser herméticas o aptas para ser hermetizadas con el fin de aplicar eficazmente los distintos tratamientos.
- Estar construidas sobre terrenos altos, el agua no debe acumularse alrededor.
- Los pisos, paredes y techos serán completamente impermeables al agua.
- Estar dotadas por ventilación regulable.
- No habrá aberturas por las cuales puedan entrar animales.



Cualquiera sea el tamaño de las instalaciones de almacenamiento tradicional, deben estar constituidas por las siguientes estructuras:

- ✓ Depósitos de granos (silos, celdas, etc.).
- ✓ Estructuras de transporte (norias, sinfines, cintas transportadoras, redlers).
- ✓ Equipamiento para la limpieza de los granos (chamiqueras, limpiadoras).
- ✓ Equipamiento para el secado de los granos (secadoras, silos de secado).
- ✓ Balanza para el pesado de los camiones y otros medios de transporte que ingresan a la planta.
- ✓ Equipamiento para el muestreo de los camiones (Caladores sonda, caladores neumáticos).
- ✓ Laboratorio para el control de calidad de la mercadería que ingresa.
- ✓ Descarga hidráulica de camiones.

Celdas o silos horizontales:

Este tipo de estructura ha alcanzado un gran desarrollo en los últimos años en Argentina y Brasil, como una alternativa eficiente y de bajo costo y como una solución para productos de difícil escurrimiento como los subproductos.

Pueden ser usadas para ampliar las capacidades existentes, o bien como una unidad independiente, construidas en metal u hormigón.

Poseen ciertas desventajas como por ejemplo:

- La baja posibilidad de clasificación de la mercadería almacenada; aunque un silo horizontal puede ser provisto de paredes divisorias que son muy costosas.
- Requieren una amplia superficie de terreno.

Como ventaja:

- Permite almacenar grandes volúmenes de productos de difícil escurrimiento y productos pegajosos.

Según los tipos de fondo las celdas pueden ser:

- . Celdas de fondo plano:

Son las más utilizadas para granos, subproductos y fertilizantes. El vaciado se realiza parcialmente por gravedad (50 a 60 %) y se necesita una ayuda mecánica o manual para terminar el vaciado (por ejemplo con una pala cargadora frontal). Este tipo de instalaciones son elegidas cuando el nivel de la napa freática es demasiado alto, para almacenar productos de difícil escurrimiento y cuando la rotación anual es baja.

- . Fondo semi-enterrado:

Es una solución económica para incrementar la capacidad de un silo sin incrementar el uso de paredes ni la superficie cubierta, simplemente por incrementar la profundidad de excavación.

- . Fondo en V o tolva enterrada:

Se descargan totalmente por gravedad, por lo que son especialmente aptas para productos de fácil escurrimiento y una alta rotación anual. Poseen en el fondo de la tolva un túnel enterrado que aloja al transportador de descarga. En general puede afirmarse que este tipo de estructuras son caras en su construcción debido a la profundidad de excavación, que obliga también a una mayor profundidad de los fosos de noria.

Operatividad de los Silos Horizontales:

Carga: se realiza generalmente a través de transportadores a cadena o cintas transportadoras que son alimentados mediante elevadores a cangilones o cintas inclinadas en el caso de algunos puertos muy modernos.

Descarga: los sistemas de descarga son variables según el fondo de la celda, puede usarse descarga total por gravedad (en silos con piso en V) o complementar con pala cargadora o rascadores colgantes que terminan automáticamente la descarga del material residual que no escurrió por gravedad (descarga mecánica).

Diseño

Este trabajo se refiere al diseño y cálculo de la obra civil, de dos tipos de celdas de fondo plano ambas. La diferencia entre las mismas es el material de construcción de las vigas principales, una se proyectará de hormigón postesado y la otra, reticulada metálica. Las dos tendrán una capacidad de 70000 toneladas. Sus dimensiones en planta serán de 150 mts y 45.30 mts, las paredes perimetrales verticales de 6.00 mts de altura de hormigón armado y cubierta metálica a dos aguas con una inclinación de 42.53°.

La alimentación de las celdas se efectuará por la parte superior y la descarga se realizará por la parte inferior central.

Compararemos ambas estructuras en distintas zonas geográficas, una de ellas en zona Rosario y la otra en zona Venado Tuerto. Consideraremos las condiciones del viento y suelos en ambos casos, de acuerdo a la reglamentación vigente.



Estructura de cubierta:

La estructura de cubierta estará concebida con arcos triarticulados que salvan los 45.30 mts de luz libre.

Los arcos estarán distribuidos cada 5.00 mts entre si, y vinculados a través de correas puntales y correas de techo. La estabilidad del conjunto y la absorción de esfuerzos de

viento frontal y de desplomes eventuales de montaje, será garantizada mediante reticulados extremos y centrales.

Vigas principales:

Como ya hemos mencionado, proyectaremos dos tipos de vigas para estas celdas.

. Vigas pretensadas:

Estas, han sido proyectadas de hormigón pretensado con armadura postesa. Serán de sección doble T, tendrán una longitud de 30.74 mts, 1.30 mts de altura y un peso aproximado de 21 toneladas. En el extremo correspondiente a la llave del arco, las vigas se reducirán a una altura de 70 cm, con una sección maciza con el objeto de permitir el galibo necesario para la estructura soporte de la cinta transportadora de carga de la celda.

La articulación superior del arco se proyectó materializarla mediante un apoyo de neopreno, cuya función será transmitir todos los esfuerzos de corte y normal que lleguen a ese punto. La articulación inferior se proyectó realizarla por medio de dos apoyos de neopreno, uno de estos sobre la ménsula en forma horizontal y el otro en forma vertical contra el contrafuerte.

. Vigas reticuladas metálicas:

Como otro tipo de solución a las vigas principales, se pensó en una estructura reticulada metálica. La misma estará compuesta por perfiles laminados en caliente, los cordones inferiores y superiores por doble perfil UPN y las diagonales serán armadas por doble perfil LPN. Estas tendrán un peso de 4 toneladas aproximadamente. Se tuvo que apropiarse la sección, reduciéndola, para el ingreso de la estructura soporte de la cinta transportadora de carga de la celda.

Las articulaciones de las vigas principales, tanto las superiores, como las inferiores, serán a través de pernos, los cuales transmitirán esfuerzos de corte y normal.

Correas de techo y frontis:

Las correas de la cubierta serán de 5.00 mts de longitud, colocadas cada 1.36 mts, estarán constituidas por perfiles tipo "C" 180 x 70 x 20 x 3.2.

Estructura de rigidización longitudinal:

Esta estructura particular proveerá al sistema de pórticos una estabilidad frente a los vientos de presión y/o succión en sentido longitudinal. Será concebida por dos perfiles laminados en caliente, tipo LPN, los cuales se dimensionaron y verificaron para soportar esfuerzos de tracción solamente.

Cubierta:

La cubierta propiamente dicha estará constituida por chapas metálicas trapezoidales tipo T101 N°25.

Paredes laterales y de frontis, contrafuertes y fundaciones:

Las paredes laterales serán constituidas de losa continua de hormigón armado de 15 cm de espesor, con una viga inferior y apoyada cada 5.00 mts en contrafuertes de 35 cm de espesor y de ancho variable, de 40 cm superior a 130 cm inferior.

Los contrafuertes de las paredes longitudinales tendrán prevista la ménsula con caja para apoyo de las vigas principales. Los correspondientes a las paredes frontales servirán de apoyo a la estructura de frontis.

La fundación de los contrafuertes será indirecta, y consiste en dos pilotes unidos entre sí por una viga rígida de equilibrio, en la cual descansa el contrafuerte.

La fundación llevará un tensor que se vinculará con la fundación de enfrente a través del pavimento interior de la celda para contrarrestar las fuerzas de corte que llegan a ese lugar.

Portones:

En las paredes de frontis y paredes laterales se colocarán portones de abrir metálicos, para el acceso de máquinas descargadoras manuales. La distribución de los mismos será de uno en cada pared de frontis y dos en cada pared lateral. Las dimensiones de las aberturas serán de 5.00 mts de alto y por 4.50 mts de ancho.

Pavimento interior:

En el interior de la celda se ejecutará un pavimento de hormigón armado, de 15 cm de espesor. En el pavimento se realizarán juntas de expansión y contracción.

En el centro del ancho de celda se ha previsto de una estructura para ubicar la cinta de descarga, llamado túnel de descarga. También se ha previsto de una estructura metálica para realizar la inyección de aire y poder hacer descender la temperatura del material ensilado.

Normas y Reglamentos de aplicación

- Reglamento CIRSOC 101: Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las Estructuras de Edificios.
- Reglamento CIRSOC 102: Acciones del Viento sobre las Construcciones.
- Reglamento CIRSOC 103: Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes.
- Reglamento CIRSOC 104: Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones.
- Recomendación CIRSOC 105: Superposición de Acciones (Combinación de Estados de Cargas).
- Recomendación CIRSOC 106: Dimensionamiento del Coeficiente de Seguridad.
- Reglamento CIRSOC 201 - 2005: Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- Reglamento CIRSOC 301 – 1982: Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Acero para Edificios.
- Reglamento CIRSOC 302: Métodos de Cálculo para los Problemas de Estabilidad del Equilibrio en las Estructuras de Acero.
- Reglamento CIRSOC 303: Estructuras Livianas de Acero.

Memoria de Cálculos

Geometría general de la estructura

Ubicación de la nave	Zona Venado Tuerto y Rosario		
Ancho de la celda	B =	45,30	m
Largo de la celda	L =	150,00	m
Separación entre pórticos		5,00	m
Altura de las paredes	H _A =	6,00	m
Pendiente de la cubierta	α =	42,53	°
Altura de la cumbrera	H _C =	26,78	m
Separación entre correas de techo	S =	1,36	m
Ancho de chapa T101		1,01	m

Análisis del Viento

Se consideran los efectos de viento según el Reglamento CIRSOC 102, Acción del viento sobre las construcciones.

Clasificación de la nave:

Edificio de baja altura:

El reglamento presenta dos condiciones para calificar a un edificio de baja altura:

- 1) La altura media de la cubierta debe ser menor de 20 m y;
- 2) La altura media de la cubierta no debe exceder la mínima dimensión horizontal (Capítulo II). Un edificio que cumpla estas condiciones se considera de baja altura y los coeficientes de presión externa se extraen de la figura 4.

Exposición, clasificación del edificio y velocidad básica del viento

Exposición:	C	capítulo 5 - pág 15
Categoría:	II	Apéndice A - tabla 1
Velocidad:	50	Figura 1B - Figura 28

Presiones dinámicas:

Altura media de la cubierta: 16,39 m

Las presiones dinámicas se computan con:

$$q_h = 0.613 \cdot K_h \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I \quad \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

siendo: q_h = presión dinámica a la altura media h de la cubierta

K_h = según el tipo de exposición C (Tabla 5 - Tabla 52)

K_{zt} = según factor topográfico (Figura 2 - figura 29)

K_d = factor de direccionalidad, sólo interviene en casos de combinaciones de carga (Tabla 6 - Tabla 53)

V^2 = 50 m/seg. velocidad del viento

I = 1,00 según categoría II (Tabla 1 - Tabla 45)

Presiones dinámicas a la altura media h de la cubierta

K_h	1,11
K_{zt}	1,00
K_d	0,85
V^2	50
I	1,00

$q_h =$	1448,78 N/m ²
---------	--------------------------

Presiones de diseño para el SPRFV:

La ecuación para el SPRFV en edificios de baja altura es, según el art. 5.12.2.2:

$$P = q_h \cdot [(GC_{pf}) - (GC_{pi})]$$

siendo: q_h = presión dinámica a la altura media h de la cubierta en exposición C

GC_{pf} = coeficiente de presión externa según la figura 4

GC_{pi} = coeficiente de presión interna según la tabla 7

Valores de los coeficientes (GC_{pf}) externos

Los coeficientes de cubierta y pared son función de la pendiente θ de la cubierta. Se destacan en el edificio 8 superficies definidas para el caso A: 4 superficies interiores con respecto a los bordes del edificio y 4 superficies de zonas extremas. Para el caso B se identifican 12 superficies: 6 superficies interiores y 6 superficies de zonas extremas.

A continuación determinaremos el ancho $[a]$ de superficie de zona extrema:

A) 10 % de la menor dimensión horizontal:
 $2 \times a = 2 \times 0,10 \times 45,30 = 9,06 \text{ m}$

B) 40 % de la altura media de la cubierta:
 $2 \times a = 2 \times 0,40 \times 16,39 = 13,11 \text{ m}$

Según Figura 4 del Reglamento CIRSOC 102 se debe utilizar el menor valor obtenido anteriormente y a su vez debe ser mayor a los siguientes valores:

C) 4 % de la menor dimensión horizontal:
 $2 \times a = 2 \times 0,04 \times 45,30 = 3,62 \text{ m}$

D) Medida mínima
 $2 \times a = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$

Entonces el valor que satisface las condiciones anteriores es: **9,06 m**

Esquina 1: Caso A, $GC_{pf}(\theta=42,53^\circ)$								
$\theta(^\circ)$	Superficie							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
30 -45	0,5600	0,2100	-0,4300	-0,3700	0,6900	0,2700	-0,5300	-0,4800

Esquina 1y2: Caso B, GC_{pf}						
Ubicación	Superficie					
	1	2	3	4	5	6
Interior	-0,45	-0,69	-0,37	-0,45	0,40	-0,29
Borde	-0,48	-1,07	-0,53	-0,48	0,61	-0,43

Esquina 2: Caso A, $GC_{pf}(\theta=0^\circ)$								
$\theta(^\circ)$	Superficie							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0-5	0,40	-0,69	-0,37	-0,29	0,61	-1,07	-0,53	-0,43

Valores de G_{cpi} internos

G_{cpi}	0,18	Para edificios Cerrados.
	-0,18	

Presiones de diseño:

$q_h =$	1448,78 N/m ²
---------	--------------------------

Esquina 1: Caso A			
Superficie	$G_{c_{pf}}$	Presiones de diseño	
		(+) $G_{c_{pi}}$	(-) $G_{c_{pi}}$
1	0,56	550,54	1072,10
2	0,21	43,46	565,02
3	-0,43	-883,76	-362,19
4	-0,37	-796,83	-275,27
1E	0,69	738,88	1260,44
2E	0,27	130,39	651,95
3E	-0,53	-1028,63	-507,07
4E	-0,48	-956,19	-434,63

Esquina 1 y 2: Caso B			
Superficie	$G_{c_{pf}}$	Presiones de diseño	
		(+) $G_{c_{pi}}$	(-) $G_{c_{pi}}$
1	-0,45	-912,73	-391,17
2	-0,69	-1260,44	-738,88
3	-0,37	-796,83	-275,27
4	-0,45	-912,73	-391,17
5	0,40	318,73	840,29
6	-0,29	-680,93	-159,37
1E	-0,48	-956,19	-434,63
2E	-1,07	-1810,97	-1289,41
3E	-0,53	-1028,63	-507,07
4E	-0,48	-956,19	-434,63
5E	0,61	622,98	1144,54
6E	-0,43	-883,76	-362,19

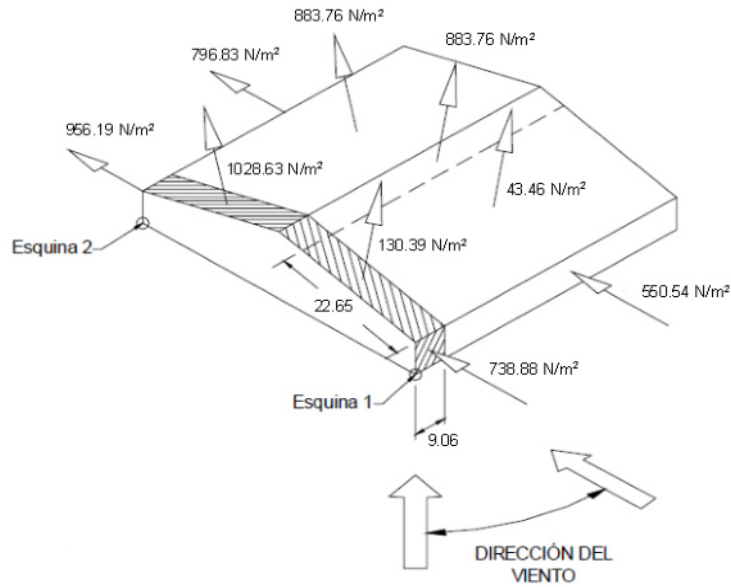
Esquina 2: Caso A			
Superficie	$G_{c_{pf}}$	Presiones de diseño	
		(+) $G_{c_{pi}}$	(-) $G_{c_{pi}}$
1	0,40	318,73	840,29
2	-0,69	-1260,44	-738,88
3	-0,37	-796,83	-275,27
4	-0,29	-680,93	-159,37
1E	0,61	622,98	1144,54
2E	-1,07	-1810,97	-1289,41
3E	-0,53	-1028,63	-507,07
4E	-0,43	-883,76	-362,19

Aplicación de presiones en superficies 2 y 3 del edificio:

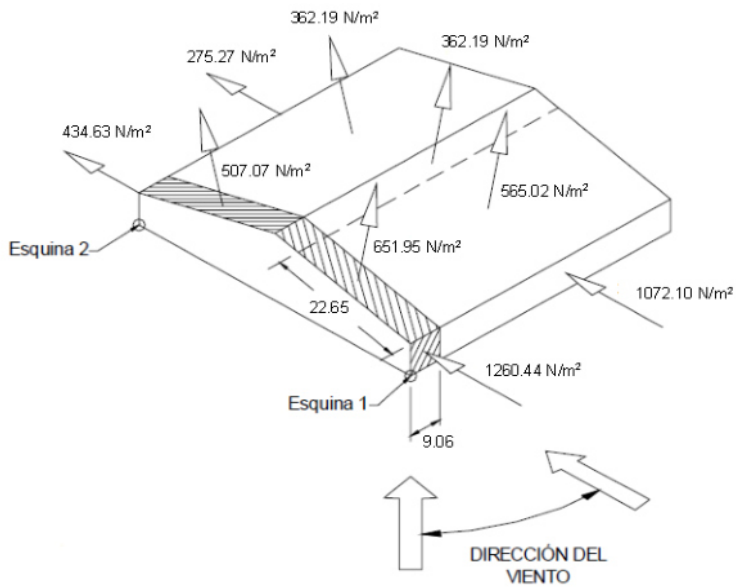
Si el coeficiente de presión (GC_{pf}) sobre la cubierta es negativo en zona 2, se aplica en dicha zona en correspondencia con una distancia desde el borde de la cubierta igual a 0,5 veces la dimensión horizontal del edificio medida perpendicularmente a la línea del alero o 2,5 h , se debe adoptar el menor valor de ambos, al resto de la zona 2, que se extiende hasta la línea de cumbrera, le corresponde el coeficiente de presión (GC_{pf}) para la zona 3.

$0,5 \cdot (B) =$	22,65 m
$2,5 \cdot (H_m) =$	40,97 m

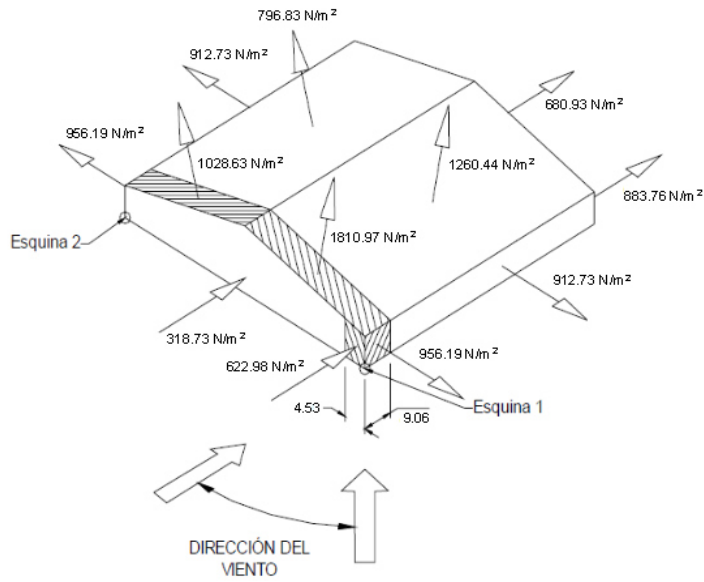
Presiones de diseño para Caso A en Esquina 1 con presión interna positiva.



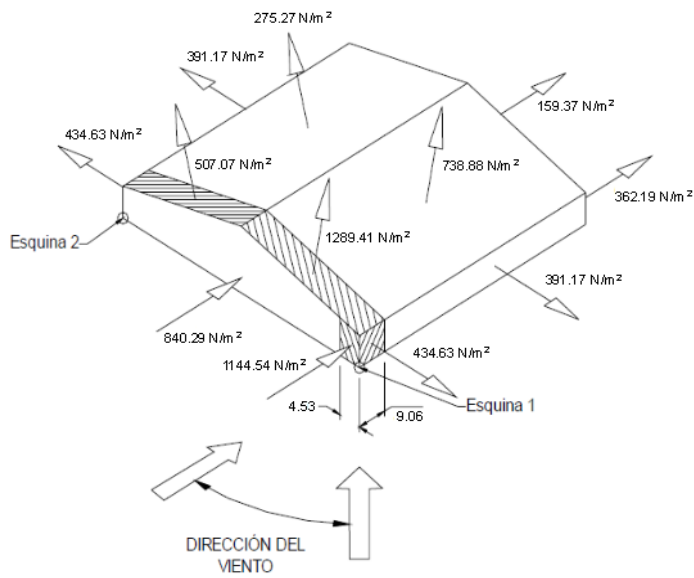
Presiones de diseño para Caso A en Esquina 1 con presión interna negativa.



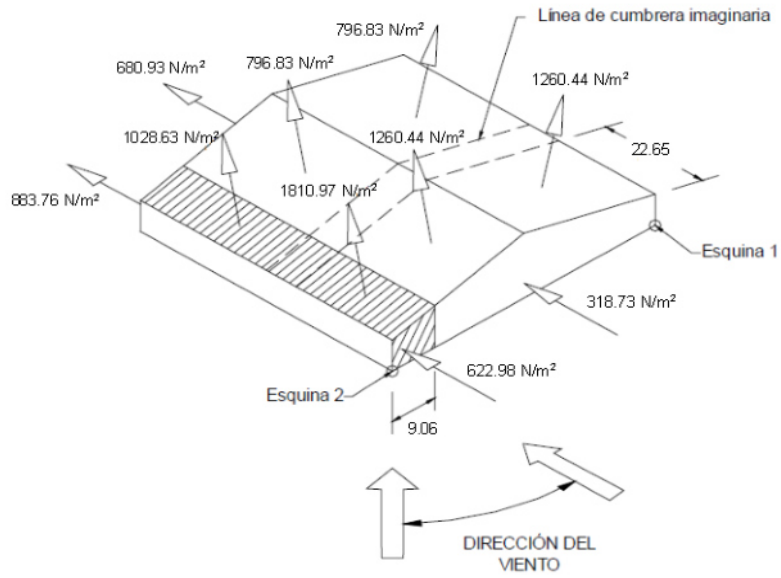
Presiones de diseño para Caso B en Esquina 1 con presión interna positiva.



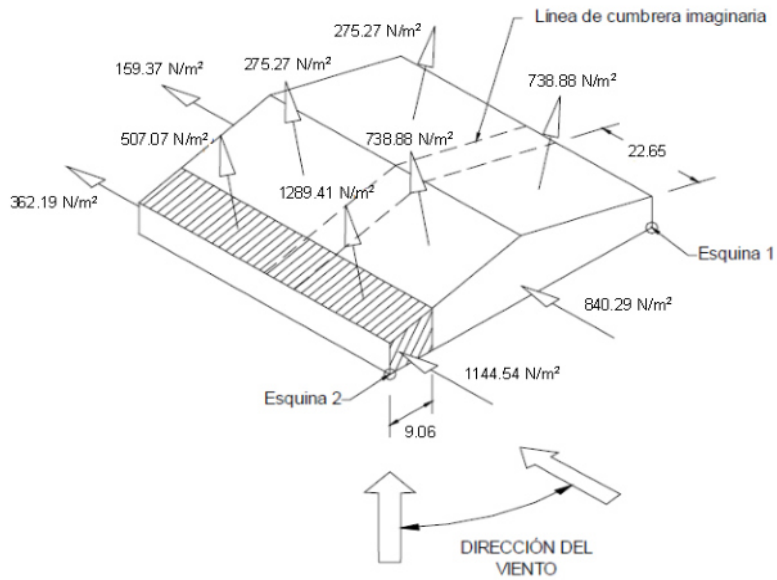
Presiones de diseño para Caso B en Esquina 1 con presión interna negativa.



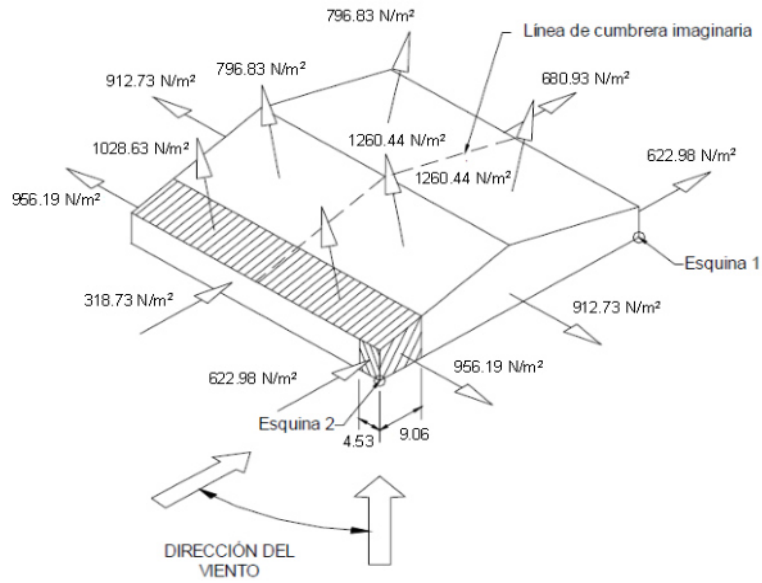
Presiones de diseño para Caso A en Esquina 2 con presión interna positiva.



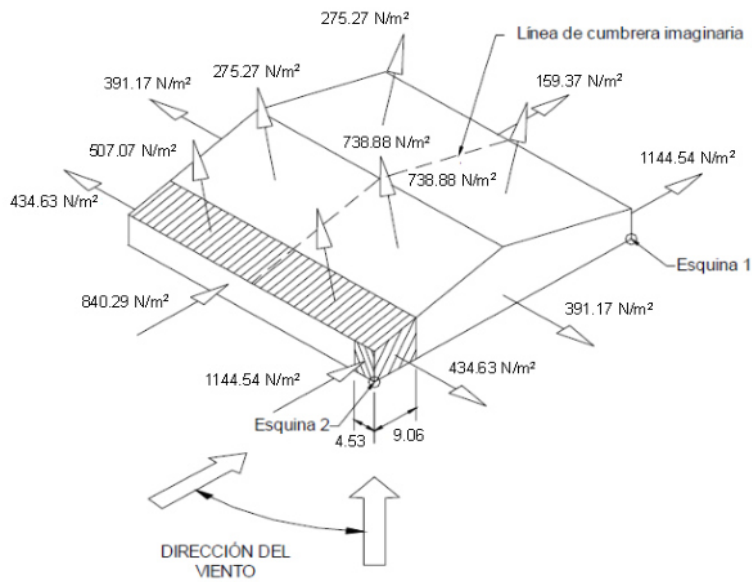
Presiones de diseño para Caso A en Esquina 2 con presión interna negativa.



Presiones de diseño para Caso B en Esquina 2 con presión interna positiva.



Presiones de diseño para Caso B en Esquina 2 con presión interna negativa.



Presiones de diseño para componentes y revestimientos:

Separación entre pórticos		5,00	m
Separación entre correas de techo	S =	1,36	m
Ancho de chapa T101		1,01	m
Separación e/ columnas de frontis		5,00	m
Separación entre correas de frontis		1,20	m

Para edificios con $h \leq 20$ m, es:

$$P = q_h \cdot [(GC_p) - (GC_{pi})]$$

siendo: $q_h = 1448,78 \text{ N/m}^2$
 $GC_p =$ valores q se obtienen de la figura 5.
 $GC_{pi} = 0,18$
 $-0,18$

Los coeficientes de presión GC_p son función del área efectiva de viento. La definición de área efectiva de viento para un componente o panel de revestimiento corresponde a la longitud del tramo multiplicada por el ancho efectivo, que no debe ser menor que un tercio de la longitud del tramo. Sin embargo, para el caso de un fijador, es el área tributaria asociada con un fijador individual.

Cubierta:

Correa de cubierta:

$A = 5 \times 1.36 = 6,80 \text{ m}^2$
 $A = 5 \times (5/3) = 8,33 \text{ m}^2$ Valor adoptado: $8,33 \text{ m}^2$

Panel:

$A = 1.36 \times 1,01 = 1,37 \text{ m}^2$
 $A = 1.36 \times (1.36/3) = 0,62 \text{ m}^2$ Valor adoptado: $1,37 \text{ m}^2$

Coeficiente para cubierta (GC_p) de la fig. 5B				
C y R	A(m ²)	(GC_p) externos		
		Zonas 1,2y3	Zona 1	Zona 2y3
PANEL	1,37	0,90	-0,95	-1,15
CORREA	8,33	0,80	-0,85	-1,05

C y R	ZONA 1,2 y 3	ZONA 1	ZONA 2 y 3
	POSITIVA	NEGATIVA	NEGATIVA
PANEL	1043,12	-1637,12	-1926,88
	1564,68	-1115,56	-1405,32
CORREA	898,24	-1492,24	-1782,00
	1419,80	-970,68	-1260,44

Presiones netas en componentes de cubierta (N/m ²)			
Componentes	Presiones de diseño que se adoptan		
	Positiva	Negativa	
		Zonas 1,2 y3	Zona 1
PANEL	1564,68	-1637,12	-1926,88
CORREA	1419,80	-1492,24	-1782,00

Frontis

Correa de frontis:

$$A = 5 \times 1.2 = 6,00 \text{ m}^2$$

$$A = 5 \times (5/3) = 8,33 \text{ m}^2$$

Valor adoptado: 8,33 m²

Panel:

$$A = 1.20 \times 1,01 = 1,21 \text{ m}^2$$

$$A = 1.20 \times (1.20/3) = 0,48 \text{ m}^2$$

Valor adoptado: 1,21 m²

Coeficiente para paredes (GCp) de la fig. 5A				
C y R	A(m ²)	(GCp) externos		
		Zonas 4y5	Zona 4	Zona 5
PANEL	1,21	1,10	-1,09	-1,38
CORREA	8,33	0,82	-0,90	-1,10

ZONA 4	POSITIVA	NEGATIVA
PANEL	1332,88	-1839,95
	1854,44	-1318,39
CORREA	927,22	-1564,68
PARED	1448,78	-1043,12

ZONA 5	POSITIVA	NEGATIVA
PANEL	1332,88	-2260,10
	1854,44	-1738,54
CORREA	927,22	-1854,44
PARED	1448,78	-1332,88

ZONA.

Presiones netas en componentes de paredes (N/m ²)				
Componentes	Presiones de diseño que controla			
	Zona 4		Zona 5	
	Positiva	Negativa	Positiva	Negativa
PANEL	1854,44	-1839,95	1854,44	-2260,10
CORREA	1448,78	-1564,68	1448,78	-1854,44

Dimensionado de chapa y correas de metálicas (de techo y frontis)

Se dimensionaran las correas teniendo en cuenta las cargas actuantes, peso propio, carga de montaje, lluvia, viento, peso de tornillos. Se determinaran los momentos que se producen en ella, se analizaran las peores condiciones dadas por las combinaciones de carga. Se verificara el perfil, y en caso de trabajar en malas condiciones se redimensionara.

Separación entre pórticos		5,00	m
Separación entre correas de techo	S =	1,36	m
Ancho de chapa T101		1,01	m
Separación e/ columnas de frontis		5,00	m
Separación entre correas de frontis		1,20	m

Acciones gravitatorias:

Chapa:

CHAPA T101 (SIDERAR)		
Ancho Util	1010	mm
Ancho Total	1100	mm
Largo	12820	mm
Espesor	0,56	mm
Peso x metro	5,61	Kg/m
Inercia	6,89	cm ⁴ /m
Mom. Resis. Sup.	3,67	cm ³ /m
Mom. Resis. Inf.	7,17	cm ³ /m
Elemen. de sujeción	3,90	kg/m

CHAPA ACANALADA T101(GALVANIZADA)

1010mm

253mm

Correa:

CORREA PERFIL C		
adoptamos: PERFIL "C" 180x70x25x2,5		
Peso x metro	6,94	kg/m

Tillas:

2 TILLAS, HIERRO REDONDO		
adoptamos: 5 % del paso del perfil		
Peso x metro	0,69	kg/m

Acciones de sobrecargas (accidentales):

Lluvia:

Según CIRSOC se tiene : $q_{II} = 30 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow 40,8 \text{ kg/m}$

Montaje:

Según CIRSOC se tiene : $q_{op} = 100 \text{ kg}$

Acciones de viento:

N/m ²	kg/m ²	kg/m
1419,80	141,98	193,09
-1492,24	-149,22	-202,95
1448,78	144,88	173,85
-1564,68	-156,47	-187,76

VALOR A UTILIZAR, COMO CARGA DE PRESIÓN EN CUBIERTA.
VALOR A UTILIZAR, COMO CARGA DE SUCCIÓN EN CUBIERTA
VALOR A UTILIZAR, COMO CARGA DE PRESIÓN EN FRONTIS.
VALOR A UTILIZAR, COMO CARGA DE SUCCIÓN EN FRONTIS.

Verificación de la chapa adoptada:

$\sigma_{adm} =$	1400	kg/cm ²
------------------	------	--------------------

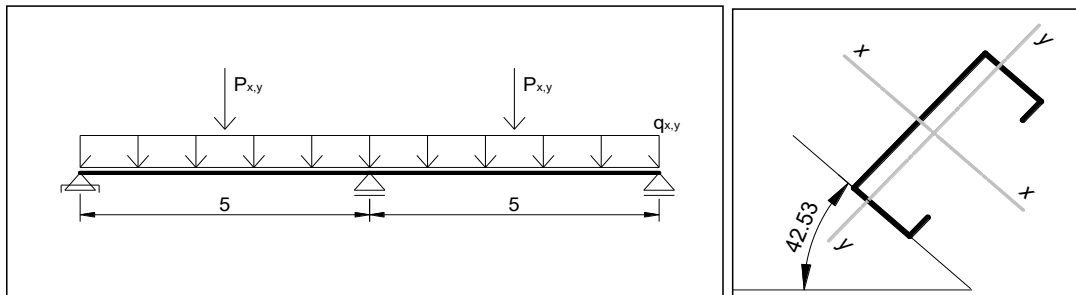
	Momento		W necesario		W adoptado	
Presión	45,94	kgm	3,28	cm ³	7,17	cm ³
Succión	45,62	kgm	3,26	cm ³	3,67	cm ³

Verifica

Verifica

Cálculo de la correa de techo, con perfil tipo C

Esquema de cálculo:



$$\begin{aligned} \cos \alpha &= 42,53 &= & 0,737 \\ \text{sen } \alpha &= 42,53 &= & 0,676 \end{aligned}$$

Cálculo de Solicitaciones, obtenidas de software SAP2000.

Solicitaciones producidas por las cargas gravitatorias:

Peso propio:

$q_y =$	12,63	kg/m	$q_x =$	11,59	kg/m
$M_{x \text{ apoyo}} =$	38,72	kgm	$M_{y \text{ apoyo}} =$	35,53	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	22,38	kgm	$M_{y \text{ tramo}} =$	20,54	kgm

Solicitaciones producidas por las cargas accidentales:

Lluvia:

$q_y =$	30,07	kg/m	$q_x =$	27,58	kg/m
$M_{x \text{ apoyo}} =$	92,19	kgm	$M_{y \text{ apoyo}} =$	84,55	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	53,23	kgm	$M_{y \text{ tramo}} =$	48,88	kgm

Montaje:

$P_y =$	73,69	kg	$P_x =$	67,60	kg
$M_{x \text{ apoyo}} =$	67,77	kgm	$M_{y \text{ apoyo}} =$	62,17	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	58,23	kgm	$M_{y \text{ tramo}} =$	53,41	kgm

Solicitaciones producidas por las cargas de viento:

Presión:

$q_y =$	193,09	kg/m
$M_{x \text{ apoyo}} =$	591,96	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	342,20	kgm

Succión:

$q_y =$	202,95	kg/m
$M_{x \text{ apoyo}} =$	622,19	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	359,67	kgm

Posibles combinaciones de cargas:

- I PP + $W_{\text{presión}}$
- II PP + $W_{\text{presión}}$ + LL
- III PP + LL
- IV PP + OP
- V PP + $W_{\text{succión}}$
- VI PP + $W_{\text{succión}}$ + LL

Se proponen estas combinaciones de cargas, según CIRSOC 201 - 1982.

Cálculo de las solicitaciones combinando las cargas:

Combinación I:

$q_y =$	205,73	kg/m	$q_x =$	11,59	kg/m
$M_{x \text{ apoyo}} =$	552,39	kgm	$M_{y \text{ apoyo}} =$	0,00	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	393,70	kgm	$M_{y \text{ tramo}} =$	8,20	kgm

Combinación II:

$q_y =$	235,79	kg/m	$q_x =$	39,17	kg/m
$M_{x \text{ apoyo}} =$	638,34	kgm	$M_{y \text{ apoyo}} =$	0,00	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	451,35	kgm	$M_{y \text{ tramo}} =$	28,99	kgm

Combinación III:

$q_y =$	42,70	kg/m	$q_x =$	39,17	kg/m
$M_{x \text{ apoyo}} =$	115,48	kgm	$M_{y \text{ apoyo}} =$	0,00	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	81,66	kgm	$M_{y \text{ tramo}} =$	28,99	kgm

Combinación IV:

$q_y =$	12,63	kg/m	$q_x =$	11,59	kg/m
$P_y =$	73,69	kg	$P_x =$	67,60	kg
$M_{x \text{ apoyo}} =$	95,25	kgm	$M_{y \text{ apoyo}} =$	0,00	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	83,35	kgm	$M_{y \text{ tramo}} =$	8,20	kgm

Combinación V:

$q_y =$	-190,31	kg/m	$q_x =$	11,59	kg/m
$M_{x \text{ apoyo}} =$	-515,89	kgm	$M_{y \text{ apoyo}} =$	0,00	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	-364,75	kgm	$M_{y \text{ tramo}} =$	8,20	kgm

Combinación VI:

$q_y =$	-160,24	kg/m	$q_x =$	39,17	kg/m
$M_{x \text{ apoyo}} =$	-434,08	kgm	$M_{y \text{ apoyo}} =$	0,00	kgm
$M_{x \text{ tramo}} =$	-306,38	kgm	$M_{y \text{ tramo}} =$	28,99	kgm

Dimensionado del perfil:

Combinación más desfavorable: **II**

Datos del perfil

Perfil:	C 180 x 70 x 20 x 3,2	
F =	10,70	cm ²
g =	8,40	kg/m
$I_x =$	555,99	cm ⁴
$I_y =$	72,16	cm ⁴
$W_x =$	61,78	cm ³
$W_y =$	14,89	cm ³

Cod.: 29

Calculo de la tensión de trabajo:

$$\sigma_{\text{trab}} = 1227,94 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} = 1400,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifica}$$

Calculo de la flecha:

Deformación máxima admisible: $L/250 = 2,00 \text{ cm}$

Según x-x: $f_x = \frac{5 \cdot q_x \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} + \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I}$

siendo:

$q_y =$	2,36	kg/cm
$P_y =$	67,60	kg
$L =$	500,00	cm
$E =$	2100000	kg/cm ²
$I_x =$	555,99	cm ⁴

$$f_x = 1,79 \text{ cm}$$

Según y-y: $f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$

siendo:

$q_x =$	0,39	kg/cm
$L =$	250,00	cm
$E =$	2100000	kg/cm ²
$I_y =$	72,16	cm ⁴

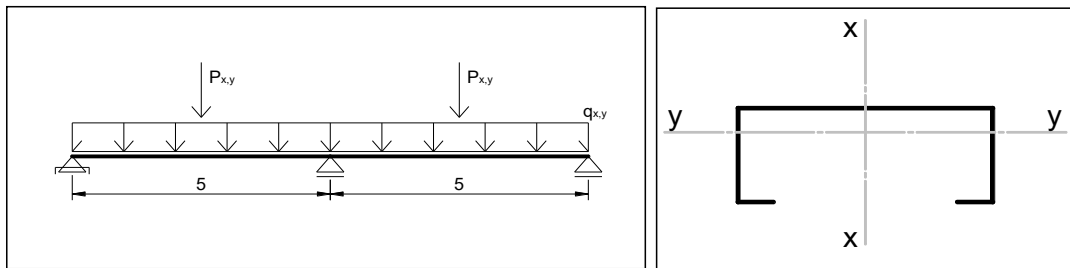
$$f_y = 0,13 \text{ cm}$$

Flecha total compuesta:

$$f_t = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 1,80 \text{ cm} \leq 2,00 \text{ cm} \quad \text{Verifica}$$

Cálculo de la correa de frontis, con perfil tipo C

Esquema de cálculo:



Cálculo de Solicitaciones, obtenidas de software SAP2000.

Solicitaciones producidas por las cargas gravitatorias:

Peso propio:

$$q_x = 17,14 \text{ kg/m}$$

$$M_{y \text{ tramo}} = 53,58 \text{ kgm}$$

Solicitaciones producidas por las cargas accidentales:

Montaje:

$$P_x = 100,00 \text{ kg}$$

$$M_{y \text{ tramo}} = 125,00 \text{ kgm}$$

Solicitaciones producidas por las cargas de viento:

Presión:

$$q_y = 173,85 \text{ kg/m}$$
$$M_{x \text{ tramo}} = 543,29 \text{ kgm}$$

Succión:

$$q_y = -187,76 \text{ kg/m}$$
$$M_{x \text{ tramo}} = -586,76 \text{ kgm}$$

Posibles combinaciones de cargas:

- I PP + $W_{\text{presión}}$
- II PP + OP
- II PP + $W_{\text{succión}}$

Cálculo de las solicitaciones combinando las cargas:

Combinación I:

$$q_x = 17,14 \text{ kg/m}$$
$$M_{y \text{ tramo}} = 53,58 \text{ kgm}$$
$$q_y = 173,85 \text{ kg/m}$$
$$M_{x \text{ tramo}} = 543,29 \text{ kgm}$$

Combinación II:

$$q_x = 17,14 \text{ kg/m}$$
$$P_x = 100,00 \text{ kg}$$
$$M_{y \text{ tramo}} = 178,58 \text{ kgm}$$

Combinación III:

$$q_x = 17,14 \text{ kg/m}$$
$$M_{y \text{ tramo}} = 53,58 \text{ kgm}$$
$$q_y = -187,76 \text{ kg/m}$$
$$M_{x \text{ tramo}} = -586,76 \text{ kgm}$$

Dimensionado del perfil:

Combinación más desfavorable: I

Datos del perfil

Perfil:	C 180 x 70 x 20 x 3,2	
F =	10,70	cm ²
g =	8,40	kg/m
I _x =	555,99	cm ⁴
I _y =	72,16	cm ⁴
W _x =	61,78	cm ³
W _y =	14,89	cm ³

Cod.: 29

Calculo de la tensión de trabajo:

$\sigma_{\text{trab}} =$	1239,20	kg/cm ²	≤	$\sigma_{\text{adm}} =$	1400,00	kg/cm ²	Verifica
--------------------------	---------	--------------------	---	-------------------------	---------	--------------------	----------

Calculo de la flecha:

Deformación máxima admisible:

L/250 =	2,00	cm
----------------	------	----

Según x-x: $f_x = \frac{5 \cdot q_x \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} + \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I}$

siendo:

$q_y =$	1,74	kg/cm
$P_y =$	0,00	kg
$L =$	500,00	cm
$E =$	2100000	kg/cm ²
$I_x =$	555,99	cm ⁴

$f_x =$	1,21	cm
---------	------	----

Según y-y: $f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$

siendo:

$q_x =$	0,17	kg/cm
$L =$	250,00	cm
$E =$	2100000	kg/cm ²
$I_y =$	72,16	cm ⁴

$f_y =$	0,06	cm
---------	------	----

Flecha total compuesta:

$$f_t = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad \mathbf{f_t =} \quad 1,21 \quad \text{cm} \quad \leq \quad 2,00 \quad \text{cm}$$

Verifica

Determinación de las cargas actuantes en pórtico principal

Separación entre pórticos		5,00	m
Separación entre correas de techo	S =	1,36	m
Ancho de chapa T101		1,01	m
Separación e/ columnas de frontis		5,00	m
Separación entre correas de frontis		1,20	m

- CUBIERTA -

Acciones gravitatorias:

Cercha:

PESO PROPIO DE LA CERCHA			
adoptamos:			
Peso x metro	(A)	kg/m	(A) Dependera del tipo de material de la cercha. El software SAP lo considera automaticamente según corresponda.

Chapa:

CHAPA T101 (SIDERAR)			
Ancho Util	1010	mm	<p style="text-align: center;">CHAPA ACANALADA T101(GALVANIZADA)</p> <p style="text-align: center;">1010mm</p> <p style="text-align: right;">253mm</p>
Ancho Total	1100	mm	
Largo	12820	mm	
Espesor	0,56	mm	
Peso x metro	5,61	Kg/m	
Inercia	6,89	cm ⁴ /m	
Mom. Resis. Sup.	3,67	cm ³ /m	
Mom. Resis. Inf.	7,17	cm ³ /m	
Elemen. de sujeción	3,90	kg/m	

Correa:

CORREA PERFIL C			
adoptamos: PERFIL "C" 180x70x25x2,5			
Peso x metro	6,94	kg/m	

Tillas:

2 TILLAS, HIERRO REDONDO			
adoptamos: 5 % del paso del perfil			
Peso x metro	0,69	kg/m	

Acciones de sobrecargas (accidentales):

Lluvia:

Según CIRSOC se tiene : $q_{ll} = 30 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow 40,8 \text{ kg/m}$

Termocuplas:

Se adopta:

$TE_{ext} = 3100 \text{ kg}$

$TE_{med} = 6100 \text{ kg}$

$TE_{int} = 11100 \text{ kg}$

Tripper o Transportador:

Se adopta: $TR = 2500 \text{ kg} \quad \times 2.-$

Acciones de viento:

Situación	Zona	N/m ²	kg/m ²	kg/m	
A	2	43,46	4,35	5,91	CARGA DE PRESIÓN EN CUBIERTA, ZONA 2
	3	-883,76	-88,38	-120,19	CARGA DE SUCCIÓN EN CUBIERTA, ZONA 3
B	2	565,02	56,50	76,84	CARGA DE PRESIÓN EN CUBIERTA, ZONA 2
	3	-362,19	-36,22	-49,26	CARGA DE SUCCIÓN EN CUBIERTA, ZONA 3
C	2	-1260,44	-126,04	-171,42	CARGA DE SUCCIÓN EN CUBIERTA, ZONA 2
	3	-796,83	-79,68	-108,37	CARGA DE SUCCIÓN EN CUBIERTA, ZONA 3

Posibles combinaciones de cargas, la cuales son similares para el calculo de ambas cerchas.

- I PP + TR + TE
- II PP + LL + TR + TE
- III PP + VA
- IV PP + VB
- V PP + VC
- VI PP + 0,6 x VA + LL + TR + TE
- VII PP + 0,6 x VB + LL + TR + TE
- VIII PP + 0,6 x VC + LL + TR + TE
- IX PP + 0,6 x VA + TR + TE
- X PP + 0,6 x VB + TR + TE
- XI PP + 0,6 x VC + TR + TE

- PAREDES -

Acciones de viento:

Zona	N/m ²	kg/m ²	kg/m
1	1072,10	107,21	145,81
4	-912,73	-91,27	-124,13

CARGA DE PRESION EN PAREDES, ZONA 1
CARGA DE SUCCION EN PAREDES, ZONA 4

- VER MAS EN HOJAS SIGUIENTES (calculo de empujes del cereal)

- FRONTIS -

Acciones gravitatorias:

Columna de Frontis

PESO PROPIO DE LA COLUMNA DE FRONTIS

adoptamos:

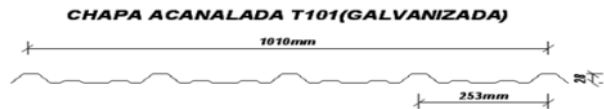
Peso x metro (B) kg/m

(B) Dependera del tipo de material de la cercha. El software SAP lo considera automaticamente según corresponda.

Chapa:

CHAPA T101 (SIDERAR)

Ancho Util	1010	mm
Ancho Total	1100	mm
Largo	12820	mm
Espesor	0,56	mm
Peso x metro	5,61	Kg/m
Inercia	6,89	cm ⁴ /m
Mom. Resis. Sup.	3,67	cm ³ /m
Mom. Resis. Inf.	7,17	cm ³ /m
Elemen. de sujeción	3,90	kg/m



Correa:

CORREA PERFIL C

adoptamos: PERFIL "C" 180x70x25x2,5

Peso x metro 6,94 kg/m

Tillas:

2 TILLAS, HIERRO REDONDO

adoptamos: 5 % del paso del perfil

Peso x metro 0,69 kg/m

Acciones de viento:

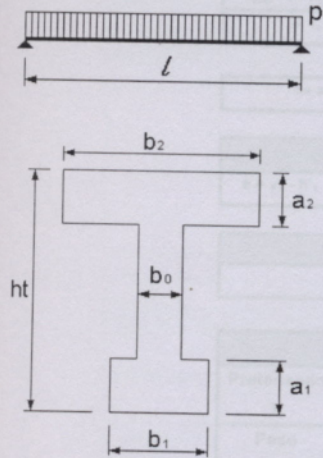
Zona	N/m ²	kg/m ²	kg/m
5	318,73	31,87	38,25
6	-680,93	-68,09	-81,71

CARGA DE PRESION EN FRONTIS, ZONA 5
CARGA DE SUCCION EN FRONTIS, ZONA 6



HORMIGON POSTESADO - PRETENSADO TOTAL

- SEGÚN CIRSOC 201 - 1982



ENTRADA DE DATOS			
CARGA ACCIDENTAL		p (t/m)	0,69
LUZ ENTRE APOYOS		l (m)	30,74
HORMIGÓN	H - 30		
TENSIONES ADMISIBLES			
σ'_{b2}	en kg/cm^2	140	De tabla 47 CIRSOC 201
σ'_{b1}	en kg/cm^2	170	
Dimensiones de la sección			
ht (cm)	130		
b_0 (cm)	13		
b_1 (cm)	30		
b_2 (cm)	70		
a_1 (cm)	11,5		
a_2 (cm)	13		

SALIDA DE DATOS	
ÁREA A_b	2626,5 cm^2
Peso específico del H ^o	2,4 t/m^3
PESO PROPIO g	0,65736 t/m
Relación g/p	0,95 No debe ser pequeña.
y_1	77,09 cm
y_2	52,91 cm

s_0	12,84 cm
s_1	71,34 cm
s_2	46,41 cm
$I s_0$	1272094,82 cm^4
$I s_1$	3802,19 cm^4
$I s_2$	12815,83 cm^4

Inercia de la sección I	
W_1	67848,34 cm^3
W_2	98868,08 cm^3

Bordes del núcleo central	
e_1	37,64 cm
e_2	25,83 cm

Rendimiento de la sección	
0,49	

Valores de Momentos y fuerza $V_{\text{subcritica}}$	
$\Delta M = Mp$	8150173,05 kgcm
$V_{\text{subcritica}}$	128400,25 kg
$Mg = M_{\text{mín}}$	7764634,43 kgcm
$M_{\text{máx}} = Mp + Mg$	15914807,48 kgcm

Se calcula la $e_{subcritica}$ para verificar la sección		
$e' = Mg / V$	60,47 cm	
$e_{sub} = e' + e_1$	98,11 cm > $Y_1 = 77,09$	Diferencia
Si e_{sub} no es mayor que y_1 , la sección es subcritica		21,02

Se adopta h'_1	10 cm
------------------	-------

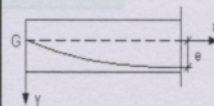
Cálculo de la excentricidad e	
$e = y_1 - h'_1$	67,09 cm

Cálculo de V	
	171262,66 kg

TENSIONES		
Pretensado V	$\sigma_{2,v}$	51,02 Kg/cm ²
	$\sigma_{1,v}$	-234,56 Kg/cm ²
Peso Propio	$\sigma_{2,g}$	-78,54 Kg/cm ²
	$\sigma_{1,g}$	114,44 Kg/cm ²
Carga Accidental	$\sigma_{2,p}$	-82,43 Kg/cm ²
	$\sigma_{1,p}$	120,12 Kg/cm ²

VERIFICACIÓN DE TENSIONES			
Estado [V + g]			
Fibra superior		-27,52 Kg/cm ²	No debe ser (+)
Fibra inferior	compresión (-)	120,12 Kg/cm ² <	170
Estado [V + g + p]			
Fibra superior	compresión (-)	109,95 Kg/cm ² <	140
Fibra inferior		0,00 Kg/cm ²	Debe ser cero

UBICACIÓN DEL HUSO DE PASAJE Y DEL CABLE				
Valores hasta luz / 2	Superior eje x = e ₂	Inferior eje x = e ₁	CABLE eje x = G	Ubicación de x ₀ para la parte Inferior (cm)
Flechas (cm)	92,93	60,47	67,09	
X (cm)	y	y	y	436,17
0,00	0,00	0,00	0,00	A partir de este valor, "y" vale: e - e ₁ (cm)
192,13	21,78	14,17	15,73	29,45
384,25	40,66	26,46	29,35	
576,38	56,63	36,85	40,89	
768,50	69,69	45,35	50,32	
960,63	79,86	51,97	57,66	
1152,75	87,12	56,69	62,90	
1344,88	91,47	59,53	66,05	
1537,00	92,93	60,47	67,09	
Para la otra mitad de la luz se repiten los valores anteriores.				



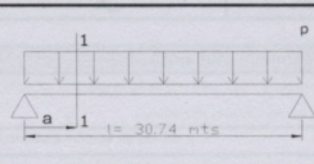


VERIFICACION AL ESFUERZO DE CORTE

Acero	ADN 420	S_{cu} en kg/cm^2	4200
-------	---------	-----------------------	------

Según CIRSOC 201 punto 26.12.1. (2) pag 359: Sección ubicada a $0,5h_1$ del apoyo (en m)

$a = 0,65$



RA	20,709 t
Sección 1-1	
Q_1	20,28 t
M_1	13,32 tm
sen a	0,0836
$Q_{v,Q}$	14319,80 kg

Verificación de tensiones con carga de servicio.

Tensiones normales

Para $x_{(cm)} = 65$; $e = 5,55$ (en cm)		
Pretensado	$\sigma_{2,v}$	-55,58 Kg/cm^2
	$\sigma_{1,v}$	-79,23 Kg/cm^2
Momento M_1	$\sigma_{2,M}$	-13,47 Kg/cm^2
	$\sigma_{1,M}$	19,63 Kg/cm^2
$\sigma_{2,v} + \sigma_{2,M}$		-69,06 Kg/cm^2
$\sigma_{1,v} + \sigma_{1,M}$		-59,59 Kg/cm^2
En G : σ'_{bo}		-65,21 Kg/cm^2
Tensiones tangenciales (Estado I) en G.		
Q real	5961,84 kg	CIRSOC 201 Tabla 47 Renglón 46 pag. 380
M estático: S	52580,51 cm^3	
t_{xy}	4,61 Kg/cm^2	
Tensiones Principales		
σ_I	0,32 Kg/cm^2 < 9	0,9
σ_{II}	-65,53 Kg/cm^2	
tg d_1	0,070	

Verificación de tensiones de corte bajo cargas de rotura.

$Q_u = 1,75 \cdot Q_q - Q_{v,Q}$	21173,07 kg	CIRSOC 201 Limite zona "a" Tabla pag 361
$M_u = 1,75 \cdot M_1$	23,31 tm	
σ_{2,M_u}	-23,58 Kg/cm^2	
σ_{1,M_u}	34,36 Kg/cm^2	
$\sigma_{2,v} + \sigma_{2,M_u}$	-79,16 Kg/cm^2	
$\sigma_{1,v} + \sigma_{1,M_u}$	-44,87 Kg/cm^2 < 28	

Verificación de las tensiones principales de compresión.

$t_u = 1,75 \cdot t_{xy}$	8,07 Kg/cm^2
CIRSOC 201, Renglón 50, pag 381 (en MN/m^2)	1,8
$\Delta t = 60\%$ del valor anterior.	10,80 Kg/cm^2

tg d	-0,024 > 0 = 0,4	Adopto:	0,40
d	0,381 rad		
sen d	0,371		
cos d	0,928		

Con estribos verticales, $b = 90^\circ$

Adopto z como una prop. de ht (en $gral. 0,85ht$)	0,85	CIRSOC 201 Tabla 47, r. 62 pag 382
z	110,50 cm	
t_Q	14,74 Kg/cm^2	
$\sigma_{II,Q}$	42,74 Kg/cm^2 < 160	



Dimensionamiento de la armadura de corte.		
t_R	14,74 Kg/cm ² >	18
		Renglón 50

Cumpléndose lo anterior "no" se debe dimensionar armadura de corte. Adaptándose la armadura mínima constructiva

Z_{90°	76,64 Kg/cm
----------------	-------------

Armadura mínima.	
CIRSOC 201, punto 26.6 7.1, Pag.334. d_s (mm) =	8
y Separación máxima en cm =	20
Armadura mínima en cm ² /m	5,03
CIRSOC 201, tabla 42, pag.335 es. $2,0 \cdot m \cdot b_o$	
CIRSOC 201, tabla 43, pag.336 es. m =	0,09
Segun lo anterior la armadura min. en cm ² /m es.	2,34

Armadura según cálculo.	
Fe necesario	1,82 cm ² /m

Armadura adoptada.	
Diámetro d_s en mm.	8
Separación en cm.	20
Fe disponible	5,03 cm ² /m

σ_{s1}	31,81 kg/cm ²
σ_{s2}	38,73 kg/cm ²
σ_{s3}	0,2025 kg/cm ²

Período (h)	124 h
Exp. Medio día = 2 A.U.	12 h
Factor de fluencia lenta σ_{s1}	1,0
σ_{s1}	31,81 kg/cm ²

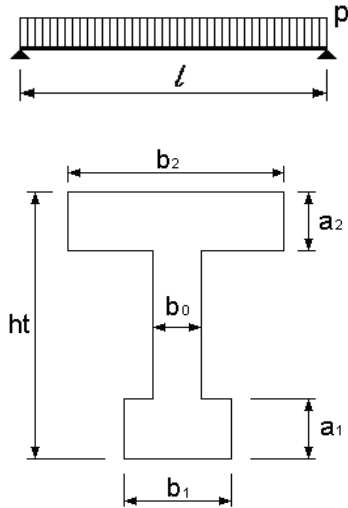
σ_{s2}	38,73 kg/cm ²
---------------	--------------------------

σ_{s3}	0,2025 kg/cm ²
---------------	---------------------------

σ_{s1}	31,81 kg/cm ²
σ_{s2}	38,73 kg/cm ²
σ_{s3}	0,2025 kg/cm ²

HORMIGÓN POSTESADO - PRETENSADO TOTAL

- SEGÚN CIRSOC 201 -1982



ENTRADA DE DATOS	
CARGA ACCIDENTAL	p (t/m) 0,69
LUZ ENTRE APOYOS	l (m) 30,74
HORMIGÓN	H - 30
TENSIONES ADMISIBILES	
σ'_{b2}	en kg/cm ² 140
	De tabla 47 CIRSOC 201
σ'_{b1}	en kg/cm ² 170
Dimensiones de la sección	
ht (cm)	130
b ₀ (cm)	13
b ₁ (cm)	30
b ₂ (cm)	70
a ₁ (cm)	11,5
a ₂ (cm)	13

SALIDA DE DATOS

ÁREA A_b	2626,5 cm ²
Peso específico del H°	2,4 t/m ³
PESO PROPIO g	0,65736 t/m
Relación g/p	0,95 No debe ser pequeña.
y ₁	77,09 cm
y ₂	52,91 cm

s ₀	12,84 cm
s ₁	71,34 cm
s ₂	46,41 cm
I s ₀	1272094,82 cm ⁴
I s ₁	3802,19 cm ⁴
I s ₂	12815,83 cm ⁴

Inercia de la sección I	
W ₁	67848,34 cm ³
W ₂	98868,08 cm ³

Bordes del núcleo central	
e ₁	37,64 cm
e ₂	25,83 cm
Rendimiento de la sección	
0,49	

Valores de Momentos y fuerza V _{subcritica}	
ΔM = Mp	8150173,05 kgcm
V _{subcritica}	128400,25 kg
Mg = M _{min}	7764634,43 kgcm

$M_{m\acute{a}x} = M_p + M_g$	15914807,48 kgcm
-------------------------------	------------------

Se calcula la $e_{subcr\acute{i}tica}$ para verificar la secci3n

$e' = M_g / V$	60,47 cm	
$e_{sub} = e' + e_1$	98,11 cm > $Y_1 = 77,09$	Diferencia
Si e_{sub} no es mayor que y_1, la secci3n es subcr\acute{i}tica		21,02

Se adopta h'_1	10 cm
--	-------

C\acute{a}lculo de la excentricidad e

$e = y_1 - h'_1$	67,09 cm
------------------	----------

C\acute{a}lculo de V

171262,66 kg

TENSIONES

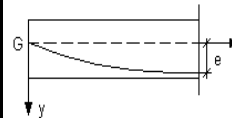
Pretensado	$\sigma_{2,v}$	51,02 Kg/cm ²
	$\sigma_{1,v}$	-234,56 Kg/cm ²
Peso Propio	$\sigma_{2,g}$	-78,54 Kg/cm ²
	$\sigma_{1,g}$	114,44 Kg/cm ²
Carga Accidental	$\sigma_{2,p}$	-82,43 Kg/cm ²
	$\sigma_{1,p}$	120,12 Kg/cm ²

VERIFICACI3N DE TENSIONES

Estado [V + g]			
Fibra superior		-27,52 Kg/cm ²	No debe ser (+)
Fibra inferior	compresi3n (-)	120,12 Kg/cm ² <	170
Estado [V + g + p]			
Fibra superior	compresi3n (-)	109,95 Kg/cm ² <	140
Fibra inferior		0,00 Kg/cm ²	Debe ser cero

UBICACI3N DEL HUSO DE PASAJE Y DEL CABLE

Valores	Superior	Inferior	CABLE	Ubicaci3n de x_0 para la parte Inferior (cm)
hasta luz / 2	eje $x = e_2$	eje $x = e_1$	eje $x = G$	
Flechas (cm)	92,93	60,47	67,09	436,17
X (cm)	y	y	y	
0,00	0,00	0,00	0,00	A partir de este valor, "y" vale: $e - e_1$ (cm) 29,45
192,13	21,78	14,17	15,73	
384,25	40,66	26,46	29,35	
576,38	56,63	36,85	40,89	
768,50	69,69	45,35	50,32	
960,63	79,86	51,97	57,66	
1152,75	87,12	56,69	62,90	
1344,88	91,47	59,53	66,05	
1537,00	92,93	60,47	67,09	



Para la otra mitad de la luz se repiten los valores anteriores.

VERIFICACION AL ESFUERZO DE CORTE

Acero	ADN 420	S_{eu} en kg/cm^2	4200
-------	---------	-----------------------	------

Según CIRSOC 201 punto 26.12.1. (2) pag 359: Sección ubicada a $0,5h_t$ del apoyo (en m)		
$a = 0,65$		
	RA	20,709 t
	Sección 1-1	
	Q_1	20,28 t
	M_1	13,32 tm
	sen a	0,0836
	$Q_{v,Q}$	14319,80 kg

Verificación de tensiones con carga de servicio.			
Tensiones normales			
Para $x_{(cm)} = 65$; $e = 5,55$ (en cm)	
Pretensado	$\sigma_{2,v}$	-55,58 Kg/cm^2	
	$\sigma_{1,v}$	-79,23 Kg/cm^2	
Momento M_1	$\sigma_{2,M}$	-13,47 Kg/cm^2	
	$\sigma_{1,M}$	19,63 Kg/cm^2	
$\sigma_{2,v} + \sigma_{2,M}$		-69,06 Kg/cm^2	
$\sigma_{1,v} + \sigma_{1,M}$		-59,59 Kg/cm^2	
En G : σ'_{bo}		-65,21 Kg/cm^2	
Tensiones tangenciales (Estado I) en G.			
Q real		5961,84 kg	CIRSOC 201 Tabla 47 Renglón 46 pag. 380
M estático: S		52580,51 cm^3	
t_{xy}		4,61 Kg/cm^2	
Tensiones Principales			
σ_I		0,32 Kg/cm^2	< 9
σ_{II}		-65,53 Kg/cm^2	
tg d_1		0,070	

Verificación de tensiones de corte bajo cargas de rotura.			
$Q_u = 1,75 \cdot Q_1 - Q_{v,Q}$	21173,07 kg		
$M_u = 1,75 \cdot M_1$	23,31 tm		
σ_{2,M_u}	-23,58 Kg/cm^2		CIRSOC 201 Límite zona "a" Tabla pag. 361
σ_{1,M_u}	34,36 Kg/cm^2		
$\sigma_{2,v} + \sigma_{2,M_u}$	-79,16 Kg/cm^2		
$\sigma_{1,v} + \sigma_{1,M_u}$	-44,87 Kg/cm^2	< 28	2,8

Verificación de las tensiones principales de compresión.			
$t_u = 1,75 \cdot t_{xy}$	8,07 Kg/cm^2		
CIRSOC 201, Renglón 50, pag.381 (en MN/m^2)	1,8		
$\Delta t = 60\%$ del valor anterior.	10,80 Kg/cm^2		

tg d	-0,024 > 0 = 0,4	Adopto:	0,40
d	0,381 rad		
sen d	0,371		
cos d	0,928		

Con estribos verticales, $b = 90^\circ$			
Adopto z como una prop. de h_t (en grat. 0,85ht)	0,85		CIRSOC 201 Tabla 47, r. 62 pag. 382
z	110,50 cm		
t_Q	14,74 Kg/cm^2		
$\sigma_{II,Q}$	42,74 Kg/cm^2	< 160	16

Dimensionamiento de la armadura de corte.		
t_R	14,74 Kg/cm ² >	18
		Renglón 50

Cumplíndose lo anterior "no" se debe dimensionar armadura de corte. Adaptandose la armadura mínima constructiva.

Z_{90°	76,64 Kg/cm
----------------	-------------

Armadura mínima.	
CIRSOC 201, punto 26.6.7.1. Pag.334, ds (mm) =	8
y Separación máxima en cm =	20
Armadura mínima en cm ² /m	5,03
CIRSOC 201, tabla 42 , pag.335 es:	2,0. m. b _o
CIRSOC 201, tabla 43 , pag.336 es:	m = 0,09
Según lo anterior la armadura mín. en cm ² /m es:	2,34

Armadura según cálculo.	
F_e necesario	1,82 cm ² /m

Armadura adoptada.	
Diámetro ds en mm.	8
Separación en cm.	20
F_e disponible	5,03 cm ² /m

PERDIDAS DEL ESFUERZO DE PRETENSADO:

DATOS A TENER EN CUENTA

$A_b =$	2626,5 cm ²
$L =$	30,74 m
$V =$	171,26 t
Tipo de cable	1 de 7 cordones
Sección cable	1,4 cm ² x cable
Esf. res. x cable	23,50 t

Nomenclatura del tipo de cable elegido

Estimación de la pérdida	25%
$V_0 =$	214,08 t

colocar valor obtenido posteriormente

Cant. de cables $n =$	10 unidades
Sección total de cable $A_t =$	14,00 cm ²
Tensión cable $\sigma_{t,0} =$	15291,31 kg/cm ²

< 19000 kg/cm² = 1900MPa

1- PERDIDAS DEBIDAS A DEFORMACION ELASTICA, FLUENCIA LENTA Y RETRACCION DEL HORMIGON:

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{k,t} + \varepsilon_{s,t}$$

1.1- Deformación elástica:

$\sigma_b =$	81,51 kg/cm ²
$E_b =$	340000 kg/cm ²
$\varepsilon_{el} =$	0,000240

de CIRSOC 201 dependiendo del tipo de H^o

1.2- Fluencia lenta:

Perimetro [u]	434 cm
Esp. Medio [dm = 2.A/u]	12,10 cm
Factor de fluencia lenta Φ_t	2,1
$\varepsilon_{k,t} =$	0,000503

de tabla 45, para los 30 dias

1.3- Retracción:

$\varepsilon_{s\alpha} =$	0,00022
---------------------------	---------

de tabla 45, para los 30 dias

1.4- Deformación total:

$\varepsilon_b(t) =$	0,000963
----------------------	----------

Perdida de tensión del cable

$E_t =$	2050000 kg/cm ²
$\Delta\sigma_t =$	1974,46 kg/cm ²
$\Delta\sigma_t / \sigma_{t0} =$	12,91%

de CIRSOC 201

2- PERDIDAS POR ENTRADA DE CONOS:

$\Delta l_k =$	0,3 cm
Se adopta $l_k =$	9 m
excentricidad $e =$	67,09 cm
para $x = 0 \gg \alpha_1 =$	0,087
para $x = l - l_k \gg \alpha_2 =$	-0,036
$\alpha_k =$	0,051
$\beta =$	0,013 rad/m
$\mu =$	0,23
$\gamma_k =$	0,168
$V_k =$	205800,32 kg
$\Delta V_k =$	16556,00 kg
$\Omega =$	7450200,4 kgcm
$\Delta l_k =$	0,26 cm
$\Delta V_k / V_0 =$	7,73%

deslizamiento del anclaje, dato del fabricante

desviación involuntaria, según fabricante

coeficiente de fricción, según fabricante

debe aproximarse al estipulado por el fabricante

3- PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO:

Según Leonhardt, puede suponerse una pérdida de tensión entre 1% y 2%.

Se adopta	1%
-----------	----

5- PERDIDAS TOTALES:

- Fluencia, etc.	12,91%
- Entrada de cono	7,73%
- Relajamiento acero	1,00%
Total	21,65%

cambiar valor adoptado con anterioridad

6- ESFUERZO A DAR CON EL GATO:

$V_0 =$	208334,07 kg
---------	--------------

7- LONGITUD DEL CABLE:

$l' =$	3077,91 cm
--------	------------

Alargamiento necesario

$\Delta l =$	22,34 cm
--------------	----------

8- DEFORMACION ESPECIFICA AL MOMENTO DE PRETENSAR

$\epsilon_t =$	0,00726
----------------	---------

Tensión en ese momento

$\sigma_t =$	14881,01 kg/cm ²
--------------	-----------------------------

9- DEFORMACION ESPECIFICA UNA VEZ PRODUCIDA LAS PERDIDAS

$\epsilon_t =$	0,00597
----------------	---------

Tensión en el acero en ese momento

$\sigma_t =$	12233,05 kg/cm ²
--------------	-----------------------------

VERIFICACION DE LA FISURACION

Armadura mínima.	
CIRSOC 201, tabla 42, pag.335 es: $1,0 \cdot \mu \cdot b_0$	
CIRSOC 201, tabla 43, pag.336 es: $\mu =$	0,09
$b_0 =$	13 cm
Según lo anterior la armadura mín. en cm^2/m es:	
1,17	
Perimetro [u]	434 cm
As min =	5,08 cm^2

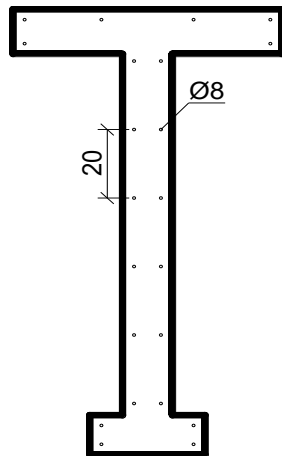
CIRSOC 201, punto 26.6.7.1. Pag.334, ds (mm) =	8
y Separación máxima en cm =	20
Número de barras n =	22 unidades
Número de barras n =	22 unidades
As =	11,06 cm^2

Por calculo

Según disposición

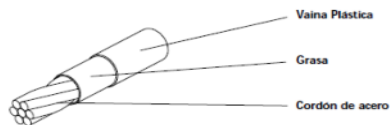
Verificar si es mayor que la minima

Armadura adoptada.	
Diámetro ds en mm.	8
Separación en cm.	20



Designacion del cordón (*)	Designacion Comercial	Diámetro nominal del Cordón desnudo	Diámetro del cordón eng.-env.	Sección nominal del cordón desnudo	Peso del cordón eng.-env.	Carga al 1% del alargamiento	Carga de rotura mínima	Alargam. de rotura bajo carga
		mm	mm	mm^2	kg/m	kN	kN	%
CEE1900	Grado 270	12.7	15.7	98.7	0.87	166	184	3.5
CEE1900	Grado 270	15.2	18.2	140	1.24	235	261	3.5

* Los valores de designación corresponden aproximadamente a la resistencia a la tracción nominal del cordón expresada en MPa



Forma de Suministro

Peso: Bobina coreless de 3.000 kg (como máximo)

Dimensiones de los rollos autoenderezantes (medidas orientativas):

Øinterior = 80 cm

Øexterior = 140 cm

ancho del rollo = 75 cm

VERIFICACION EN ROTURA

DATOS A TENER EN CUENTA

M _{máx} = M _p +M _g	159,15 tm
M _t =	278,51 tm
0,7 x σ _{bk} = β _r =	210 kg/cm ²
β _s =	4200 kg/cm ²
β _s =	1890 kg/cm ²
β _s =	3486 kg/cm ²
β _s =	1569 kg/cm ²
X =	59 cm

segun CIRSOC 201

> a 2‰

> 0,9‰ < 2‰

> a 2‰

> 0,9‰ < 2‰

Adoptar hasta que Z_u = D_{bu}

Cálculo de esfuerzos de Compresión de la armadura

Identi.	Cant. de barras	Dist. desde borde sup.	Valor de la deformación	Sección de la barra	Valor del esfuerzo
D _{e1}	4	3,00	3,32	0,50	7009,0
D _{e2}	2	10,00	2,91	0,50	3504,5
D _{e3}	2	15,00	2,61	0,50	3504,5
D _{e4}	2	37,00	1,31	0,50	1577,0
D _{e5}	2	59,00	0,00	0,50	1577,0

Cálculo de esfuerzos de Tracción de la armadura

Identi.	Cant. de barras	Dist. desde borde inf.	Valor de la deformación	Sección de la barra	Valor del esfuerzo
Z _{e2}	2	59,50	0,68	0,50	1440,2
Z _{e3}	2	37,50	1,99	0,50	4195,5
Z _{e4}	2	15,50	3,29	0,50	4222,3
Z _{e5}	2	8,50	3,71	0,50	4222,3
Z _{e6}	2	3,00	4,03	0,50	4222,3

Cálculo de esfuerzos de Compresión del hormigon

0,8 x X =	47,20 cm	
0,95 x β _r =	199,50 kg/cm ²	
Identi.	Superficie	Valor del esfuerzo
D _{b1}	910,0	181545,0
D _{b2}	444,6	88697,7

Cálculo del esfuerzo de Tracción del acero de pretensar

Identi.	Dist. desde borde inf.	Valor de la deformación
Z _v	10,00	3,62
ε _v - ε _{v0} =		3,62 ‰
ε _{v0} =		5,97 ‰
ε _v =		9,59 ‰
σ _t =		19000 kg/cm ²
A _v =		14,00 cm ²
Z _v =		266000,00 kg

de la curva tenso-deformacion

Sumatoria de esfuerzos de Tracción y Compresión

$D_{bu} =$	285838 kg
$Z_u =$	284303 kg

Compresión

Tracción

Verificar que los dos valores anteriores sean aproximados

Posición de D_{bu} , con respecto al borde superior.

$h_s =$	10,344 cm
---------	-----------

Posición de Z_u , con respecto al borde inferior.

$h_i =$	10,612 cm
---------	-----------

Verificación

$h_t - h_s - h_i = Z_u$	109,044 cm
Promedio de D_{bu} y Z_u	285070,2 kg
$M_u =$	310,85 tm

VERIFICA

DIMENSIONADO DE CERCHA METALICA

- SEGÚN CIRSOC 301 -1982

A) Diagonales:

Esfuerzo Normal Compresión: **N= 14,69 ton** Barra Nº: **1178**
 Estado de carga: **PP + 0.6 x VB + LL + TR + TE**

Esfuerzo Normal Tracción: **N= 14,3 ton** Barra Nº: **1177**
 Estado de carga: **PP + 0.6 x VB + LL + TR + TE**

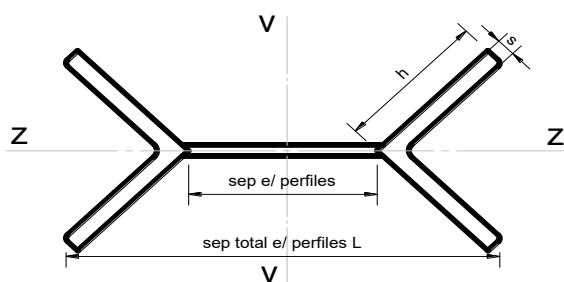
Perfil Adoptado: **2 LPN 2 1/2" x 5/16"** Cod.: **27**

Datos característicos del perfil:

h =	6,35	cm	Alto del perfil
b =	6,35	cm	Base del perfil
s =	0,79	cm	Espesor del alma
e₁ =	2,62	cm	Distancia del vertice hasta el baricentro
F_x =	9,57	cm ²	Superficie de un perfil
J_v =	14,07	cm ⁴	Inercia de un perfil según v-v
J_z =	56,54	cm ⁴	Inercia de un perfil según z-z
g =	7,52	kg/m	Peso por metro del perfil

Datos característicos del perfil compuesto:

F_x =	19,14	cm ²	Superficie del perfil compuesta
s_p =	5	cm	Separacion entre vertices de los perfiles
J_v =	529,88	cm ⁴	Inercia del perfil compuesto, según v-v
J_z =	113,08	cm ⁴	Inercia del perfil compuesto, según z-z
g =	15,04	kg/m	Peso por metro del perfil compuesto
s_t =	13,98	cm	Separacion total entre los perfiles



- Verificación al pandeo:

Pandeo según v-v:

S_k =	2,02	m	Longitud de la diagonal
i_v =	5,26	cm	Radio de giro $\sqrt{(J_z/F)}$
λ_v =	38,35		Esbeltez (S _k /i)
ω =	1,30		Coefficiente de pandeo de tabla 3 - cirsoc 302
σ_n =	1,00	t/cm ²	(N*ω)/F
σ =	1,00	t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

Pandeo según z-z:

S_k =	2,02	m	Longitud de la diagonal
i_z =	2,43	cm	Radio de giro $\sqrt{(J_z/F)}$
λ_z =	83,0		Esbeltez (S _k /i)
ω =	1,75		Coefficiente de pandeo de tabla 3 - cirsoc 302
σ_n =	1,34	t/cm ²	(N*ω)/F
σ =	1,34	t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

- Verificación del perfil compuesto a la tracción:

Perfil Adoptado: **2 LPN 2 1/2" x 5/16"**

Datos característicos del perfil compuesto:

$F_x = 19,14 \text{ cm}^2$ Superficie del perfil compuesta
 $g = 15,04 \text{ kg/m}$ Peso por metro del perfil compuesto

$\sigma_n = 0,75 \text{ t/cm}^2$	N/F
$\sigma = 0,75 \text{ t/cm}^2$	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

B) Cordon Superior:

Esfuerzo Normal Compresión: **N= 78,51 ton** Barra N°: **1131**

Estado de carga: **PP + 0.6 x VB + LL + TR + TE**

Esfuerzo Normal Tracción: **N= 41,2 ton** Barra N°: **1131**

Estado de carga: **PP + VC**

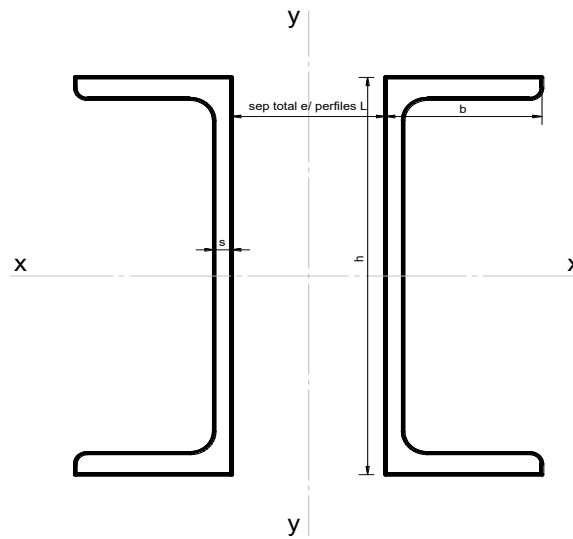
Perfil Adoptado: **2 UPN 240**

Datos característicos del perfil:

$h = 24 \text{ cm}$ Alto del perfil
 $b = 8,5 \text{ cm}$ Base del perfil
 $s = 0,95 \text{ cm}$ Espesor del alma
 $e_y = 2,23 \text{ cm}$ Distancia desde el borde al baricentro
 $F_x = 42,3 \text{ cm}^2$ Superficie de un perfil
 $J_x = 3600 \text{ cm}^4$ Inercia de un perfil según x-x
 $J_y = 248 \text{ cm}^4$ Inercia de un perfil según y-y
 $g = 33,2 \text{ kg/m}$ Peso por metro del perfil

Datos característicos del perfil compuesto:

$F_x = 84,6 \text{ cm}^2$ Superficie del perfil compuesta
 $s_p = 13,98 \text{ cm}$ Separación entre vértices de los perfiles
 $J_x = 7200,00 \text{ cm}^4$ Inercia del perfil compuesto, según x-x
 $J_y = 7688,04 \text{ cm}^4$ Inercia del perfil compuesto, según y-y
 $g = 66,4 \text{ kg/m}$ Peso por metro del perfil compuesto
 $s_{pres} = 70 \text{ cm}$ Separación entre presillas < 50 . i = 461,27 cm



- Verificación al pandeo:

Pandeo según y-y:			
$S_k =$	5,00	m	Longitud entre correas puntales
$i_x =$	9,53	cm	Radio de giro $\sqrt{(J_y/F)}$
$\lambda_y =$	52,45		Esbeltez (S_k/i)
$i_1 =$	2,42		Radio de giro $(\sqrt{(2 \cdot J_{yy}/F)})$
$\lambda_1 =$	28,91		Esbeltez (s_{pres}/i_1)
$\lambda =$	59,89		Esbeltez (Raiz $(\lambda_y^2 + \lambda_1^2)$)
$\omega =$	1,48		Coefficiente de pandeo de tabla 3 - circosoc 302
$\sigma_n =$	1,37	t/cm ²	$(N^*\omega)/F$
$\sigma =$	1,37	t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

Pandeo según x-x:			
$S_k =$	1,36	m	Longitud entre diagonales
$i_x =$	9,23	cm	Radio de giro $\sqrt{(J_x/F)}$
$\lambda_x =$	14,7		Esbeltez (S_k/i)
$\omega =$	1,20		Coefficiente de pandeo de tabla 3 - circosoc 302
$\sigma_n =$	1,11	t/cm ²	$(N^*\omega)/F$
$\sigma =$	1,11	t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

- Verificación del perfil compuesto a la tracción:

Perfil Adoptado: **2 UPN 240**

Datos característicos del perfil compuesto:

$F_x =$	84,6	cm ²	Superficie del perfil compuesta
$g =$	66,4	kg/m	Peso por metro del perfil compuesto

$\sigma_n =$	0,49	t/cm ²	N/F
$\sigma =$	0,49	t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

C) **Cordon Inferior:**

Esfuerzo Normal Compresión: **N= 37,28 ton** Barra Nº: **1133**
 Estado de carga: **PP + VC**

Esfuerzo Normal Tracción: **N= 52,64 ton** Barra Nº: **1132**
 Estado de carga: **PP + 0.6 x VB + LL + TR + TE**

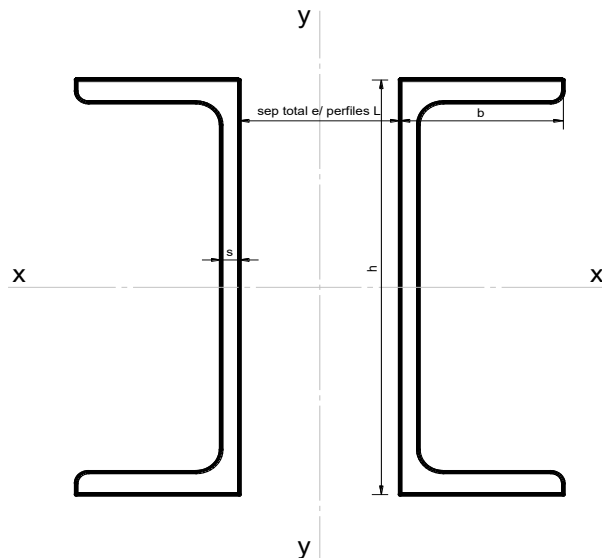
Perfil Adoptado: **2 UPN 140**

Datos característicos del perfil:

$h =$	14	cm	Alto del perfil
$b =$	6	cm	Base del perfil
$s =$	0,7	cm	Espesor del alma
$e_y =$	1,75	cm	Distancia desde el borde al baricentro
$F_x =$	20,4	cm ²	Superficie de un perfil
$J_x =$	605	cm ⁴	Inercia de un perfil según x-x
$J_y =$	62,7	cm ⁴	Inercia de un perfil según y-y
$g =$	16	kg/m	Peso por metro del perfil

Datos característicos del perfil compuesto:

$F_x =$	40,8	cm ²	Superficie del perfil compuesta
$s_p =$	13,98	cm	Separacion entre vertices de los perfiles
$J_x =$	1210,00	cm ⁴	Inercia del perfil compuesto, según x-x
$J_y =$	3242,17	cm ⁴	Inercia del perfil compuesto, según y-y
$g =$	32	kg/m	Peso por metro del perfil compuesto
$s_{pres} =$	70	cm	Separación entre presillas < 50 . $i =$ 272,29 cm



- Verificación al pandeo:

Pandeo según y-y:			
$S_k =$	5,00	m	Longitud entre correas puntales
$i_x =$	8,91	cm	Radio de giro $\sqrt{(J_y/F)}$
$\lambda_y =$	56,09		Esbeltez (S_k/i)
$i_1 =$	1,75		Radio de giro $(\sqrt{(2 \cdot J_{yy}/F)})$
$\lambda_1 =$	39,93		Esbeltez (s_{pres}/i_1)
$\lambda =$	68,85		Esbeltez (Raiz $(\lambda_y^2 + \lambda_1^2)$)
$\omega =$	1,57		Coefficiente de pandeo de tabla 3 - cirsoc 302
$\sigma_n =$	1,43	t/cm ²	$(N^*\omega)/F$
$\sigma =$	1,43	t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

Pandeo según x-x:			
$S_k =$	1,36	m	Longitud entre diagonales
$i_x =$	5,45	cm	Radio de giro $\sqrt{(J_x/F)}$
$\lambda_x =$	25,0		Esbeltez (S_k/i)
$\omega =$	1,22		Coefficiente de pandeo de tabla 3 - cirsoc 302
$\sigma_n =$	1,11	t/cm ²	$(N^*\omega)/F$
$\sigma =$	1,11	t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

- Verificación del perfil compuesto a la tracción:

Perfil Adoptado: **2 UPN 140**

Datos característicos del perfil compuesto:

$F_x =$	40,8	cm ²	Superficie del perfil compuesta
$g =$	32	kg/m	Peso por metro del perfil compuesto

$\sigma_n =$	1,29	t/cm ²	N/F
$\sigma =$	1,29	t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

DIMENSIONADO DE COLUMNA DE FRONTIS

SEGÚN CIRSOC 301 -1982

Esfuerzo Normal Compresión: **N= 2,003 ton** Barra N°: **5**
 Esfuerzo de Momento: **M= 7,711 tonm**

Perfil Adoptado: **1 W 460 x 52 F-36**

Datos característicos del perfil:

h=	45	cm	Alto del perfil
b=	15,2	cm	Base del perfil
s=	0,76	cm	Espesor del alma
F_x=	66,6	cm ²	Superficie del perfil
J_x=	21370	cm ⁴	Inercia del perfil según x-x
W_x=	949,8	cm ³	Modulo resistente de perfil según x-x
J_y=	634	cm ⁴	Inercia de un perfil según y-y
W_y=	83,5	cm ³	Modulo resistente de perfil según y-y
g=	52	kg/m	Peso por metro del perfil

- Dimensionado al pandeo:

Pandeo según x-x:

S_k=	15,60	m	Longitud de pandeo
i_v=	17,91	cm	Radio de giro $\sqrt{(J_x/F)}$
λ_v=	87,09		Esbeltez (S _k /i)
ω=	1,92		Coefficiente de pandeo de tabla 3 - cirsoc 302
σ_n=	0,87	t/cm ²	(N*ω)/F
σ=	0,87	t/cm ²	< 2,7 t/cm ² Buenas condiciones

Pandeo según y-y:

S_k=	1,30	m	Longitud de pandeo
i_z=	3,09	cm	Radio de giro $\sqrt{(J_y/F)}$
λ_z=	42,1		Esbeltez (S _k /i)
ω=	1,33		Coefficiente de pandeo de tabla 3 - cirsoc 302
σ_n=	0,04	t/cm ²	(N*ω)/F
σ=	0,04	t/cm ²	< 2,7 t/cm ² Buenas condiciones

- Verificación a la flexocompresión

σ_n=	0,84	t/cm ²	N/F + M/W _x
σ=	0,84	t/cm ²	< 2,7 t/cm ² Buenas condiciones

- Verificación de flecha

Luz=	1560	cm	
Luz_{adm}=	5,20	cm	Luz/300
Luz_{trab}=	4,60	cm	< 5,20 cm Buenas condiciones

COMENTARIO:

Se adopto utilizar como elemento estructural para el frontis perfiles laminados W F36 y no columnas reticuladas compuestas de perfiles laminados, debido a que estas columnas de Perfiles W reducen tiempo de mano de obra para su fabricación y mayor resistencia.

Determinación de las cargas actuantes sobre paredes laterales

Cálculo de los empujes del cereal a almacenar

Producto	Trigo		
Angulo de fricción		35	°
Peso específico del cereal	$\gamma =$	0,8	t/m ³
Altura de las paredes	$H_A =$	6,00	m
Ancho de la celda	$B =$	45,30	m
Largo de la celda	$L =$	150,00	m
Separación entre pórticos		5,00	m

$$C_{ah} = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)}$$

$$C_{ah} = 0,271$$

$$p_h = C_{ah} \cdot \gamma \cdot H_A$$

$$p_h = 1,30 \text{ t/m}^2$$

$$p_y = \gamma \cdot H_A$$

$$p_y = 4,80 \text{ t/m}^2$$

$$f_y = p_h \cdot H_A \cdot \frac{f}{2}$$

$$f_y = 1,68 \text{ t/m}$$

$$f = \text{tg}(\frac{2}{3} \cdot \varphi)$$

$$f = 0,431$$

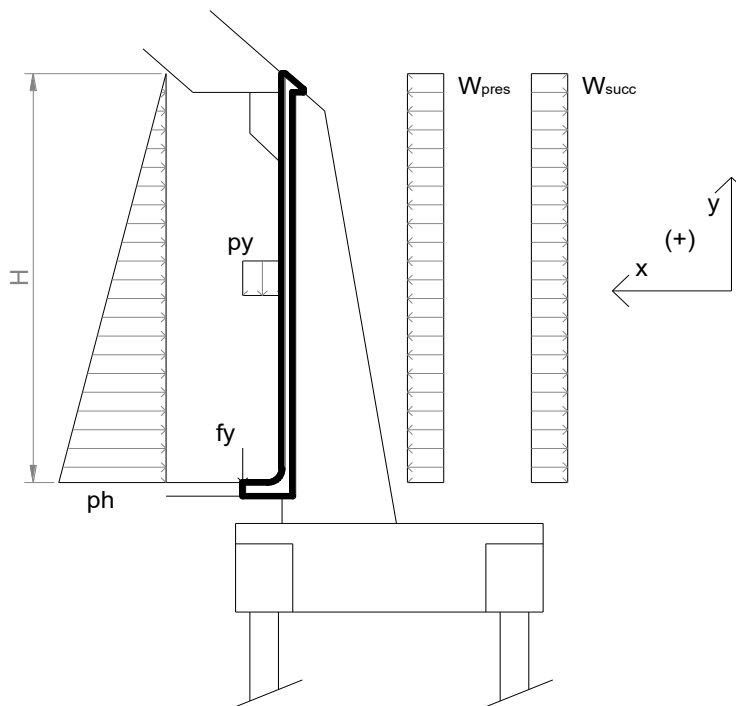
Empujes finales teniendo en cuenta la separación entre contrafuertes:

$$p_{hf} = 6,50 \text{ t/m}$$

$$p_{yf} = 24,00 \text{ t/m}$$

$$f_{yf} = 8,42 \text{ t}$$

Esquemas de los empujes:



Determinación de las cargas actuantes sobre paredes de frontis

Cálculo de los empujes del cereal a almacenar

Producto	Trigo		
Angulo de fricción		35	°
Peso específico del cereal	$\gamma =$	0,8	t/m ³
Altura de las paredes	$H_A =$	8,00	m
Ancho de la celda	$B =$	45,30	m
Largo de la celda	$L =$	150,00	m
Separación entre contrafuertes		5,00	m

$$C_{ah} = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)}$$

$C_{ah} =$	0,271
------------	-------

$$p_h = C_{ah} \cdot \gamma \cdot H_A$$

$p_h =$	1,73	t/m ²
---------	------	------------------

$$p_y = \gamma \cdot H_A$$

$p_y =$	6,40	t/m ²
---------	------	------------------

$$f_y = p_h \cdot H_A \cdot \frac{f}{2}$$

$f_y =$	2,99	t/m
---------	------	-----

$$f = \text{tg}(\frac{2}{3} \cdot \varphi)$$

$f =$	0,431
-------	-------

Empujes finales teniendo en cuenta la separación entre contrafuertes:

$p_{hf} =$	8,67	t/m
------------	------	-----

$p_{yf} =$	32,00	t/m
------------	-------	-----

$f_{yf} =$	#####	t
------------	-------	---

Dimensionamiento de la paredes laterales, según CIRSOC 201 - 2005

Calculo de las solicitaciones, de la pared (losa) con la ayuda de las tablas de Erturke

Posibles combinaciones de cargas:

- I 1,6 x W_{succión}
- II 1,6 x W_{presión}
- III 1,6 x W_{succión} + 1,6 x p_h
- IV 1,6 x W_{presión} + 1,6 x p_h

Datos

L _x =	5,00	m
L _y =	6,00	m
W _{presión} =	171,54	kg/m ²
W _{succión} =	-146,04	kg/m ²
p _h =	-2081,20	kg/m ²
d =	0,15	m
h =	0,12	m

$$\lambda = L_y / L_x$$

λ =	1,20
-----	------

$$Q_{1pre} = W_{pre} \cdot L_y \cdot L_x$$

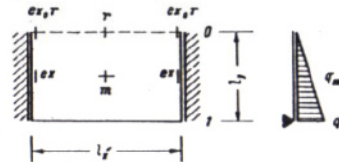
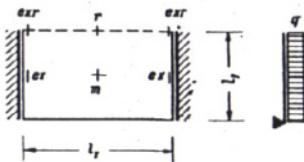
Q _{1pre} =	5146,06	kg
---------------------	---------	----

$$Q_{2suc} = W_{suc} \cdot L_y \cdot L_x$$

Q _{2suc} =	-4381,11	kg
---------------------	----------	----

$$Q_{3ph} = \frac{p_h \cdot L_y \cdot L_x}{2}$$

Q _{3ph} =	#####	kg
--------------------	-------	----



Ingresando a las tablas de Erturke, con la relacion de lados, determinamos los siguientes coeficientes:

	η	M _{1pre}	M _{2suc}
m _{rx}	0,0354	182,17	-155,09
m _x	0,0326	167,76	-142,82
m _y	0,0042	21,61	-18,40
m _{exr}	-0,0702	-361,25	307,55
m _{ex}	-0,0671	-345,30	293,97

	η	M _{3ph}
	0,0101	-315,30
	0,0292	-911,56
	0,0070	-218,53
	-0,0186	580,65
	-0,0656	#####

De acuerdo a las combinaciones de carga, se realiza la sumatoria de valores combinando los mismos.

Combos	m _{rx}	m _x	m _y	m _{exr}	m _{ex}
I	-155,09	-142,82	-18,40	307,55	293,97
II	182,17	167,76	21,61	-361,25	-345,30
III	-470,39	-1054,39	-236,93	888,21	2341,87
IV	-133,13	-743,80	-196,91	219,40	1702,60

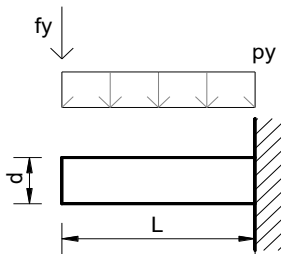
Del cuadro anterior, se obtuvieron las maximas solicitaciones de momentos.

Dimensionamientos de las armaduras para la pared, Utilizando los momentos de la combinacion III.

Lugar de los momentos	Valores de los momentos	A _s nec	A _s adoptada	
	Kgm		cm ² /m	Φ
m _{rx}	-470,39			
m _x	-1054,39	2,70	8	16,67
m _y	-236,93	2,70	8	16,67
m _{exr}	888,21			
m _{ex}	2341,87	5,36	12	20,00

Calculo de las solicitaciones, de la solera inferior horizontal

L =	0,55	m
$p_y =$	4800,00	kg/m ²
$f_y =$	1683,27	kg/m
d =	0,20	m
h =	0,17	m
$L_x =$	5,00	m



Valor del momento

$$m = p_y \cdot \frac{L^2}{2} + f_y \cdot L$$

m =	#####	kgm/m
-----	-------	-------

Valor del corte

$$q = p_y \cdot L + f_y$$

q =	#####	kg/m
-----	-------	------

Dimensionamientos de las armaduras para la solera.

Valores de los momentos	A_s nec	A_s adoptada	
		Φ	sep [cm]
Kgm/m	cm ² /m		
2642,88	4,20	10	16,67

(A)

A este valor se le debe adicionar la seccion necesaria para el corte

La pared debe soportar el mismo momento

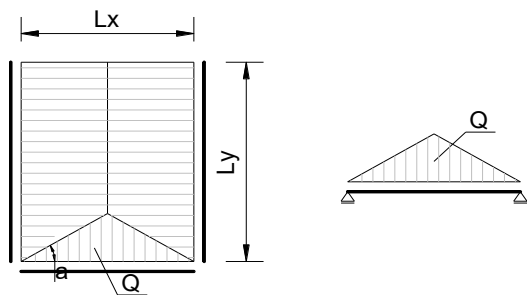
Valores de los momentos	A_s nec	A_s adoptada	
		Φ	sep [cm]
Kgm/m	cm ² /m		
2642,88	7,05	10	11,11

La solera inferior funciona como viga horizontal para la pared apoyandose en los contrafuertes.

Zona de Influencia para solera inferior:

Se adopta un ángulo

$\alpha =$	30	°
------------	----	---



Combos	Presiones		Valor de Q (carga)		Valor de M (momento)	
		kg/m ²		kg		kgm
I	-146,04	kg/m ²	-1053,93	kg	-878,28	kgm
II	171,54	kg/m ²	1237,95	kg	1031,63	kgm
III	-2227,23	kg/m ²	-16073,72	kg	-13394,76	kgm
IV	-1909,66	kg/m ²	-13781,83	kg	-11484,86	kgm

Combos	Reacciones de vinculos	
I	-526,97	kg
II	618,98	kg
III	-8036,86	kg
IV	-6890,91	kg

Dimensionamientos de las armaduras de la solera, actuando como viga en el tramo.

Combos	Valores de los momentos	A _s nec	A _s adoptada	
	Kgm	cm ² /m	Φ	Cantidad
II	1031,63	0,53	6	2
III	-13394,76	7,31	12	7

se adoptan 2 Φ 6

Dimensionamientos de los estribos de la viga, (solera) con el maximo valor de las reacciones de vinculos

Valores de la reacción	A _s adoptada	
Kg	Φ	sep [m]
8036,86	6	0,93

(B)

A este valor se le debe adicionar la seccion necesaria para momento de la solera

A lo que equivale:

0,607	cm ² /m
-------	--------------------

Para evitar cualquier tipo de fisuración en la zona de los apoyos, dimensionaremos la viga como si la viga estuviese empotrada:

Combos	M _{ap} (momento)	
I	76,06	kgm
II	-89,34	kgm
III	1160,02	kgm
IV	994,62	kgm

Dimensionamientos de las armaduras de la solera, actuando como viga en el apoyo.

Combos	Valores de los momentos	A _s nec	A _s adoptada	
	Kgm	cm ² /m	Φ	Cantidad
III	1160,02	0,60	6	3

Sumando los valores de A y de B, tenemos una sección por metro de :

4,805	cm ² /m
-------	--------------------

Adoptamos:

Φ	sep [m]
6	33,99

Dimensionamiento de la paredes de frontis, según CIRSOC 201 - 2005

Calculo de las solicitaciones, de la pared (losa) con la ayuda de las tablas de Erturke

Posibles combinaciones de cargas:

- I 1,6 x W_{succión}
- II 1,6 x W_{presión}
- III 1,6 x W_{succión} + 1,6 x p_h
- IV 1,6 x W_{presión} + 1,6 x p_h

Datos

L _x =	5,00	m
L _y =	8,00	m
W _{presión} =	51,00	kg/m ²
W _{succión} =	-108,95	kg/m ²
p _h =	#####	kg/m ²
d =	0,15	m
h =	0,12	m

$$\lambda = L_y/L_x$$

λ =	1,60
-----	------

$$Q_{1pre} = W_{pres} \cdot L_y \cdot L_x$$

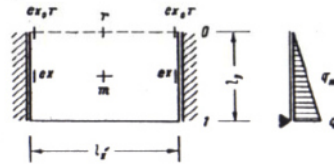
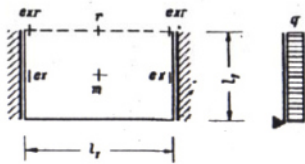
Q _{1pre} =	2039,88	kg
---------------------	---------	----

$$Q_{2suc} = W_{suc} \cdot L_y \cdot L_x$$

Q _{2suc} =	-4357,93	kg
---------------------	----------	----

$$Q_{3ph} = \frac{p_h \cdot L_y \cdot L_x}{2}$$

Q _{3ph} =	-55498,57	kg
--------------------	-----------	----



Ingresando a las tablas de Erturke, con la relacion de lados, determinamos los siguientes coeficientes:

	η	M _{1pre}	M _{2suc}
m _{rx}	0,0261	134,31	-114,35
m _x	0,0259	133,28	-113,47
m _y	0,0013	6,69	-5,70
m _{exr}	-0,0519	-267,08	227,38
m _{ex}	-0,0521	-268,11	228,26

η	M _{3ph}
0,0044	-137,36
0,0241	-752,35
0,0023	-71,80
#####	280,96
#####	1551,53

De acuerdo a las combinaciones de carga, se realiza la sumatoria de valores combinando los mismos.

Combos	m _{rx}	m _x	m _y	m _{exr}	m _{ex}
I	-114,35	-113,47	-5,70	227,38	228,26
II	134,31	133,28	6,69	-267,08	#####
III	-251,71	-865,82	-77,50	508,34	#####
IV	-3,05	-619,07	-65,11	13,88	#####

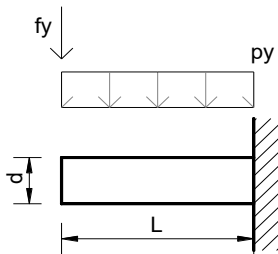
Del cuadro anterior, se obtuvieron las maximas solicitaciones de momentos.

Dimensionamientos de las armaduras para la pared, Utilizando los momentos de la combinacion III.

Lugar de los momentos	Valores de los momentos	A _s nec	A _s adoptada	
	Kgm	cm ² /m	Φ	sep [cm]
m _{rx}	-251,71			
m _x	-865,82	2,70	8	16,67
m _y	-77,50	2,70	8	16,67
m _{exr}	508,34			
m _{ex}	1779,79	4,04	8	11,11

Calculo de las solicitaciones, de la solera inferior horizontal

L =	0,55	m
$p_y =$	6400,00	kg/m ²
$f_y =$	2992,48	kg/m
d =	0,20	m
h =	0,17	m
$L_x =$	5,00	m



$$m = p_y \cdot \frac{L^2}{2} + f_y \cdot L$$

Valor del momento	m =	4182,18	kgm/m
-------------------	-----	----------------	-------

$$q = p_y \cdot L + f_y$$

Valor del corte	q =	#####	kg/m
-----------------	-----	-------	------

Dimensionamientos de las armaduras para la solera.

Valores de los momentos	A_s nec	A_s adoptada	
Kgm/m	cm ² /m	Φ	sep [cm]
4182,18	6,73	10	11,11

(A)

A este valor se le debe adicionar la seccion necesaria para el corte

La pared debe soportar el mismo momento

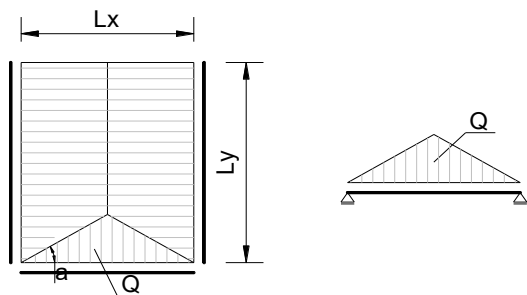
Valores de los momentos	A_s nec	A_s adoptada	
Kgm/m	cm ² /m	Φ	sep [cm]
4182,18	11,59	12	9,09

La solera inferior funciona como viga horizontal para la pared apoyandose en los contrafuertes.

Zona de Influencia para solera inferior:

Se adopta un ángulo

$\alpha =$	30	°
------------	----	---



Combos	Presiones		Valor de Q (carga)		Valor de M (momento)	
I	-108,95	kg/m ²	-786,27	kg	-655,22	kgm
II	51,00	kg/m ²	368,04	kg	306,70	kgm
III	#####	kg/m ²	-20812,65	kg	-17343,87	kgm
IV	#####	kg/m ²	-19658,34	kg	-16381,95	kgm

Combos	Reacciones de vinculos	
I	-393,13	kg
II	184,02	kg
III	-10406,32	kg
IV	-9829,17	kg

Dimensionamientos de las armaduras de la solera, actuando como viga en el tramo.

Combos	Valores de los momentos	A _s nec	A _s adoptada	
	Kgm	cm ² /m	Φ	Cantidad
II	306,70	0,16	6,00	1,00
III	-17343,87	9,65	12,00	9,00

se adoptan 2 Φ 6

Dimensionamientos de los estribos de la viga, (solera) con el maximo valor de las reacciones de vinculos

Valores de la reaccion	A _s adoptada	
Kg	Φ	sep [m]
10406,32	6	0,27

(B)

A este valor se le debe adicionar la seccion necesaria para momento de la solera

A lo que equivale:

2,068	cm ² /m
-------	--------------------

Para evitar cualquier tipo de fisuración en la zona de los apoyos, dimensionaremos la viga como si la viga estuviese empotrada:

Combos	M _{ap} (momento)	
I	56,74	kgm
II	-26,56	kgm
III	1502,02	kgm
IV	1418,71	kgm

Dimensionamientos de las armaduras de la solera, actuando como viga en el apoyo.

Combos	Valores de los momentos	A _s nec	A _s adoptada	
	Kgm	cm ² /m	Φ	Cantidad
III	1502,02	0,78	6	3

Sumando los valores de A y de B, tenemos una sección por metro de :

8,795	cm ² /m
-------	--------------------

Adoptamos:

Φ	sep [m]
6	62,21

Dimensionamiento de los contrafuertes, para cercha de H°P°:

Dimensionado de la mensula corta:

El esfuerzo H lo toma directamente el contrafuerte por lo tanto no afecta el dimensionamiento de la mensula.

Esfuerzos de la mensula:

P =	51582,10	kg
H =	29429,62	kg

Datos de la mensula:

L =	0,45	m
a =	0,30	m
e =	0,30	m
f =	0,40	m
d =	0,70	m
b =	0,35	m
d ₁ =	0,05	m
h =	0,65	m

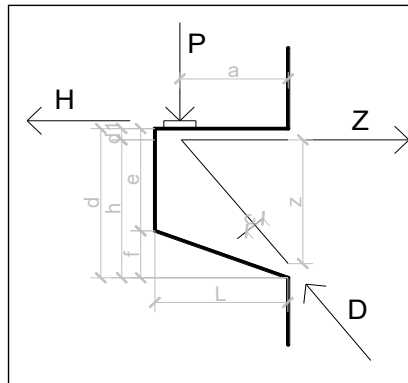
Procedimiento de calculo:

z =	0,55	m
-----	------	---

Z =	28008,38	kg
β _s =	4200,00	kg/cm ²
A _{s nec} =	11,67	cm ²

A _{s adop} =	16	Φ
	6	unidades
	12,06	cm ²
Armadura Principal		

Verifica



ancho

β _r =	300,00	kg/cm ²
ζ _{trab} =	26,67	kg/cm ²
ζ _{adm} =	30,00	kg/cm ²

Verifica

A _{s nec} =	4,67	cm ²
----------------------	------	-----------------

A _{s adop} =	8	Φ
	3	unidades
	6,03	cm ²
Estribos Verticales de 2 ramas c/u		

Verifica

Dimensionado de la armadura del contrafuerte, los valores de las solicitaciones fueron extraídas del software SAP2000.

La armadura del contrafuerte se dimensiona a flexocompresión o flexotracción, según corresponda:

Nivel inferior

Ubicación en contrafuerte =	6,99 m
-----------------------------	--------

Solicitaciones de Momento, Normal y Corte:

M =	346354,73 kgm	=	3,46 MNm
P =	-59438,60 kg	=	-0,59 MN
Q =	-81328,13 kg	=	-0,81 MN

Datos de la sección propuesta

d =	1,18 m
h =	1,28 m
b =	0,35 m
f _c =	30 MPa
Ag =	0,45 m ²

Valores para ingresar a la tabla de interacción

d/h =	0,92
n =	0,044
m =	0,201

Valor de cuantía extraída de tabla de iteración

δ _g =	0,036
------------------	-------

Sección necesaria de armadura

A _{s nec} =	161,28 cm ²
Adoptamos	33 barras Ø 25

Calculos de estribos

V _u =	813,28 KN	
V _n =	903,65 KN	
ζ _{lim} =	4,56 Mpa	
ζ _n =	2,19 Mpa	
V _c =	0,38 MN	= 377,02 KN
V _s =	526,63 KN	
sep =	0,15 m	
Adoptamos	Ø 10 c/ 15 cm	

Nivel intermedio

Ubicación en contrafuerte =	3,49 m
-----------------------------	--------

Solicitaciones de Momento, Normal y Corte:

M =	118655,47 kgm	=	1,19 MNm
P =	-54134,74 kg	=	-0,54 MN
Q =	-51815,29 kg	=	-0,52 MN

Datos de la sección propuesta

d =	0,72 m
h =	0,82 m
b =	0,35 m
f _c =	30 MPa
Ag =	0,29 m ²

Valores para ingresar a la tabla de interacción

d/h =	0,88
n =	0,063
m =	0,168

Valor de cuantía extraída de tabla de iteración

δ _g =	0,030
------------------	-------

Sección necesaria de armadura

$A_{s\ nec} =$	86,10	cm ²
Adoptamos	18 barras $\varnothing 25$	

Calculos de estribos

$V_u =$	518,15	KN
$V_n =$	575,73	KN
$\zeta_{lim} =$	4,56	Mpa
$\zeta_n =$	2,28	Mpa
$V_c =$	0,23	MN
$V_s =$	345,68	KN
sep=	0,14	m
Adoptamos	$\varnothing 10$ c/ $15\ cm$	

=

230,04	KN
--------	----

Nivel superior

Ubicación en contrafuerte =	0,30	m
-----------------------------	------	---

Solicitaciones de Momento, Normal y Corte:

M =	-34931,85	kgm	=	-0,35	MNm
P =	-70090,27	kg	=	-0,70	MN
Q =	-37724,48	kg	=	-0,38	MN

Datos de la sección propuesta

d =	0,30	m
h =	0,40	m
b =	0,35	m
$f_{c=} =$	30	MPa
Ag =	0,14	m ²

Valores para ingresar a la tabla de interaccion

d/h =	0,75
n =	0,167
m =	-0,208

Valor de cuantía extraída de tabla de iteración

$\delta_g =$	0,036
--------------	-------

Sección necesaria de armadura

$A_{s\ nec} =$	50,40	cm ²
Adoptamos	10 barras $\varnothing 25$	

Calculos de estribos

$V_u =$	377,24	KN
$V_n =$	419,16	KN
$\zeta_{lim} =$	4,56	Mpa
$\zeta_n =$	3,99	Mpa
$V_c =$	0,10	MN
$V_s =$	323,31	KN
sep=	0,09	m
Adoptamos	$\varnothing 12$ c/ $10\ cm$	

=

95,85	KN
-------	----

Dimensionado de la armadura de la viga inferior, los valores de las solicitaciones fueron extraídas del software SAP2000.

Armaduras principales:

Barra	Lugar de los momentos	Valores de los momentos	A _s nec	A _s adoptada	
		Kgm	cm ² /m	Φ	cant [un]
95	2,3961	283330,17	65,45	25,00	14
95	2,3961	-67879,6	14,50	20,00	5

Estribos:

Barra	Lugar del corte	Valores del corte	A _s adoptada	
		Kg	Φ	sep [mts]
95	0	-119761,99	12,00	0,11

Dimensionamiento de los contrafuertes, para cercha de metalica

Dimensionado de la mensula corta:

El esfuerzo H lo toma directamente el contrafuerte por lo tanto no afecta el dimensionamiento de la mensula.

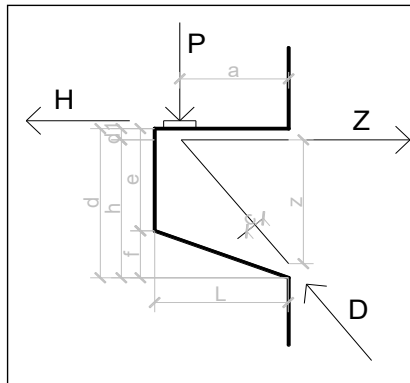
Esfuerzos de la mensula:

P =	#####	kg
H =	#####	kg

Datos de la mensula:

L =	0,45	m
a =	0,30	m
e =	0,30	m
f =	0,40	m
d =	0,70	m
b =	0,35	m
d ₁ =	0,05	m
h =	0,65	m

ancho



Procedimiento de calculo:

z =	0,55	m
-----	------	---

Z =	#####	kg
β _s =	4200,00	kg/cm ²
A _{s nec} =	7,57	cm ²

β _r =	300,00	kg/cm ²
ζ _{trab} =	17,31	kg/cm ²
ζ _{adm} =	30,00	kg/cm ²

Verifica

A _{s adop} =	12	Φ
	7	unidades
	7,92	cm ²
Armadura Principal		

Verifica

A _{s nec} =	3,03	cm ²
----------------------	------	-----------------

A _{s adop} =	6	Φ
	3	unidades
	3,39	cm ²
Estribos Verticales de 2 ramas c/u		

Verifica

Dimensionado de la armadura del contrafuerte, los valores de las solicitaciones fueron extraídas del software SAP2000.

La armadura del contrafuerte se dimensiona a flexocompresión o flexotracción, según corresponda:

Nivel inferior

Ubicación en contrafuerte = 6,99 m

Solicitaciones de Momento, Normal y Corte:

M =	301688,60	kgm	=	3,02	MNm
P =	-43054,58	kg	=	-0,43	MN
Q =	-73638,58	kg	=	-0,74	MN

Datos de la sección propuesta

d =	1,18	m
h =	1,28	m
b =	0,35	m
f _c =	30	MPa
Ag =	0,45	m ²

Valores para ingresar a la tabla de interacción

d/h =	0,92
n =	0,032
m =	0,175

Valor de cuantía extraída de tabla de iteración

δ_g = 0,031

Sección necesaria de armadura

A _{s nec} =	138,88	cm ²
Adoptamos	28 barras Ø 25	

Calculos de estribos

V _u =	736,39	KN	
V _n =	818,21	KN	
ζ _{lim} =	4,56	Mpa	
ζ _n =	1,98	Mpa	
V _c =	0,38	MN	= 377,02 KN
V _s =	441,19	KN	
sep =	0,18	m	
Adoptamos	Ø 10 c/ 15 cm		

Nivel intermedio

Ubicación en contrafuerte = 3,49 m

Solicitaciones de Momento, Normal y Corte:

M =	100897,87	kgm	=	1,01	MNm
P =	-37750,71	kg	=	-0,38	MN
Q =	-44125,75	kg	=	-0,44	MN

Datos de la sección propuesta

d =	0,72	m
h =	0,82	m
b =	0,35	m
f _c =	30	MPa
Ag =	0,29	m ²

Valores para ingresar a la tabla de interacción

d/h =	0,88
n =	0,044
m =	0,143

Valor de cuantía extraída de tabla de iteración

δ_g = 0,022

Sección necesaria de armadura

$A_{s\ nec} =$	63,14	cm ²
Adoptamos	13	barras Ø 25

Calculos de estribos

$V_u =$	441,26	KN	
$V_n =$	490,29	KN	
$\zeta_{lim} =$	4,56	Mpa	
$\zeta_n =$	1,95	Mpa	
$V_c =$	0,23	MN	= 230,04 KN
$V_s =$	260,24	KN	
sep=	0,18	m	
Adoptamos	Ø 10 c/ 15 cm		

Nivel superior

Ubicación en contrafuerte =	0,30	m
-----------------------------	------	---

Solicitaciones de Momento, Normal y Corte:

M =	-25493,92	kgm	=	-0,25	MNm
P =	-47292,92	kg	=	-0,47	MN
Q =	-25864,12	kg	=	-0,26	MN

Datos de la sección propuesta

d =	0,30	m
h =	0,40	m
b =	0,35	m
$f_{c=} =$	30	MPa
Ag =	0,14	m ²

Valores para ingresar a la tabla de interaccion

d/h =	0,75
n =	0,113
m =	-0,152

Valor de cuantía extraída de tabla de iteración

$\delta_g =$	0,026
--------------	--------------

Sección necesaria de armadura

$A_{s\ nec} =$	36,40	cm ²
Adoptamos	7	barras Ø 25

Calculos de estribos

$V_u =$	258,64	KN	
$V_n =$	287,38	KN	
$\zeta_{lim} =$	4,56	Mpa	
$\zeta_n =$	2,74	Mpa	
$V_c =$	0,10	MN	= 95,85 KN
$V_s =$	191,53	KN	
sep=	0,10	m	
Adoptamos	Ø 10 c/ 10 cm		

Dimensionado de la armadura de la viga inferior, los valores de las solicitaciones fueron extraídas del software SAP2000.

Armaduras principales:

Barra	Lugar de los momentos	Valores de los momentos	A _s nec	A _s adoptada	
		Kgm	cm ² /m	Φ	cant [un]
194	2,3961	240779,97	54,68	25,00	12
194	2,3961	-65651,31	14,01	20,00	5

Estribos:

Barra	Lugar del corte	Valores del corte	A _s adoptada	
		Kg	Φ	sep [mts]
194	0	-102003,89	12,00	0,14

Dimensionamiento de los contrafuertes para el frontis. (similar para ambas celdas)

Dimensionado de la armadura del contrafuerte, los valores de las solicitaciones fueron extraídas del software SAP2000.

La armadura del contrafuerte se dimensionatan a flexocompresión o flexotracción, según corresponda:

Nivel inferior

Ubicación en contrafuerte =	8,97 m
-----------------------------	--------

Solicitaciones de Momento, Normal y Corte:

M =	165788,79 kgm	=	1,66 MNm
P =	14169,82 kg	=	0,14 MN
Q =	59495,36 kg	=	0,59 MN

Datos de la sección propuesta

d =	1,44 m
h =	1,54 m
b =	0,35 m
f _c =	30 MPa
Ag =	0,54 m ²

Valores para ingresar a la tabla de interaccion

d/h =	0,94
n =	0,009
m =	0,067

Valor de cuantia extraída de tabla de iteración

δ _g =	0,010
------------------	-------

Sección necesaria de armadura

A _{s nec} =	53,90 cm ²
Adoptamo	11 barras Ø 25

Calculos de estribos

V _u =	-594,95 KN	
V _n =	-661,06 KN	
ζ _{lim} =	4,56 Mpa	
ζ _n =	-1,31 Mpa	
V _c =	0,46 MN	= 460,09 KN
V _s =	-1121,15 KN	
sep =	-0,05 m	
Adoptamo	Ø 10 c/ 25 cm	

Nivel intermedio

Ubicación en contrafuerte =	4,48 m
-----------------------------	--------

Solicitaciones de Momento, Normal y Corte:

M =	14233,05 kgm	=	0,14 MNm
P =	5701,27 kg	=	0,06 MN
Q =	13426,28 kg	=	0,13 MN

Datos de la sección propuesta

d =	0,85	m
h =	0,95	m
b =	0,35	m
f _c =	30	MPa
Ag =	0,33	m ²

Valores para ingresar a la tabla de interaccion

d/h =	0,89
n =	0,006
m =	0,015

Valor de cuantia extraida de tabla de iteración

δ _g =	0,010
------------------	-------

Sección necesaria de armadura

A _{s nec} =	33,25	cm ²
Adoptamo	7 barras Ø 25	

Calculos de estribos

V _u =	-134,26	KN		
V _n =	-149,18	KN		
ζ _{lim} =	4,56	Mpa		
ζ _n =	-0,50	Mpa		
V _c =	0,27	MN	=	271,58 KN
V _s =	-420,76	KN		
sep =	-0,08	m		
Adoptamo	Ø 10 c/ 25 cm			

Nivel superior

Ubicación en contrafuerte =	0,00	m
-----------------------------	------	---

Solicitaciones de Momento, Normal y Corte:

M =	0,00	kgm	=	0,00	MNm
P =	1848,67	kg	=	0,02	MN
Q =	1991,00	kg	=	0,02	MN

Datos de la seccion propuesta

d =	0,30	m
h =	0,40	m
b =	0,35	m
f _c =	30	MPa
Ag =	0,14	m ²

Valores para ingresar a la tabla de interaccion

d/h =	0,75
n =	0,004
m =	0,000

Valor de cuantia extraida de tabla de iteración

δ _g =	0,010
------------------	-------

Sección necesaria de armadura

A _{s nec} =	14,00	cm ²
Adoptamo	3 barras Ø 25	

Calculos de estribos

V _u =	-19,91	KN		
V _n =	-22,12	KN		
ζ _{lim} =	4,56	Mpa		
ζ _n =	-0,21	Mpa		
V _c =	0,10	MN	=	95,85 KN
V _s =	-117,97	KN		
sep =	-0,11	m		
Adoptamo	Ø 10 c/ 25 cm			

Dimensionado de la armadura de la viga inferior, los valores de las solicitaciones fueron extraídas del software SAP2000.

Armaduras principales:

Barra	Lugar de los momentos	Valores de los momentos	A _s nec	A _s adoptada	
		Kgm	cm ² /m	Φ	cant [un]
2	1,25	124411,85	27,08	25,00	6
2	1,25	-41376,93	8,76	12,00	8

Estribos:

Barra	Lugar del corte	Valores del corte	A _s adoptada	
		Kg	Φ	sep [mts]
2	4	47173,4	6,00	0,25

**Determinación de la carga portante del pilote y su dimensionamiento -
Venado Tuerto**

Método Empírico para suelos arenosos:

Zona	Venado Tuerto		
Longitud del pilote	L =	1100,00	cm
Diametro del pilote	d =	55,00	cm
Area de punta del pilote	A _p =	2375,84	cm ²
Area lateral del pilote	A _L =	190066,80	cm ²
Nº de golpes	n =	19,00	un
Nº de golpes promedio	n _m =	20,00	un
Coefficiente de seguridad	γ =	3,00	

Carga Ultima

N _u =	218576,82	Kg
------------------	-----------	----

Carga Admisible

N _{adm} =	72,86	ton
--------------------	-------	-----

Método de BRINCH - HANSEN

- A - Resistencia por punta:

Longitud del pilote	L =	11,00	m
Diametro del pilote	d =	0,55	m
Area de punta del pilote	A _p =	0,24	m ²
Cohesión	C =	0,29	t/m ²
Fricción	φ =	26,00	°
Peso del suelo hasta Nivel de Fundacion	q =	22,66	t/m ²
Coefficiente de seguridad	γ =	3,00	

Factores de capacidad de carga

N _c =	23,00
N _q =	11,70

Relación entre largo y diametro de la tabla N° 11, tenemos:

L/d =	20,00
S _c * d _c =	2,14

Carga Ultima por punta

Q _u =	138,19	ton
------------------	--------	-----

- B - Fricción Lateral y adherencia:

1º Estrato:

Cohesión	C =	0,550	t/m ²
Fricción	φ =	11,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,50	t/m ³
Peso Especifico	γ =	1,76	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	0,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	0,33	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	7,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 1º estrato:

f =	0,54	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 1º estrato:

F₁ =	0,46	ton
------------------------	-------------	------------

2º Estrato:

Cohesión	C =	0,42	t/m ²
Fricción	Φ =	18,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,38	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,80	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,00	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	1,34	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	12,00	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 2º estrato:

f =	0,66	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 2º estrato:

F₂ =	1,14	ton
------------------------	-------------	------------

3º Estrato:

Cohesión	C =	0,48	t/m ²
Fricción	Φ =	20,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,43	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,83	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	3,04	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	13,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 3º estrato:

f =	1,15	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 3º estrato:

F₃ =	2,99	ton
------------------------	-------------	------------

4º Estrato:

Cohesión	C =	0,55	t/m ²
Fricción	Φ =	18,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,50	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,87	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	5,12	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	12,00	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 4º estrato:

f =	1,58	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 4º estrato:

F₄ =	4,10	ton
------------------------	-------------	------------

5º Estrato:

Cohesión	C =	0,32	t/m ²
Fricción	Φ =	29,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,29	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,92	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	7,25	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	19,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 5º estrato:

f =	2,83	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 5º estrato:

F₅ =	7,34	ton
------------------------	-------------	------------

6º Estrato:

Cohesión	C =	0,56	t/m ²
Fricción	Φ =	19,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,50	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,97	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	9,44	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	12,67	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 6º estrato:

f =	2,63	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 6º estrato:

F₆ =	6,81	ton
------------------------	-------------	------------

7º Estrato:

Cohesión	C =	0,34	t/m ²
Fricción	Φ =	26,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,31	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,95	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	10,64	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	17,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 7º estrato:

f =	3,63	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 7º estrato:

F₇ =	9,40	ton
------------------------	-------------	------------

8º Estrato:

Cohesión	C =	0,15	t/m ²
Fricción	φ =	25,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,14	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,86	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	13,14	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	16,67	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 8º estrato:

f =	4,07	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 8º estrato:

F₈ =	10,55	ton
------------------------	--------------	------------

9º Estrato:

Cohesión	C =	0,52	t/m ²
Fricción	φ =	26,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,47	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,86	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	0,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	14,77	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	17,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 9º estrato:

f =	5,08	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 9º estrato:

F₉ =	4,39	ton
------------------------	-------------	------------

Carga portante ultima del pilote, por punta y fricción

F _u =	185,37	ton
------------------	--------	-----

Carga portante admisible del pilote, por punta y fricción

F_{adm} =	61,79	ton
--------------------------	--------------	------------

Promedio de las cargas admisibles

$F_{adm} =$	67,32	ton
-------------	-------	-----

Dimensionamiento de la armadura del pilote

Longitud del pilote		L =	1100,00	cm
Diametro del pilote		d =	55,00	cm
Sección del pilote		A =	2375,84	cm ²

Tensión en H°

$\sigma_b =$	28,34	Kg/cm ²
--------------	-------	--------------------

Para el cálculo de la armadura adoptamos la cuantía mínima.

$\sigma =$	0,8%
------------	------

Sección Necesaria de Armadura

$A_s =$	19,01	cm ²
---------	-------	-----------------

Se adopta armadura principal

Diametro de la barra	$\phi =$	16	mm
Cantidad de barras	N =	9	un

Se adopta estribos

Diametro de los estribos	$\phi =$	8	mm
Separación de los estribos	sep =	20	cm

Determinación cantidades de pilotes

COMPRESIÓN

NUDO	N kg
189	119761,99

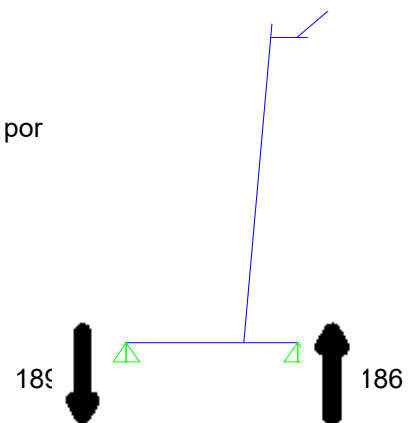
Esfuerzo de compresión a absorber por los pilotes.

Fadm Ton	n° pilotes	Adoptamos 2 pilotes.
67,32	1,80	

TRACCIÓN

NUDO	N kg
186	-60792,47

Esfuerzo de tracción a absorber por los pilotes.



Acciones contrarias a esfuerzo de tracción

SUELO

Vol. cono	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
72	1820,00	131435,83	127964,09

H° PILOTE

Vol. pilote	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
1,91	2400,00	4578,12	4578,12

Esfuerzo de tracción:

N = -60792,47 kg

Peso H° y Suelo:

g = 132542,21 kg

Cantidad de pilotes = 1

Relación entre esfuerzo estabilizante y desestabilizante: $F_{est} > 1,5 \times F_{desest}$

$F_{est} =$	132542,21	kg	Verifica
$F_{desest} =$	91188,71	kg	

Dimensionamiento del cabezal

Características:

Carga:	119761,99	kg
Diámetro:	55	cm
Separación:	165	cm
	1,65	m
H-30	300	kg/cm ²

Determinación de Altura de Cabezal

d:	1,0	m
h:	1,02	m

Verificación de biela comprimida

A) viga	37,8	<	120
B) pilote	30,7	<	120

COMO LAS VERIFICACIONES ANTERIORES SE ENCUENTRAN EN BUENAS CONDICIONES LA ALTURA DEL CABEZAL ES EL RECOMENDADO, CASO CONTRARIOR SE TENDRÍA QUE HABER REALIZADO UN REDIMENSIONADO POR VERIFICACION DE BIELA.

Armadura principal

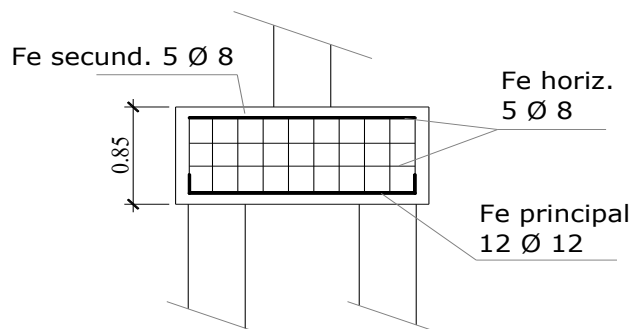
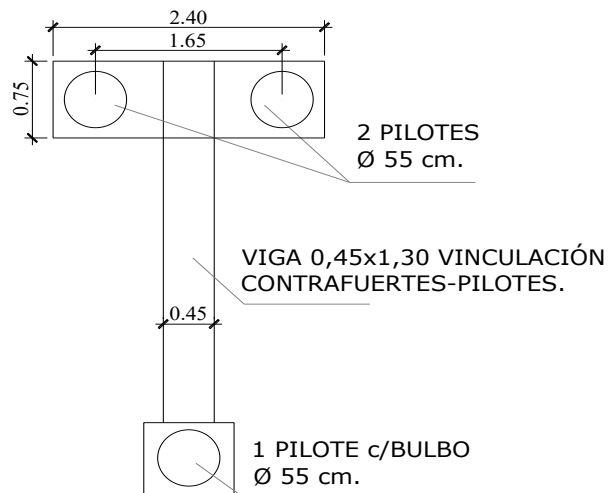
Up	42772,1	kg
Fe	17,8	cm ²
Barras	16	Ø 12

Armadura secundaria

Fe-sec	3,0	cm ²
Barras	6	Ø 8

Armadura horizontal

0,2 . Up	8554,4	kg
Fe-hor	3,6	cm ²
Barras	7	Ø 8



Determinación de la carga portante del pilote y su dimensionamiento - Rosario

Método Empírico para suelos arenosos:

Zona	Rosario		
Longitud del pilote	L =	650,00	cm
Diametro del pilote	d =	60,00	cm
Area de punta del pilote	$A_p =$	2827,44	cm ²
Area lateral del pilote	$A_L =$	122522,40	cm ²
Nº de golpes	n =	50,00	un
Nº de golpes promedio	$n_m =$	43,00	un
Coefficiente de seguridad	$\gamma =$	3,00	

Carga Ultima

$N_u =$	618172,63	Kg
---------	-----------	----

Carga Admisible

$N_{adm} =$	206,06	ton
-------------	--------	-----

Método de BRINCH - HANSEN

- A - Resistencia por punta:

Longitud del pilote	L =	6,50	m
Diametro del pilote	d =	0,60	m
Area de punta del pilote	$A_p =$	0,28	m ²
Cohesión	C =	0,67	t/m ²
Fricción	$\phi =$	26,00	°
Peso del suelo hasta Nivel de Fundacion	q =	16,14	t/m ²
Coefficiente de seguridad	$\gamma =$	3,00	

Factores de capacidad de carga

$N_c =$	23,00
$N_q =$	11,70

Relación entre largo y diametro de la tabla Nº 11, tenemos:

L/d =	10,83
$S_c * d_c =$	2,20

Carga Ultima por punta

$Q_u =$	127,05	ton
---------	--------	-----

- B - Fricción Lateral y adherencia:

1º Estrato:

Cohesión	C =	0,290	t/m ²
Fricción	$\phi =$	14,00	°
Coefficiente de Adherencia	$C_a =$	0,26	t/m ³
Peso Especifico	$\gamma =$	1,96	t/m ³
Espesor de la capa	$e_1 =$	0,50	m
Presión Lateral Promedio	$\sigma_h =$	0,37	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	$\delta =$	9,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,88	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 1º estrato:

f =	0,32	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 1º estrato:

F₁ =	0,30	ton
------------------------	-------------	------------

2º Estrato:

Cohesión	C =	0,47	t/m ²
Fricción	Φ =	22,00	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,42	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,91	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,00	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	1,45	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	14,67	°
Perimetro del pilote	P =	1,88	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 2º estrato:

f =	0,80	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 2º estrato:

F₂ =	1,51	ton
------------------------	-------------	------------

3º Estrato:

Cohesión	C =	0,64	t/m ²
Fricción	Φ =	26,00	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,58	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,89	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	3,23	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	17,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,88	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 3º estrato:

f =	1,58	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 3º estrato:

F₃ =	4,48	ton
------------------------	-------------	------------

4º Estrato:

Cohesión	C =	0,61	t/m ²
Fricción	Φ =	26,00	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,55	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,84	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	4,25	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	17,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,88	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 4º estrato:

$f =$	1,88	t/m^2
-------	------	---------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 4º estrato:

$F_4 =$	5,30	ton
---------	------	-----

5º Estrato:

Cohesión	$C =$	0,64	t/m^2
Fricción	$\phi =$	26,00	°
Coefficiente de Adherencia	$C_a =$	0,58	t/m^3
Peso Específico	$\gamma =$	1,89	t/m^3
Espesor de la capa	$e_1 =$	2,00	m
Presión Lateral Promedio	$\sigma_h =$	5,71	t/m^2
Fricción Pilote - Terreno	$\delta =$	17,33	°
Perimetro del pilote	$P =$	1,88	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 5º estrato:

$f =$	2,36	t/m^2
-------	------	---------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 5º estrato:

$F_5 =$	8,89	ton
---------	------	-----

Carga portante ultima del pilote, por punta y fricción

$F_u =$	147,54	ton
---------	--------	-----

Carga portante admisible del pilote, por punta y fricción

$F_{adm} =$	49,18	ton
-------------	-------	-----

Promedio de las cargas admisibles

$F_{adm} =$	127,62	ton
-------------	--------	-----

Dimensionamiento de la armadura del pilote

Longitud del pilote		$L =$	650,00	cm
Diametro del pilote		$d =$	60,00	cm
Sección del pilote		$A =$	2827,44	cm^2

Tensión en Hº

$\sigma_b =$	45,14	Kg/cm^2
--------------	-------	-----------

Para el cálculo de la armadura adoptamos la cuantía mínima.

$\delta =$	0,8%
------------	------

Sección Necesaria de Armadura

$A_s =$	22,62	cm^2
---------	-------	--------

Se adopta armadura principal

Diametro de la barra	$\Phi =$	16	mm
Cantidad de barras	N =	11	un

Se adopta estribos

Diametro de los estribos	$\Phi =$	8	mm
Separación de los estribos	sep =	20	cm

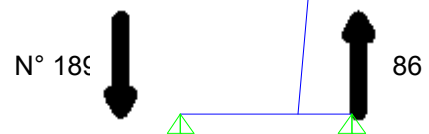
Determinación cantidades de pilotes

COMPRESIÓN

NUDO	N (-) kg
189	119761,99

Esfuerzo de compresión a absorber por los pilotes.

Fadm Ton	n° pilotes	Adoptamos 1 pilote.
127,62	0,9	



TRACCIÓN

NUDO	N kg
186	-60792,47

Esfuerzo de tracción a absorber por los pilotes.

Acciones contrarias a esfuerzo de tracción

SUELO

Vol. cono	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
79	1800,00	141563,76	139267,64

H° PILOTE

Vol. pilote	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
1,28	2400,00	3061,50	3061,50

Esfuerzo de tracción:

N = -60792,47 kg

Peso H° y Suelo:

g = 142329,14 kg

Cantidad de pilotes = 1

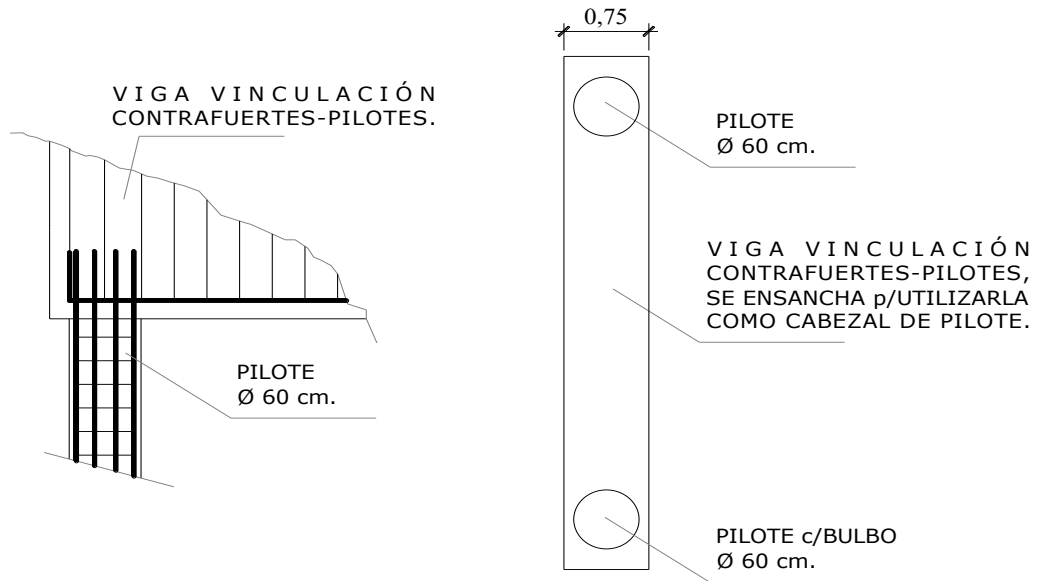
Relación entre esfuerzo estabilizante y desestabilizante: $F_{est} > 1,5 \times F_{desest}$

$F_{est} =$	142329,14	kg	Verifica
$F_{desest} =$	91188,71	kg	

Dimensionamiento del cabezal

Características:

Como en este caso se utiliza un pilote para absorber los esfuerzos, se adopto ensanchar la viga para que esta cumpla la función de cabezal, como se observa a continuación.





Determinación de la carga portante del pilote y su dimensionamiento - Rosario

Método Empírico para suelos arenosos:

Zona	Rosario		
Longitud del pilote	L =	650,00	cm
Diametro del pilote	d =	60,00	cm
Area de punta del pilote	A _p =	2827,44	cm ²
Area lateral del pilote	A _L =	122522,40	cm ²
Nº de golpes	n =	50,00	un
Nº de golpes promedio	n _m =	43,00	un
Coefficiente de seguridad	γ =	3,00	

Carga Ultima

N _u =	618172,63	Kg
------------------	-----------	----

Carga Admisible

N _{adm} =	206,06	ton
--------------------	--------	-----

Método de BRINCH - HANSEN

- A - Resistencia por punta:

Longitud del pilote	L =	6,50	m
Diametro del pilote	d =	0,60	m
Area de punta del pilote	A _p =	0,28	m ²
Cohesión	C =	0,67	t/m ²
Fricción	φ =	26,00	°
Peso del suelo hasta Nivel de Fundacion	q =	16,14	t/m ²
Coefficiente de seguridad	γ =	3,00	

Factores de capacidad de carga

N _c =	23,00
N _q =	11,70

Relación entre largo y diametro de la tabla Nº 11, tenemos:

L/d =	10,83
S _c * d _c =	2,20

Carga Ultima por punta

Q _u =	127,05	ton
------------------	--------	-----

- B - Fricción Lateral y adherencia:

1º Estrato:

Cohesión	C =	0,290	t/m ²
Fricción	φ =	14,00	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,26	t/m ³
Peso Especifico	γ =	1,96	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	0,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	0,37	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	9,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,88	m



Presión resistente por fricción y adherencia en el 1° estrato:

f =	0,32	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 1° estrato:

F ₁ =	0,30	ton
------------------	------	-----

2° Estrato:

Cohesión	C =	0,47	t/m ²
Fricción	Φ =	22,00	°
Coeficiente de Adherencia	C _a =	0,42	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,91	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,00	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	1,45	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	14,67	°
Perimetro del pilote	P =	1,88	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 2° estrato:

f =	0,80	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 2° estrato:

F ₂ =	1,51	ton
------------------	------	-----

3° Estrato:

Cohesión	C =	0,64	t/m ²
Fricción	Φ =	26,00	°
Coeficiente de Adherencia	C _a =	0,58	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,89	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	3,23	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	17,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,88	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 3° estrato:

f =	1,58	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 3° estrato:

F ₃ =	4,48	ton
------------------	------	-----

4° Estrato:

Cohesión	C =	0,61	t/m ²
Fricción	Φ =	26,00	°
Coeficiente de Adherencia	C _a =	0,55	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,84	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	4,25	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	17,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,88	m



Presión resistente por fricción y adherencia en el 4° estrato:

$f =$	1,88	t/m^2
-------	------	---------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 4° estrato:

$F_4 =$	5,30	ton
---------	------	-----

5° Estrato:

Cohesión	$C =$	0,64	t/m^2
Fricción	$\phi =$	26,00	$^\circ$
Coefficiente de Adherencia	$C_a =$	0,58	t/m^3
Peso Específico	$\gamma =$	1,89	t/m^3
Espesor de la capa	$e_1 =$	2,00	m
Presión Lateral Promedio	$\sigma_h =$	5,71	t/m^2
Fricción Pilote - Terreno	$\delta =$	17,33	$^\circ$
Perimetro del pilote	$P =$	1,88	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 5° estrato:

$f =$	2,36	t/m^2
-------	------	---------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 5° estrato:

$F_5 =$	8,89	ton
---------	------	-----

Carga portante ultima del pilote, por punta y fricción

$F_u =$	147,54	ton
---------	--------	-----

Carga portante admisible del pilote, por punta y fricción

$F_{adm} =$	49,18	ton
-------------	-------	-----

Promedio de las cargas admisibles

$F_{adm} =$	127,62	ton
-------------	--------	-----

Dimensionamiento de la armadura del pilote

Longitud del pilote	$L =$	650,00	cm
Diametro del pilote	$d =$	60,00	cm
Sección del pilote	$A =$	2827,44	cm^2

Tensión en H°

$\sigma'_b =$	45,14	Kg/cm^2
---------------	-------	-----------

Para el cálculo de la armadura adoptamos la cuantía mínima.

$\delta =$	0,8%
------------	------

Sección Necesaria de Armadura

$A_s =$	22,62	cm^2
---------	-------	--------

Se adopta armadura principal

Diametro de la barra	$\Phi =$	16	mm
Cantidad de barras	N =	11	un

Se adopta estribos

Diametro de los estribos	$\Phi =$	8	mm
Separación de los estribos	sep =	20	cm

Determinación cantidades de pilotes

COMPRESIÓN

NUDO	N (-) kg
189	119761,99

Esfuerzo de compresión a absorber por los pilotes.

Fadm Ton	n° pilotes	Adoptamos 1 pilote.
127,62	0,9	



TRACCIÓN

NUDO	N kg
186	-60792,47

Esfuerzo de tracción a absorber por los pilotes.

Acciones contrarias a esfuerzo de tracción

SUELO

Vol. cono	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
79	1800,00	141563,76	139267,64

H° PILOTE

Vol. pilote	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
1,28	2400,00	3061,50	3061,50

Esfuerzo de tracción:

N = -60792,47 kg

Peso H° y Suelo:

g = 142329,14 kg

Cantidad de pilotes = 1

Relación entre esfuerzo estabilizante y desestabilizante: $F_{est} > 1,5 \times F_{desest}$

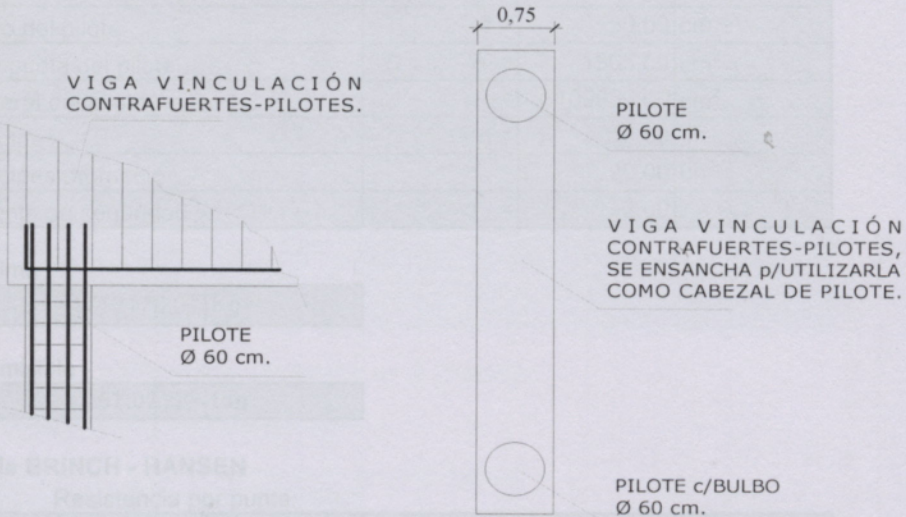
$F_{est} =$	142329,14	kg	Verifica
$F_{desest} =$	91188,71	kg	



Dimensionamiento del cabezal

Características:

Como en este caso se utiliza un pilote para absorber los esfuerzos, se adopto ensanchar la viga para que esta cumpla la función de cabezal, como se observa a continuación.



**Determinación de la carga portante del pilote y su dimensionamiento -
Venado Tuerto**

Método Empírico para suelos arenosos:

Zona	Venado Tuerto		
Longitud del pilote	L =	700,00	cm
Diametro del pilote	d =	50,00	cm
Area de punta del pilote	$A_p =$	1963,50	cm ²
Area lateral del pilote	$A_L =$	109956,00	cm ²
Nº de golpes	n =	19,00	un
Nº de golpes promedio	$n_m =$	20,00	un
Coefficiente de seguridad	$\gamma =$	3,00	

Carga Ultima

$N_u =$	171217,20	Kg
---------	-----------	----

Carga Admisible

$N_{adm} =$	57,07	ton
-------------	-------	-----

Método de BRINCH - HANSEN

- A - Resistencia por punta:

Longitud del pilote	L =	7,00	m
Diametro del pilote	d =	0,50	m
Area de punta del pilote	$A_p =$	0,20	m ²
Cohesión	C =	0,29	t/m ²
Fricción	$\phi =$	26,00	°
Peso del suelo hasta Nivel de Fundacion	q =	22,66	t/m ²
Coefficiente de seguridad	$\gamma =$	3,00	

Factores de capacidad de carga

$N_c =$	23,00
$N_q =$	11,70

Relación entre largo y diametro de la tabla Nº 11, tenemos:

L/d =	14,00
$S_c * d_c =$	2,14

Carga Ultima por punta

$Q_u =$	114,20	ton
---------	--------	-----

- B - Fricción Lateral y adherencia:

1º Estrato:

Cohesión	C =	0,550	t/m ²
Fricción	$\phi =$	11,000	°
Coefficiente de Adherencia	$C_a =$	0,50	t/m ³
Peso Especifico	$\gamma =$	1,76	t/m ³
Espesor de la capa	$e_1 =$	0,50	m
Presión Lateral Promedio	$\sigma_h =$	0,33	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	$\delta =$	7,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,57	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 1º estrato:

f =	0,54	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 1º estrato:

F₁ =	0,42	ton
------------------------	-------------	------------

2º Estrato:

Cohesión	C =	0,42	t/m ²
Fricción	Φ =	18,000	°
Coeficiente de Adherencia	C _a =	0,38	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,80	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,00	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	1,34	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	12,00	°
Perimetro del pilote	P =	1,57	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 2º estrato:

f =	0,66	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 2º estrato:

F₂ =	1,04	ton
------------------------	-------------	------------

3º Estrato:

Cohesión	C =	0,48	t/m ²
Fricción	Φ =	20,000	°
Coeficiente de Adherencia	C _a =	0,43	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,83	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	3,04	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	13,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,57	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 3º estrato:

f =	1,15	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 3º estrato:

F₃ =	2,72	ton
------------------------	-------------	------------

4º Estrato:

Cohesión	C =	0,55	t/m ²
Fricción	Φ =	18,000	°
Coeficiente de Adherencia	C _a =	0,50	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,87	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	5,12	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	12,00	°
Perimetro del pilote	P =	1,57	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 4º estrato:

f =	1,58	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 4º estrato:

F₄ =	3,73	ton
------------------------	-------------	------------

5º Estrato:

Cohesión	C =	0,32	t/m ²
Fricción	Φ =	29,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,29	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,92	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	7,25	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	19,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,57	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 5º estrato:

f =	2,83	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 5º estrato:

F₅ =	6,67	ton
------------------------	-------------	------------

6º Estrato:

Cohesión	C =	0,56	t/m ²
Fricción	Φ =	19,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,50	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,97	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	9,44	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	12,67	°
Perimetro del pilote	P =	1,57	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 6º estrato:

f =	2,63	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 6º estrato:

F₆ =	6,19	ton
------------------------	-------------	------------

7º Estrato:

Cohesión	C =	0,34	t/m ²
Fricción	Φ =	26,000	°
Coefficiente de Adherencia	C _a =	0,31	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,95	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	10,64	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	17,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,57	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 7º estrato:

$f =$	3,63	t/m ²
-------	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 7º estrato:

$F_7 =$	8,54	ton
---------	------	-----

Carga portante ultima del pilote, por punta y fricción

$F_u =$	143,52	ton
---------	--------	-----

Carga portante admisible del pilote, por punta y fricción

$F_{adm} =$	47,84	ton
-------------	-------	-----

Promedio de las cargas admisibles

$F_{adm} =$	52,46	ton
-------------	-------	-----

Dimensionamiento de la armadura del pilote

Longitud del pilote		L =	700,00	cm
Diametro del pilote		d =	50,00	cm
Sección del pilote		A =	1963,50	cm ²

Tensión en Hº

$\sigma_b =$	26,72	Kg/cm ²
--------------	-------	--------------------

Para el cálculo de la armadura adoptamos la cuantía mínima.

$\delta =$	0,8%
------------	------

Sección Necesaria de Armadura

$A_s =$	15,71	cm ²
---------	-------	-----------------

Se adopta armadura principal

Diametro de la barra	$\phi =$	16	mm
Cantidad de barras	N =	8	un

Se adopta estribos

Diametro de los estribos	$\phi =$	8	mm
Separación de los estribos	sep =	20	cm

Determinación cantidades de pilotes

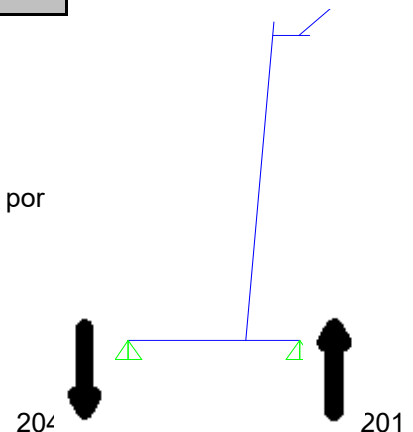
COMPRESIÓN

NUDO	N kg
204	102003,9

Esfuerzo de compresión a absorber por los pilotes.

Fadm Ton	nº pilotes
52,46	1,9

Adoptamos 2 pilotes.



TRACCIÓN

NUDO	N kg
201	-58773,90

Esfuerzo de tracción a absorber por los pilotes.

Acciones contrarias a esfuerzo de tracción

SUELO

Vol. cono	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
50	1820,00	91000,00	88974,82

H° PILOTE

Vol. pilote	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
1,11	2400,00	2670,57	2670,57

Esfuerzo de tracción:

N =	-58773,90 kg
-----	--------------

Peso H° y Suelo:

g =	91645,39 kg
-----	-------------

Cantidad de pilotes =

1

Relación entre esfuerzo estabilizante y desestabilizante: $F_{est} > 1,5 \times F_{desest}$

$F_{est} =$	91645,39	kg	Verifica
$F_{desest} =$	88160,85	kg	

Dimensionamiento del cabezal

Características:

Carga:	102003,89	kg
Diámetro:	50	cm
Separación:	150	cm
	1,5	m
H-30	300	kg/cm ²

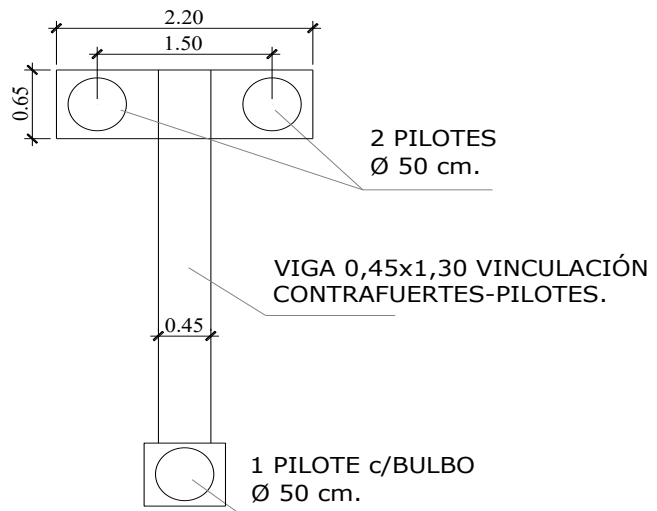
Determinación de Altura de Cabezal

d:	0,9	m
h:	0,92	m

Verificación de biela comprimida

A) viga	39,0	<	120
B) pilote	26,2	<	120

COMO LAS VERIFICACIONES ANTERIORES SE ENCUENTRAN EN BUENAS CONDICIONES LA ALTURA DEL CABEZAL ES EL RECOMENDADO, CASO CONTRARIO SE TENDRÍA QUE HABER REALIZADO UN REDIMENSIONADO POR VERIFICACION DE BIELA.



Armadura principal

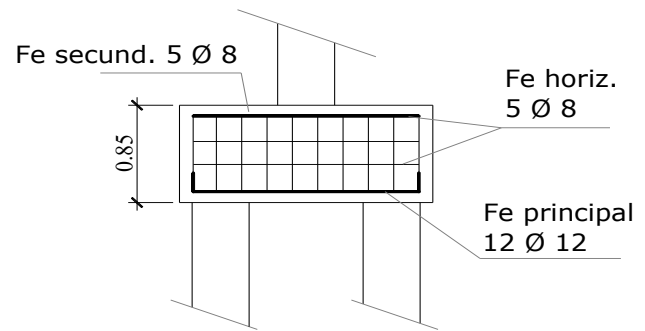
Up	36430,0	kg
Fe	15,2	cm ²
Barras	13	Ø 12

Armadura secundaria

Fe-sec	2,5	cm ²
Barras	5	Ø 8

Armadura horizontal

0,2 . Up	7286,0	kg
Fe-hor	3,0	cm ²
Barras	6	Ø 8



Determinación de la carga portante del pilote y su dimensionamiento - Rosario

Método Empírico para suelos arenosos:

Zona	Rosario		
Longitud del pilote	L =	400,00	cm
Diametro del pilote	d =	55,00	cm
Area de punta del pilote	$A_p =$	2375,84	cm ²
Area lateral del pilote	$A_L =$	69115,20	cm ²
Nº de golpes	n =	50,00	un
Nº de golpes promedio	$n_m =$	41,00	un
Coefficiente de seguridad	$\gamma =$	3,00	

Carga Ultima

$N_u =$	503504,23	Kg
---------	-----------	----

Carga Admisible

$N_{adm} =$	167,83	ton
-------------	--------	-----

Método de BRINCH - HANSEN

- A - Resistencia por punta:

Longitud del pilote	L =	4,00	m
Diametro del pilote	d =	0,55	m
Area de punta del pilote	$A_p =$	0,24	m ²
Cohesión	C =	6,10	t/m ²
Fricción	$\phi =$	26,00	°
Peso del suelo hasta Nivel de Fundacion	q =	7,64	t/m ²
Coefficiente de seguridad	$\gamma =$	3,00	

Factores de capacidad de carga

$N_c =$	23,00
$N_q =$	11,70

Relación entre largo y diametro de la tabla Nº 11, tenemos:

$L/d =$	7,27
$S_c * d_c =$	1,90

Carga Ultima por punta

$Q_u =$	103,66	ton
---------	--------	-----

- B - Fricción Lateral y adherencia:

1º Estrato:

Cohesión	C =	0,290	t/m ²
Fricción	$\phi =$	14,00	°
Coefficiente de Adherencia	$C_a =$	0,26	t/m ³
Peso Especifico	$\gamma =$	1,96	t/m ³
Espesor de la capa	$e_1 =$	0,50	m
Presión Lateral Promedio	$\sigma_h =$	0,37	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	$\delta =$	9,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 1º estrato:

f =	0,32	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 1º estrato:

F₁ =	0,28	ton
------------------------	-------------	------------

2º Estrato:

Cohesión	C =	0,47	t/m ²
Fricción	Φ =	22,00	°
Coeficiente de Adherencia	C _a =	0,42	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,91	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,00	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	1,45	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	14,67	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 2º estrato:

f =	0,80	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 2º estrato:

F₂ =	1,39	ton
------------------------	-------------	------------

3º Estrato:

Cohesión	C =	0,64	t/m ²
Fricción	Φ =	26,00	°
Coeficiente de Adherencia	C _a =	0,58	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,89	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	3,23	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	17,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 3º estrato:

f =	1,58	t/m ²
-----	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 3º estrato:

F₃ =	4,11	ton
------------------------	-------------	------------

4º Estrato:

Cohesión	C =	0,61	t/m ²
Fricción	Φ =	26,00	°
Coeficiente de Adherencia	C _a =	0,55	t/m ³
Peso Específico	γ =	1,84	t/m ³
Espesor de la capa	e ₁ =	1,50	m
Presión Lateral Promedio	σ _h =	5,33	t/m ²
Fricción Pilote - Terreno	δ =	17,33	°
Perimetro del pilote	P =	1,73	m

Presión resistente por fricción y adherencia en el 4º estrato:

$f =$	2,21	t/m ²
-------	------	------------------

Carga resistente por fricción y adherencia en el 4º estrato:

$F_4 =$	5,73	ton
---------	------	-----

Carga portante ultima del pilote, por punta y fricción

$F_u =$	115,16	ton
---------	--------	-----

Carga portante admisible del pilote, por punta y fricción

$F_{adm} =$	38,39	ton
-------------	-------	-----

Promedio de las cargas admisibles

$F_{adm} =$	103,11	ton
-------------	--------	-----

Dimensionamiento de la armadura del pilote

Longitud del pilote	L =	400,00	cm
Diametro del pilote	d =	55,00	cm
Sección del pilote	A =	2375,84	cm ²

Tensión en Hº

$\sigma_b =$	43,40	Kg/cm ²
--------------	-------	--------------------

Para el cálculo de la armadura adoptamos la cuantía mínima.

$\delta =$	0,8%
------------	------

Sección Necesaria de Armadura

$A_s =$	19,01	cm ²
---------	-------	-----------------

Se adopta armadura principal

Diametro de la barra	$\phi =$	16	mm
Cantidad de barras	N =	9	un

Se adopta estribos

Diametro de los estribos	$\phi =$	8	mm
Separación de los estribos	sep =	20	cm

Determinación cantidades de pilotes

COMPRESIÓN

NUDO	N (-) kg	Esfuerzo de compresión a absorber por los pilotes.
204	102003,89	

Fadm Ton	nº pilotes
103,11	0,99

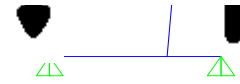
Adoptamos 1 pilote.

204



201

TRACCIÓN



NUDO	N kg	Esfuerzo de tracción a absorber por los pilotes.
201	-58773,90	

Acciones contrarias a esfuerzo de tracción

SUELO

Vol. cono	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
50	1800,00	90000,00	88587,00

H° PILOTE

Vol. pilote	P. Espec.	P kg	Pfinal kg
0,79	2400,00	1884,00	1884,00

Esfuerzo de tracción:

N =	-58773,90 kg
-----	--------------

Peso H° y Suelo:

g =	90471,00 kg
-----	-------------

Cantidad de pilotes =

1

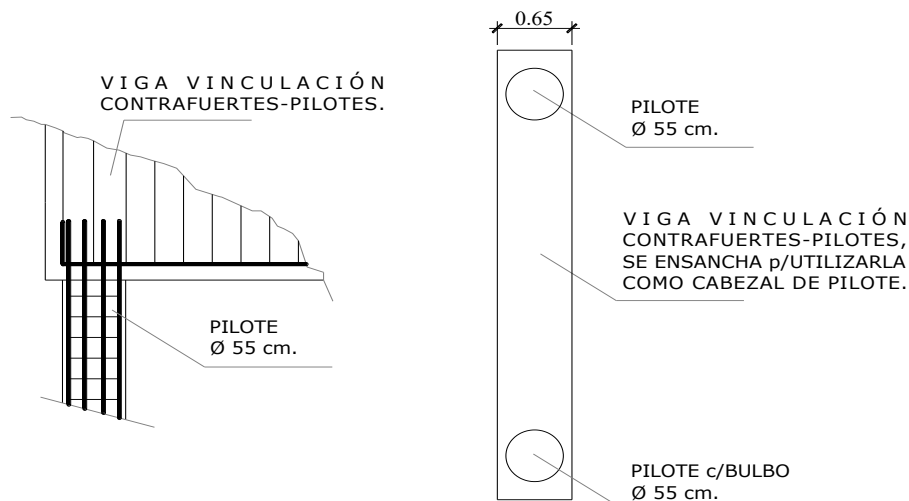
Relación entre esfuerzo estabilizante y desestabilizante: $F_{est} > 1,5 \times F_{desest}$

$F_{est} =$	90471,00	kg	Verifica
$F_{desest} =$	88160,85	kg	

Dimensionamiento del cabezal

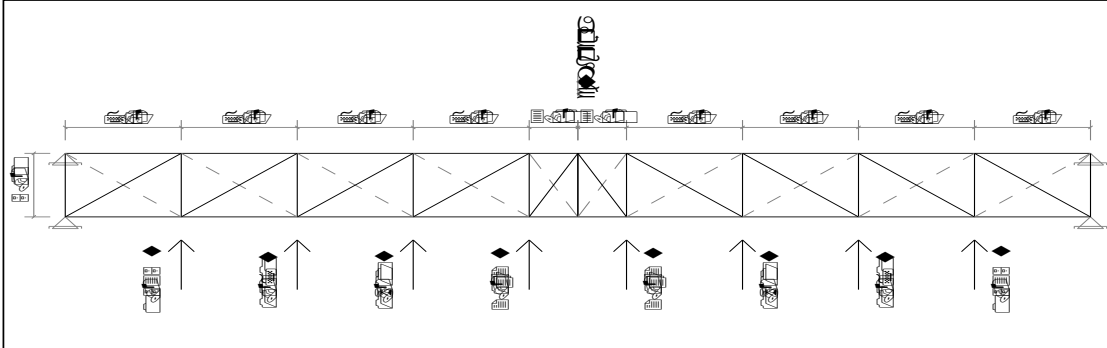
Características:

Como en este caso se utiliza un pilote para absorber los esfuerzos, se adopto ensanchar la viga para que esta cumpla la función de cabezal, como se observa a continuación.



DIMENSIONAMIENTO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS O CRUCES DE SAN ANDRÉS, DE CUBIERTA.

Esquema de cálculo:



Esfuerzo normal de tracción: **N= 9,08 ton**

Adoptamos por utilizar doble angulo LPN:

LPN **1 1/4" x 1/4"** Cod: 10
 $F_x = 3,32 \text{ cm}^2$ Superficie de una barra

Datos del perfil compuesto por dos unidades:

$F_x = 6,64 \text{ cm}^2$ Superficie de la sección

Verificación a tracción:

$$\sigma_{trab} = 1,37 \text{ t/cm}^2 < 1,6 \text{ t/cm}^2 \quad \text{Buenas condiciones}$$

Verificación de la deformación

Deformacion admisible: $L / 300 = 2,91 \text{ cm}$

E =	2100000	kg/cm ²			
L =	872	cm	$\Delta L =$	0,57	cm Verifica
A =	6,64	cm ²			
P =	9080,00	kg			

ARRIOSTRAMIENTO CONTRA VIENTO LONGITUDINAL

Para el viento transversal y el empuje del material ensilado, cada conjunto de arco triarticulado y contrafuertes es estable, pero frente a vientos longitudinales, la cubierta de la celda necesita de un arriostamiento para poder hacer frente a estas fuerzas. El planteo es similar al de una estructura metálica. Realizaremos reticulados cuyos cordones estaran constituidos por las mismas vigas de los arcos. A diferencia de las estructuras metálicas, los reticulados estan compuestos solo con diagonales y las mismas absorberan esfuerzos de tracción y compresión. Las fuerzas longitudinales estan contituidas por presiones y succiones del viento en los frontis, más el esfuerzo de arrastre en cubierta, que se da por estar la ondas de las chapas de recubrimiento perpendiculares a la dirección del viento. Por tal motivo se colocan arriostamientos similares al de los dos extremos, en la parte central de la estructura, dependiendo su cantidad de la longitud de la nave. Además, estos aportan una ayuda en la etapa de montaje rigidizandola y evitando el vuelco de los arcos contiguos.

Verificación al pandeo de la correa puntal

Esfuerzo normal de compresión: $N= 5,205 \text{ ton}$

El perfil al que se realizará la verificación está compuesto por un perfil C doble:

Datos del perfil:

Perfil adoptado:

C	180 x70 x 20 x 3,2	
$h=$	18 cm	Alto de alma mayor
$a=$	7 cm	Base del perfil
$d=$	2 cm	Alta de alma menor
$e=$	0,32 cm	Espesor del perfil
$x_g=$	1,8 cm	Distancia desde el borde al baricentro
$F_x=$	10,85 cm ²	Superficie de un perfil
$J_x=$	534,65 cm ⁴	Inercia de un perfil según x-x
$W_x=$	59,41 cm ³	Módulo resistente de una sección según x-x
$J_y=$	68,42 cm ⁴	Inercia de un perfil según y-y
$W_y=$	14,02 cm ³	Módulo resistente de una sección según y-y
$g=$	8,51 kg/m	Peso por metro del perfil

Datos del perfil compuesto por dos unidades:

$F_x=$	21,7 cm ²	Superficie de la sección
$J_x=$	1069,3 cm ⁴	Inercia de la sección según x-x
$J_y=$	207,15 cm ⁴	Inercia de la sección según y-y
$g=$	17,02 kg/m	Peso por metro de la nueva sección

Pandeo según y-y:

$S_k=$	2,50 m	Longitud entre tillas
$i_x=$	3,09 cm	Radio de giro $\sqrt{(J_y/F)}$
$\lambda_y=$	80,91	Esbeltez (S_k/i)
$\omega=$	1,53	Coefficiente de pandeo de tabla 3 - circsoc 302
$\sigma_n=$	0,37 t/cm ²	$(N*\omega)/F$
$\sigma=$	0,37 t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

Pandeo según x-x:

$S_k=$	5,00 m	Longitud
$i_x=$	7,02 cm	Radio de giro $\sqrt{(J_x/F)}$
$\lambda_x=$	71,2	Esbeltez (S_k/i)
$\omega=$	1,84	Coefficiente de pandeo de tabla 3 - circsoc 302
$\sigma_n=$	0,44 t/cm ²	$(N*\omega)/F$
$\sigma=$	0,44 t/cm ²	< 1,6 t/cm ² Buenas condiciones

Cómputo y Presupuesto



PLANILLA DE RUBROS - CELDA CERCHAS H°P° - Vdo Tto

Orden	Descripción	Unid.	Cantidad
1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN		
1,1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN DE OBRA		
	Replanteo, limpieza y nivelación correspondiente de obra.	M2	6.795,00
2	EJECUCIÓN DE PILOTES, CABEZALES Y VIGAS ENCADENADO		
2,1	PILOTES		
	Excavación, armadura y llenado de pilotes. Cant: 72	M3	564,21
2,2	CABEZALES		
	Excavación, armadura y llenado de cabezales.	M3	79,56
2,3	VIGAS ENCADENADO		
	Encofrado, armadura y llenado de vigas.	M3	147,42
3	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°		
3,1	CONTRAFUERTE Y MENSULAS DE H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de contrafuertes y mensulas.	M3	344,00
3,2	PAREDES DE H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de paredes.	M3	394,00
3,3	PORTONES DE ACCESO		
	Ejecución y montaje de portones	UN	6,00
4	CERCHAS H°P°, ARRIOSTRAMIENTOS Y CUMBRERAS		
4,1	EJECUCIÓN DE CERCHA H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de cerchas.	M3	496,00
	Montaje de Cerchas H°P°.	UN	62,00
4,2	TESADO DE CABLES - V=171,26 Ton		
	Tesado de 1 cable de 10 cordones.	UN	62,00
4,3	CUMBRERAS H°A°		
	Cumbreras H°A°	M3	24,00
	Montaje de Cumbreras H°A°.	UN	30,00
4,4	ARRIOSTRAMIENTOS METÁLICOS		
	Arriostramientos metálicos, long.: 7,50 mts.	UN	80,00
5	COLUMNAS DE FRONTIS		
5,1	COLUMNAS DE FRONTIS - W 460 x 52		
	Fabricación y Montaje de perfiles W 460 x 52	UN	16,00
6	CUBIERTA METÁLICA		
6,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2		
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x2,5	ML	8.100,00
6,2	TILLAS		
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	ML	1.800,00
6,3	CHAPA T101		
	Colocación de Ch° T101.	M2	9.225,00
6,4	CUMBRERA Y BABETAS		
	Colocación de Cumbrera y Babetas de Ch°.	ML	212,00
7	CERRAMIENTO DE FRONTIS		
7,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2		
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x3,2	ML	766,00
7,2	TILLAS		
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	ML	162,00
7,3	CHAPA T101		
	Colocación de Ch° T101.	M2	924,00
8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN		
8,1	TUNEL DE DESCARGA H°A°		
	TUNEL H°A°	ML	160,00
8,2	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN		
	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN	M2	1.980,00



PLANILLA DE RUBROS - CELDA CERCHAS H°P°- Rosario

Orden	Descripción	Unid.	Cantidad
1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN		
1,1	REPLANTEO DE OBRA		
	Replanteo, limpieza y nivelación correspondiente de obra.	M2	6.795,00
2	EJECUCIÓN DE PILOTES, CABEZALES Y VIGAS ENCADENADO		
2,1	PILOTES		
	Excavación, armadura y llenado de pilotes.	M3	264,51
2,2	CABEZALES		
	Excavación, armadura y llenado de cabezales.	M3	0,00
2,3	VIGAS ENCADENADO		
	Encofrado, armadura y llenado de vigas.	M3	212,94
3	CONTRAFUERTES, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°		
3,1	CONTRAFUERTES Y MENSULAS DE H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de contrafuertes y mensulas.	M3	344,00
3,2	PAREDES DE H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de paredes.	M3	394,00
3,3	PORTONES DE ACCESO		
	Ejecución y montaje de portones	UN	6,00
4	CERCHAS H°P°, ARRIOSTRAMIENTOS Y CUMBRERAS		
4,1	EJECUCIÓN DE CERCHA H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de cerchas.	M3	496,00
	Montaje de Cerchas H°P°.	UN	62,00
4,2	TESADO DE CABLES - V=171,26 Ton		
	Tesado de 1 cable de 10 cordones.	UN	62,00
4,3	CUMBRERAS H°A°		
	Cumbreras H°A°	M3	24,00
	Montaje de Cumbreras H°A°.	UN	30,00
4,4	ARRIOSTRAMIENTOS METÁLICOS		
	Arriostramientos metálicos, long.: 7,50 mts.	UN	80,00
5	COLUMNAS DE FRONTIS		
5,1	COLUMNAS DE FRONTIS - W 460 x 52		
	Fabricación y Montaje de perfiles W 460 x 52	UN	16,00
6	CUBIERTA METÁLICA		
6,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2		
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x2,5	ML	8.100,00
6,2	TILLAS		
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	ML	1.800,00
6,3	CHAPA T101		
	Colocación de Ch° T101.	M2	9.225,00
6,4	CUMBRERA Y BABETAS		
	Colocación de Cumbrera y Babetas de Ch°.	ML	212,00
7	CERRAMIENTO DE FRONTIS		
7,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2		
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x3,2	ML	766,00
7,2	TILLAS		
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	ML	162,00
7,3	CHAPA T101		
	Colocación de Ch° T101.	M2	924,00
8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN		
8,1	TUNEL DE DESCARGA H°A°		
	TUNEL H°A°	ML	160,00
8,2	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN		
	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN	M2	1.980,00



9	PISO H°A° LLANEADO		
9,1	PISO INDUSTRIAL LLANEADO		
	PISO H°A° LLaneado, esp: 18cm	M2	3.615,00
10	VEREDA PERIMETRAL Y DESAGUE LATERAL		
10,1	VEREDA PERIMETRAL H°A°		
	VEREDA H°A°	M2	477,00
10,2	DESAGUE LATERAL		
	BADENES H°A°	ML	320,00
11	TRIPER		
11,1	ESTRUCTURA METÁLICA		
		GL	1,00
11,2	EQUIPOS DE TRANSPORTE		
		GL	1,00
12	ELEMENTOS ADICIONALES		
12,1	TERMOCUPLAS		
		UN	174,00
12,2	EQUIPOS DE AIREACIÓN		
		GL	1,00



PLANILLA DE RUBROS - CELDA CERCHAS M° - Vdo Tto

Orden	Descripción	Unid.	Cantidad
1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN		
1,1	REPLANTEO DE OBRA		
	Replanteo, limpieza y nivelación correspondiente de obra.	M2	6.795,00
2	EJECUCIÓN DE PILOTES, CABEZALES Y VIGAS ENCADENADO		
2,1	PILOTES		
	Excavación, armadura y llenado de pilotes.	M3	296,73
2,2	CABEZALES		
	Excavación, armadura y llenado de cabezales.	M3	79,56
2,3	VIGAS ENCADENADO		
	Encofrado, armadura y llenado de vigas.	M3	147,42
3	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°		
3,1	CONTRAFUERTE Y MENSULAS DE H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de contrafuertes y mensulas.	M3	344,00
3,2	PAREDES DE H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de paredes.	M3	394,00
3,3	PORTONES DE ACCESO		
	Ejecución y montaje de portones	UN	6,00
4	CERCHAS M° Y ARRIOSTRAMIENTOS		
4,1	EJECUCIÓN DE CERCHA M°		
	Corte y Soldado de Perfiles.	M3	496,00
	Montaje de Cerchas M°.	UN	62,00
4,2	ARRIOSTRAMIENTOS METÁLICOS		
	Arriostramientos metálicos, long.: 7,50 mts.	UN	62,00
5	COLUMNAS DE FRONTIS		
5,1	COLUMNAS DE FRONTIS - W 460 x 52		
	Fabricación y Montaje de perfiles W 460 x 52	UN	16,00
6	CUBIERTA METÁLICA		
6,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2		
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x2,5	ML	8.100,00
6,2	TILLAS		
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	ML	1.800,00
6,3	CHAPA T101		
	Colocación de Ch° T101.	M2	9.225,00
6,4	CUMBRERA Y BABETAS		
	Colocación de Cumbreira y Babetas de Ch°.	ML	212,00
7	CERRAMIENTO DE FRONTIS		
7,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2		
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x3,2	ML	766,00
7,2	TILLAS		
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	ML	162,00
7,3	CHAPA T101		
	Colocación de Ch° T101.	M2	924,00
8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN		
8,1	TUNEL DE DESCARGA H°A°		
	TUNEL H°A°	ML	160,00
8,2	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN		
	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN	M2	1.980,00
9	PISO H°A° LLANEADO		
9,1	PISO INDUSTRIAL LLANEADO		
	PISO H°A° LLaneado, esp: 18cm	M2	3.615,00

PLANILLA DE RUBROS - CELDA CERCHAS M° - Rosario

Orden	Descripción	Unid.	Cantidad
1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN		
1,1	REPLANTEO DE OBRA		
	Replanteo, limpieza y nivelación correspondiente de obra.	M2	6.795,00
2	EJECUCIÓN DE PILOTES, CABEZALES Y VIGAS ENCADENADO		
2,1	PILOTES		
	Excavación, armadura y llenado de pilotes.	M3	136,78
2,2	CABEZALES		
	Excavación, armadura y llenado de cabezales.	M3	0,00
2,3	VIGAS ENCADENADO		
	Encofrado, armadura y llenado de vigas.	M3	212,94
3	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°		
3,1	CONTRAFUERTE Y MENSULAS DE H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de contrafuertes y mensulas.	M3	344,00
3,2	PAREDES DE H°A°		
	Encofrado, armadura y llenado de paredes.	M3	394,00
3,3	PORTONES DE ACCESO		
	Ejecución y montaje de portones	UN	6,00
4	CERCHAS M° Y ARRIOSTRAMIENTOS		
4,1	EJECUCIÓN DE CERCHA M°		
	Corte y Soldado de Perfiles.	M3	496,00
	Montaje de Cerchas M°.	UN	62,00
4,2	ARRIOSTRAMIENTOS METÁLICOS		
	Arriostramientos metálicos, long.: 7,50 mts.	UN	62,00
5	COLUMNAS DE FRONTIS		
5,1	COLUMNAS DE FRONTIS - W 460 x 52		
	Fabricación y Montaje de perfiles W 460 x 52	UN	16,00
6	CUBIERTA METÁLICA		
6,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2		
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x2,5	ML	8.100,00
6,2	TILLAS		
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	ML	1.800,00
6,3	CHAPA T101		
	Colocación de Ch° T101.	M2	9.225,00
6,4	CUMBRERA Y BABETAS		
	Colocación de Cumbreira y Babetas de Ch°.	ML	212,00
7	CERRAMIENTO DE FRONTIS		
7,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2		
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x3,2	ML	766,00
7,2	TILLAS		
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	ML	162,00
7,3	CHAPA T101		
	Colocación de Ch° T101.	M2	924,00
8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN		
8,1	TUNEL DE DESCARGA H°A°		
	TUNEL H°A°	ML	160,00
8,2	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN		
	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN	M2	1.980,00
9	PISO H°A° LLANEADO		
9,1	PISO INDUSTRIAL LLANEADO		
	PISO H°A° LLaneado, esp: 18cm	M2	3.615,00

10	VEREDA PERIMETRAL Y DESAGUE LATERAL		
10,1	VEREDA PERIMETRAL H°A°		
	VEREDA H°A°	M2	477,00
10,2	DESAGUE LATERAL		
	BADENES H°A°	ML	320,00
11	TRIPER		
11,1	ESTRUCTURA METÁLICA	GL	1,00
11,2	EQUIPOS DE TRANSPORTE	GL	1,00
12	ELEMENTOS ADICIONALES		
12,1	TERMOCUPLAS	UN	174,00
12,2	EQUIPOS DE AIREACIÓN	GL	1,00

DESCRIPCIÓN	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal
Vereda H°A°	594	m2	\$ 803,21	\$m2	\$ 477.926,74
Vereda H°A°	1296	Barras	\$ 165,74	1/2Barras	\$ 214.780,24
Vereda H°A°	1530	Barras	\$ 20,69	1/2Barras	\$ 31.655,70
Subtotal					\$ 724.362,68
Vereda H°A°	564	m2	\$ 345,20	3m2	\$ 194.491,20
Subtotal					\$ 194.491,20

DESCRIPCIÓN	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal
Vereda H°A°	90	m2	\$ 996,21	\$m2	\$ 89.658,90
Vereda H°A°	182	Barras	\$ 165,90	1/2Barras	\$ 30.193,80
Vereda H°A°	156	Barras	\$ 44,09	1/2Barras	\$ 6.878,04
Vereda H°A°	187	Barras	\$ 26,10	1/2Barras	\$ 4.880,70
Subtotal					\$ 131.611,44
Vereda H°A°	20	m2	\$ 9.350,00	\$m2	\$ 187.000,00
Subtotal					\$ 187.000,00

DESCRIPCIÓN	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal
Vereda H°A°	147	m2	\$ 956,21	\$m2	\$ 140.562,87
Vereda H°A°	224	Barras	\$ 165,60	1/2Barras	\$ 37.094,40
Vereda H°A°	66	Barras	\$ 290,12	1/2Barras	\$ 19.147,92
Vereda H°A°	516	Barras	\$ 165,90	1/2Barras	\$ 85.599,60
Subtotal					\$ 206.404,79
Vereda H°A°	147	m2	\$ 1.174,00	\$m2	\$ 171.578,00
Subtotal					\$ 171.578,00



GRÁFICO COMPARATIVO DE ITEMS - VENADO TUERTO

CELDA CERCHAS H°P°				CELDA CERCHAS M°					
Item	TAREAS	VALOR	ACUMULADO	% Inc.	Item	TAREAS	VALOR	ACUMULADO	% Inc.
1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN	\$ 73.997,55	\$ 73.997,55	0,3%	1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN	\$ 73.997,55	\$ 73.997,55	0,3%
2	EJECUCIÓN DE PILOTES	\$ 3.575.301,74	\$ 3.649.299,29	13%	2	EJECUCIÓN DE PILOTES	\$ 2.324.254,47	\$ 2.398.252,02	8%
3	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS	\$ 4.991.726,88	\$ 8.641.026,18	19%	3	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULA	\$ 4.805.244,96	\$ 7.203.496,99	17%
4	CERCHAS H°P°, ARRIOSTRAMIENTOS	\$ 5.423.938,03	\$ 14.064.964,21	20%	4	CERCHAS M° Y ARRIOSTRAMIENTOS	\$ 7.826.281,67	\$ 15.029.778,65	28%
5	COLUMNAS DE FRONTIS	\$ 151.550,00	\$ 14.216.514,21	1%	5	COLUMNAS DE FRONTIS	\$ 151.550,00	\$ 15.181.328,65	1%
6	CUBIERTA METÁLICA	\$ 5.226.492,44	\$ 19.443.006,65	19,4%	6	CUBIERTA METÁLICA	\$ 5.226.492,44	\$ 20.407.821,09	19%
7	CERRAMIENTO DE FRONTIS	\$ 522.888,14	\$ 19.965.894,79	2%	7	CERRAMIENTO DE FRONTIS	\$ 522.888,14	\$ 20.930.709,23	2%
8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN	\$ 4.526.386,47	\$ 24.492.281,26	17%	8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN	\$ 4.526.386,47	\$ 25.457.095,70	16%
9	PISO H°	\$ 1.142.926,86	\$ 25.635.208,12	4%	9	PISO H°	\$ 1.142.926,86	\$ 26.600.022,56	4%
10	VEREDA PERIMETRAL	\$ 193.076,13	\$ 25.828.284,25	1%	10	VEREDA PERIMETRAL	\$ 193.076,13	\$ 26.793.098,69	1%
11	TRIPER	\$ 1.107.292,68	\$ 26.935.576,92	4%	11	TRIPER	\$ 1.107.292,68	\$ 27.900.391,37	4%
TOTAL			\$ 26.935.576,92	100%	TOTAL			\$ 27.900.391,37	100%

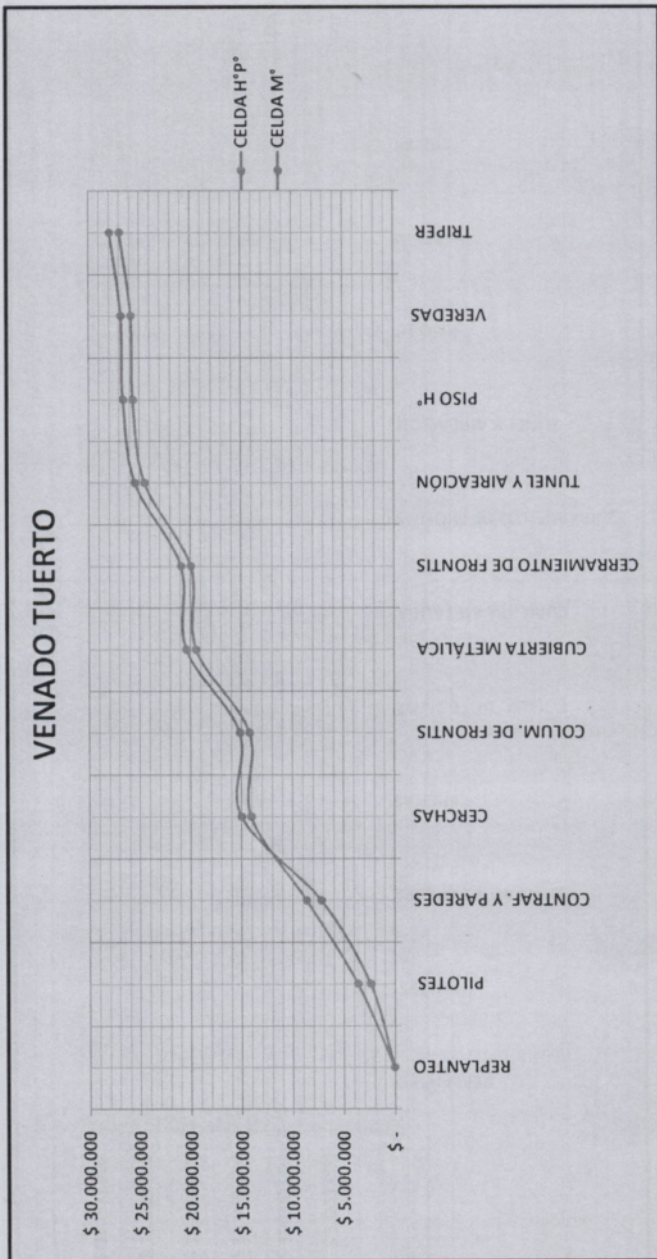




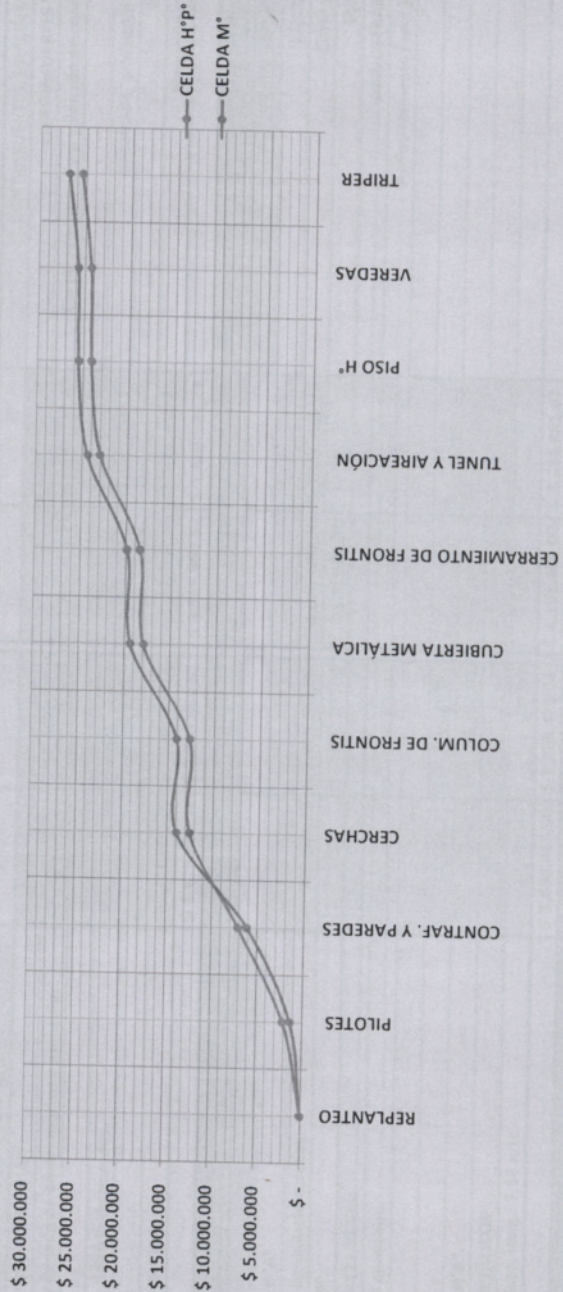
GRÁFICO COMPARATIVO DE ITEMS - ROSARIO -

CELDA CERCHAS H°P°

CELDA CERCHAS M°

Item	TAREAS	VALOR	ACUMULADO	% Inc.	Item	TAREAS	Materiales, M.O.	ACUMULADO	% Inc.
1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN	\$ 73.997,55	\$ 73.997,55	0,3%	1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN	\$ 73.997,55	\$ 73.997,55	0,3%
2	EJECUCIÓN DE PILOTES	\$ 2.060.540,09	\$ 2.134.537,64	8%	2	EJECUCIÓN DE PILOTES	\$ 1.261.497,48	\$ 1.335.495,03	5%
3	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS	\$ 4.991.726,88	\$ 7.126.264,52	20%	3	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULA	\$ 4.805.244,96	\$ 6.140.740,00	18%
4	CERCHAS H°P°, ARRIOSTRAMIENTOS	\$ 5.423.938,03	\$ 12.550.202,56	21%	4	CERCHAS M° Y ARRIOSTRAMIENTOS	\$ 7.826.281,67	\$ 13.967.021,67	29%
5	COLUMNAS DE FRONTIS	\$ 151.550,00	\$ 12.701.752,56	1%	5	COLUMNAS DE FRONTIS	\$ 151.550,00	\$ 14.118.571,67	1%
6	CUBIERTA METÁLICA	\$ 5.226.492,44	\$ 17.928.245,00	21%	6	CUBIERTA METÁLICA	\$ 5.226.492,44	\$ 19.345.064,11	19%
7	CERRAMIENTO DE FRONTIS	\$ 522.888,14	\$ 18.451.133,14	2%	7	CERRAMIENTO DE FRONTIS	\$ 522.888,14	\$ 19.867.952,25	2%
8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN	\$ 4.526.386,47	\$ 22.977.519,60	18%	8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN	\$ 4.526.386,47	\$ 24.394.338,71	17%
9	PISO H°	\$ 1.142.926,86	\$ 24.120.446,46	4%	9	PISO H°	\$ 1.142.926,86	\$ 25.537.265,57	4%
10	VEREDA PERIMETRAL	\$ 193.076,13	\$ 24.313.522,59	1%	10	VEREDA PERIMETRAL	\$ 193.076,13	\$ 25.730.341,70	1%
11	TRIPER	\$ 1.107.292,68	\$ 25.420.815,27	4%	11	TRIPER	\$ 1.107.292,68	\$ 26.837.634,38	4%
TOTAL			\$ 25.420.815,27	100%	TOTAL			\$ 26.837.634,38	100%

ROSARIO



Comparativa de precios en Venado Tuerto		Cercha H°P°		Cercha M°			
Item	Descripción	Materiales	Mano Obra	Mano Obra	Materiales	Descripción	Item
1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN					REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN	1
1,1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN DE OBRA					REPLANTEO DE OBRA	1,1
	Replanteo, limpieza y nivelación correspondiente de obra.		\$ 73.997,55	\$ 73.997,55		Replanteo, limpieza y nivelación correspondiente de obra.	
	SUB TOTALES	\$ -	\$ 73.997,55	\$ 73.997,55	\$ -	SUB TOTALES	
	TOTAL	\$	\$ 73.997,55	\$ 73.997,55	\$	TOTAL	
2	EJECUCIÓN DE PILOTES, CABEZALES Y VIGAS ENCADENADO					EJECUCIÓN DE PILOTES, CABEZALES Y VIGAS ENCADENADO	2
2,1	PILOTES					PILOTES	2,1
	Excavación, armadura y llenado de pilotes. Cant: 72	\$ 864.039,41	\$ 1.745.182,84	\$ 966.278,46	\$ 471.963,97	Excavación, armadura y llenado de pilotes.	
2,2	CABEZALES					CABEZALES	2,2
	Excavación, armadura y llenado de cabezales.	\$ 107.699,53	\$ 266.528,40	\$ 247.274,88	\$ 107.699,53	Excavación, armadura y llenado de cabezales.	
2,3	VIGAS ENCADENADO					VIGAS ENCADENADO	2,3
	Encofrado, armadura y llenado de vigas.	\$ 330.322,36	\$ 261.529,20	\$ 243.691,38	\$ 287.346,25	Encofrado, armadura y llenado de vigas.	
	SUB TOTALES	\$ 1.302.061,30	\$ 2.273.240,44	\$ 1.457.244,72	\$ 867.009,75	SUB TOTALES	
	TOTAL	\$	\$ 3.575.301,74	\$ 2.324.254,47	\$	TOTAL	
3	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°					CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°	3
3,1	CONTRAFUERTE Y MENSULAS DE H°A°					CONTRAFUERTE Y MENSULAS DE H°A°	3,1
	Encofrado, armadura y llenado de contrafuertes y mensulas.	\$ 829.194,39	\$ 1.400.901,51	\$ 1.400.901,51	\$ 642.712,47	Encofrado, armadura y llenado de contrafuertes y mensulas.	
3,2	PAREDES DE H°A°					PAREDES DE H°A°	3,2
	Encofrado, armadura y llenado de paredes.	\$ 729.838,47	\$ 1.806.959,02	\$ 1.806.959,02	\$ 729.838,47	Encofrado, armadura y llenado de paredes.	
3,3	PORTONES DE ACCESO					PORTONES DE ACCESO	3,3
	Ejecución y montaje de portones	\$ 116.833,50	\$ 108.000,00	\$ 108.000,00	\$ 116.833,50	Ejecución y montaje de portones	
	SUB TOTALES	\$ 1.675.866,36	\$ 3.315.860,52	\$ 3.315.860,52	\$ 1.489.384,44	SUB TOTALES	
	TOTAL	\$	\$ 4.991.726,88	\$ 4.805.244,96	\$	TOTAL	
4	CERCHAS					CERCHAS M° Y ARRIOSTRAMIENTOS	4
4,1	EJECUCIÓN DE CERCHA H°A°					EJECUCIÓN DE CERCHA M°	4,1
	Encofrado, armadura y llenado de cerchas.	\$ 986.600,19	\$ 2.725.254,54	\$ 4.005.000,00	\$ 3.616.365,27	Corte y Soldado de Perfiles.	
	Montaje de Cerchas H°P°.		\$ 326.700,00	\$ 108.900,00		Montaje de Cerchas M°.	
4,2	TESADO DE CABLES - V=171,26 Ton					ARRIOSTRAMIENTOS METÁLICOS	4,2
	Tesado de 1 cable de 10 cordones.	\$ 595.795,20	\$ 539.052,80	\$ 77.500,00	\$ 18.516,40	Arriostramientos metálicos, long.: 7,50 mts.	
4,3	CUMBRERAS H°A°						
	Cumbreras H°A°	\$ 34.553,21	\$ 83.665,69				
	Montaje de Cumbreras H°A°.		\$ 36.300,00				
4,4	ARRIOSTRAMIENTOS METÁLICOS						
	Arriostramientos metálicos, long.: 7,50 mts.	\$ 18.516,40	\$ 77.500,00				
	SUB TOTALES	\$ 1.635.465,00	\$ 3.788.473,03	\$ 4.191.400,00	\$ 3.634.881,67	SUB TOTALES	
	TOTAL	\$	\$ 5.423.938,03	\$ 7.826.281,67	\$	TOTAL	
5	COLUMNAS DE FRONTIS					COLUMNAS DE FRONTIS	5
5,1	COLUMNAS DE FRONTIS - W 460 x 52					COLUMNAS DE FRONTIS - W 460 x 52	5,1
	Fabricación y Montaje de perfiles W 460 x 52	\$ 109.950,00	\$ 41.600,00	\$ 41.600,00	\$ 109.950,00	Fabricación y Montaje de perfiles W 460 x 52	



SUB TOTALES		\$	\$	\$	\$	\$	\$	SUB TOTALES	
TOTAL		\$	\$	\$	\$	\$	\$	TOTAL	
6	CUBIERTA METÁLICA								6
6,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2								6,1
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x2,5	\$	917.406,00	\$	1.984.500,00	\$	917.406,00		
6,2	TILLAS								6,2
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	\$	43.344,00	\$	90.000,00	\$	43.344,00		
6,3	CHAPA T101								6,3
	Colocación de Ch° T101.	\$	622.134,00	\$	1.522.125,00	\$	622.134,00		
6,4	CUMBRERA Y BABETAS								6,4
	Colocación de Cumbreira y Babetas de Ch°.	\$	20.483,44	\$	26.500,00	\$	20.483,44		
SUB TOTALES		\$	1.603.367,44	\$	3.623.125,00	\$	1.603.367,44		
TOTAL		\$		\$	5.226.492,44	\$			
7	CERRAMIENTO DE FRONTIS								7
7,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2								7,1
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x3,2	\$	108.442,62	\$	187.670,00	\$	108.442,62		
7,2	TILLAS								7,2
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	\$	3.900,96	\$	8.100,00	\$	3.900,96		
7,3	CHAPA T101								7,3
	Colocación de Ch° T101.	\$	62.314,56	\$	152.460,00	\$	62.314,56		
SUB TOTALES		\$	174.658,14	\$	348.230,00	\$	174.658,14		
TOTAL		\$		\$	522.888,14	\$			
8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN								8
8,1	TUNEL DE DESCARGA H°A°								8,1
	TUNEL H°A°	\$	643.254,24	\$	1.814.491,39	\$	643.254,24		
8,2	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN								8,2
	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN	\$	1.136.753,83	\$	931.887,00	\$	1.136.753,83		
SUB TOTALES		\$	1.780.008,07	\$	2.746.378,39	\$	1.780.008,07		
TOTAL		\$		\$	4.526.386,47	\$			
9	PISO H°A° LLANEADO								9
9,1	PISO INDUSTRIAL LLANEADO								9,1
	PISO H°A° LLaneado, esp: 18cm	\$	784.246,56	\$	358.680,30	\$	784.246,56		
SUB TOTALES		\$	784.246,56	\$	358.680,30	\$	784.246,56		
TOTAL		\$		\$	1.142.926,86	\$			
10	VEREDA PERIMETRAL Y DESAGUE LATERAL								10
10,1	VEREDA PERIMETRAL H°A°								10,1
	VEREDA H°A°	\$	61.719,60	\$	43.287,75	\$	61.719,60		
10,2	DESAGUE LATERAL								10,2
	DESAGUE LATERAL	\$	45.314,23	\$	42.754,56	\$	45.314,23		
SUB TOTALES		\$	107.033,82	\$	86.042,31	\$	107.033,82		
TOTAL		\$		\$	193.076,13	\$			
11	TRIPER								11
11,1	ESTRUCTURA METÁLICA								11,1
	EQUIPOS DE TRANSPORTE	\$	342.292,68	\$	765.000,00	\$	342.292,68		
11,2	EQUIPOS DE TRANSPORTE	\$		\$		\$			11,2

SUB TOTALES		\$ 342.292,68	\$ 765.000,00	\$ 342.292,68	SUB TOTALES	
TOTAL		\$	1.107.292,68	\$	TOTAL	
12	ELEMENTOS ADICIONALES				ELEMENTOS ADICIONALES	12
12,1	TERMOCUPLAS	\$ -	\$ -	\$ -	TERMOCUPLAS	12,1
12,2	EQUIPOS DE AIREACIÓN	\$ -	\$ -	\$ -	EQUIPOS DE AIREACIÓN	12,2
SUB TOTALES		\$ -	\$ -	\$ -	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ -	\$ -	\$ -	TOTAL	
SUB TOTAL		\$ 9.514,949	\$ 17.420.628	\$ 17.007.559	\$ 10.892.833	SUB TOTAL
VALOR FINAL		\$	26.935.576,92	\$	27.900.391,37	VALOR FINAL

SUB TOTALES		\$ 342.292,68	\$ 765.000,00	\$ 342.292,68	SUB TOTALES	
TOTAL		\$	1.107.292,68	\$	TOTAL	
12	ELEMENTOS ADICIONALES				ELEMENTOS ADICIONALES	12
12,1	TERMOCUPLAS	\$ -	\$ -	\$ -	TERMOCUPLAS	12,1
12,2	EQUIPOS DE AIREACIÓN	\$ -	\$ -	\$ -	EQUIPOS DE AIREACIÓN	12,2
SUB TOTALES		\$ -	\$ -	\$ -	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ -	\$ -	\$ -	TOTAL	
SUB TOTAL		\$ 9.514,949	\$ 17.420.628	\$ 17.007.559	\$ 10.892.833	SUB TOTAL
VALOR FINAL		\$	26.935.576,92	\$	27.900.391,37	VALOR FINAL

Comparativa de precios en Rosario

Cercha H°P°

Cercha M°

Item	Descripción	Materiales	Mano Obra	Mano Obra	Materiales	Descripción	Item
1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN					REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN	1
1,1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN DE OBRA					REPLANTEO, LIMPIEZA Y NIVELACIÓN DE OBRA	1,1
	Replanteo, limpieza y nivelación correspondiente de obra.		\$ 73.997,55	\$ 73.997,55	\$ -	Replanteo, limpieza y nivelación correspondiente de obra.	
SUB TOTALES		\$ -	\$ 73.997,55	\$ 73.997,55	\$ -	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 73.997,55		\$ 73.997,55		TOTAL	
2	EJECUCIÓN DE PILOTES, CABEZALES Y VIGAS ENCADENADO					EJECUCIÓN DE PILOTES, CABEZALES Y VIGAS ENCADENADO	2
2,1	PILOTES					PILOTES	2,1
	Excavación, armadura y llenado de pilotes. Cant: 72	\$ 415.352,70	\$ 872.464,30	\$ 500.499,40	\$ 229.960,46	Excavación, armadura y llenado de pilotes. Cant: 72	
2,2	CABEZALES					CABEZALES	2,2
	Excavación, armadura y llenado de cabezales.	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	Excavación, armadura y llenado de cabezales.	
2.3	VIGAS ENCADENADO					VIGAS ENCADENADO	2.3
	Encofrado, armadura y llenado de vigas.	\$ 394.958,69	\$ 377.764,40	\$ 243.691,38	\$ 287.346,25	Encofrado, armadura y llenado de vigas.	
SUB TOTALES		\$ 810.311,39	\$ 1.250.228,70	\$ 744.190,78	\$ 517.306,70	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 2.060.540,09		\$ 1.261.497,48		TOTAL	
3	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°					CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°	3
3,1	CONTRAFUERTE Y MENSULAS DE H°A°					CONTRAFUERTE Y MENSULAS DE H°A°	3,1
	Encofrado, armadura y llenado de contrafuertes y mensulas.	\$ 829.194,39	\$ 1.400.901,51	\$ 1.400.901,51	\$ 642.712,47	Encofrado, armadura y llenado de contrafuertes y mensulas.	
3,2	PAREDES DE H°A°					PAREDES DE H°A°	3,2
	Encofrado, armadura y llenado de paredes.	\$ 729.838,47	\$ 1.806.959,02	\$ 1.806.959,02	\$ 729.838,47	Encofrado, armadura y llenado de paredes.	
3,3	PORTONES DE ACCESO					PORTONES DE ACCESO	3,3
	Ejecución y montaje de portones	\$ 116.833,50	\$ 108.000,00	\$ 108.000,00	\$ 116.833,50	Ejecución y montaje de portones	
SUB TOTALES		\$ 1.675.866,36	\$ 3.315.860,52	\$ 3.315.860,52	\$ 1.489.384,44	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 4.991.726,88		\$ 4.805.244,96		TOTAL	
4	CERCHAS					CERCHAS M° Y ARRIOSTRAMIENTOS	4
4,1	EJECUCIÓN DE CERCHA H°A°					EJECUCIÓN DE CERCHA M°	4,1
	Encofrado, armadura y llenado de cerchas.	\$ 986.600,19	\$ 2.725.254,54	\$ 4.005.000,00	\$ 3.616.365,27	Corte y Soldado de Perfiles.	
	Montaje de Cerchas H°P°.		\$ 326.700,00	\$ 108.900,00	\$ -	Montaje de Cerchas M°.	
4,2	TESADO DE CABLES - V=171,26 Ton					ARRIOSTRAMIENTOS METÁLICOS	4,2
	Tesado de 1 cable de 10 cordones.	\$ 595.795,20	\$ 539.052,80	\$ 77.500,00	\$ 18.516,40	Arriostramientos metálicos, long.: 7,50 mts.	
4,3	CUMBRERAS H°A°						
	Cumbreras H°A°	\$ 34.553,21	\$ 83.665,69				
	Montaje de Cumbreras H°A°.		\$ 36.300,00				
4,4	ARRIOSTRAMIENTOS METÁLICOS						
	Arriostramientos metálicos, long.: 7,50 mts.	\$ 18.516,40	\$ 77.500,00				
SUB TOTALES		\$ 1.635.465,00	\$ 3.788.473,03	\$ 4.191.400,00	\$ 3.634.881,67	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 5.423.938,03		\$ 7.826.281,67		TOTAL	
5	COLUMNAS DE FRONTIS					COLUMNAS DE FRONTIS	5
5,1	COLUMNAS DE FRONTIS - W 460 x 52					COLUMNAS DE FRONTIS - W 460 x 52	5,1

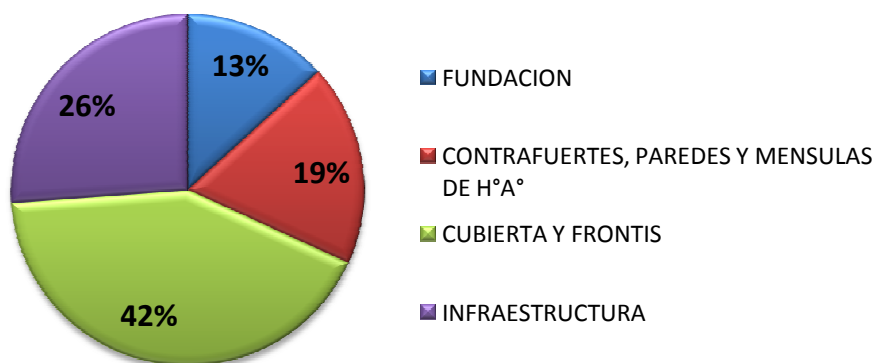
	Fabricación y Montaje de perfiles W 460 x 52	\$ 109.950,00	\$ 41.600,00	\$ 41.600,00	\$ 109.950,00	Fabricación y Montaje de perfiles W 460 x 52	
SUB TOTALES		\$ 109.950,00	\$ 41.600,00	\$ 41.600,00	\$ 109.950,00	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 151.550,00		\$ 151.550,00		TOTAL	
6	CUBIERTA METÁLICA					CUBIERTA METÁLICA	6
6,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2					CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2	6,1
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x2,5	\$ 917.406,00	\$ 1.984.500,00	\$ 1.984.500,00	\$ 917.406,00	Montaje de Perfiles C 180x70x25x2,5	
6,2	TILLAS					TILLAS	6,2
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	\$ 43.344,00	\$ 90.000,00	\$ 90.000,00	\$ 43.344,00	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	
6,3	CHAPA T101					CHAPA T101	6,3
	Colocación de Ch° T101.	\$ 622.134,00	\$ 1.522.125,00	\$ 1.522.125,00	\$ 622.134,00	Colocación de Ch° T101.	
6,4	CUMBRERA Y BABETAS					CUMBRERA Y BABETAS	6,4
	Colocación de Cumbreira y Babetas de Ch°.	\$ 20.483,44	\$ 26.500,00	\$ 26.500,00	\$ 20.483,44	Colocación de Cumbreira y Babetas de Ch°.	
SUB TOTALES		\$ 1.603.367,44	\$ 3.623.125,00	\$ 3.623.125,00	\$ 1.603.367,44	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 5.226.492,44		\$ 5.226.492,44		TOTAL	
7	CERRAMIENTO DE FRONTIS					CERRAMIENTO DE FRONTIS	7
7,1	CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2					CORREAS PERFILES C 180x70x25x3,2	7,1
	Montaje de Perfiles C 180x70x25x3,2	\$ 108.442,62	\$ 187.670,00	\$ 187.670,00	\$ 108.442,62	Montaje de Perfiles C 180x70x25x3,2	
7,2	TILLAS					TILLAS	7,2
	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	\$ 3.900,96	\$ 8.100,00	\$ 8.100,00	\$ 3.900,96	Montaje de Tillas hierro redondo 5/8".	
7,3	CHAPA T101					CHAPA T101	7,3
	Colocación de Ch° T101.	\$ 62.314,56	\$ 152.460,00	\$ 152.460,00	\$ 62.314,56	Colocación de Ch° T101.	
SUB TOTALES		\$ 174.658,14	\$ 348.230,00	\$ 348.230,00	\$ 174.658,14	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 522.888,14		\$ 522.888,14		TOTAL	
8	TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN					TUNEL DE DESCARGA Y AIREACIÓN	8
8,1	TUNEL DE DESCARGA H°A°					TUNEL DE DESCARGA H°A°	8,1
	TUNEL H°A°	\$ 643.254,24	\$ 1.814.491,39	\$ 1.814.491,39	\$ 643.254,24	TUNEL H°A°	
8,2	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN					BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN	8,2
	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN	\$ 1.136.753,83	\$ 931.887,00	\$ 931.887,00	\$ 1.136.753,83	BATEAS Y CANALES DE AIREACIÓN	
SUB TOTALES		\$ 1.780.008,07	\$ 2.746.378,39	\$ 2.746.378,39	\$ 1.780.008,07	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 4.526.386,47		\$ 4.526.386,47		TOTAL	
9	PISO H°A° LLANEADO					PISO H°A° LLANEADO	9
9,1	PISO INDUSTRIAL LLANEADO					PISO INDUSTRIAL LLANEADO	9,1
	PISO H°A° LLaneado, esp: 18cm	\$ 784.246,56	\$ 358.680,30	\$ 358.680,30	\$ 784.246,56	PISO H°A° LLaneado, esp: 18cm	
SUB TOTALES		\$ 784.246,56	\$ 358.680,30	\$ 358.680,30	\$ 784.246,56	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 1.142.926,86		\$ 1.142.926,86		TOTAL	
10	VEREDA PERIMETRAL Y DESAGUE LATERAL					VEREDA PERIMETRAL Y DESAGUE LATERAL	10
10,1	VEREDA PERIMETRAL H°A°					VEREDA PERIMETRAL H°A°	10,1
	VEREDA H°A°	\$ 61.719,60	\$ 43.287,75	\$ 43.287,75	\$ 61.719,60	VEREDA H°A°	
10,2	DESAGUE LATERAL					DESAGUE LATERAL	10,2
	BADENES H°A°	\$ 45.314,23	\$ 42.754,56	\$ 42.754,56	\$ 45.314,23	BADENES H°A°	
SUB TOTALES		\$ 107.033,82	\$ 86.042,31	\$ 86.042,31	\$ 107.033,82	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 193.076,13		\$ 193.076,13		TOTAL	
11	TRIPER					TRIPER	11
11,1	ESTRUCTURA METÁLICA	\$ 342.292,68	\$ 765.000,00	\$ 765.000,00	\$ 342.292,68	ESTRUCTURA METÁLICA	11,1

11,2	EQUIPOS DE TRANSPORTE					EQUIPOS DE TRANSPORTE	11,2
SUB TOTALES		\$ 342.292,68	\$ 765.000,00	\$ 765.000,00	\$ 342.292,68	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ 1.107.292,68		\$ 1.107.292,68		TOTAL	
12	ELEMENTOS ADICIONALES					ELEMENTOS ADICIONALES	12
12,1	TERMOCUPLAS	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	TERMOCUPLAS	12,1
12,2	EQUIPOS DE AIREACIÓN	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	EQUIPOS DE AIREACIÓN	12,2
SUB TOTALES		\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	SUB TOTALES	
TOTAL		\$ -		\$ -		TOTAL	
SUB TOTAL		\$ 9.023.199	\$ 16.397.616	\$ 16.294.505	\$ 10.543.130	SUB TOTAL	
VALOR FINAL		\$ 25.420.815,27		\$ 26.837.634,38		VALOR FINAL	

RESUMEN POR PARTES DE LA CELDA - H°P° Venado Tuerto -

Item	Descripción	Materiales	Mano Obra	% Incid.
1	FUNDACION			13%
TOTAL		\$ 3.575.301,74		
2	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°			19%
TOTAL		\$ 4.991.726,88		
3	CUBIERTA Y FRONTIS			42%
TOTAL		\$ 11.324.868,61		
4	INFRAESTRUCTURA			26%
TOTAL		\$ 7.043.679,68		
VALOR TOTAL		\$ 26.935.576,92		100%
VALOR REPRESENTATIVO		64		U\$D/Ton

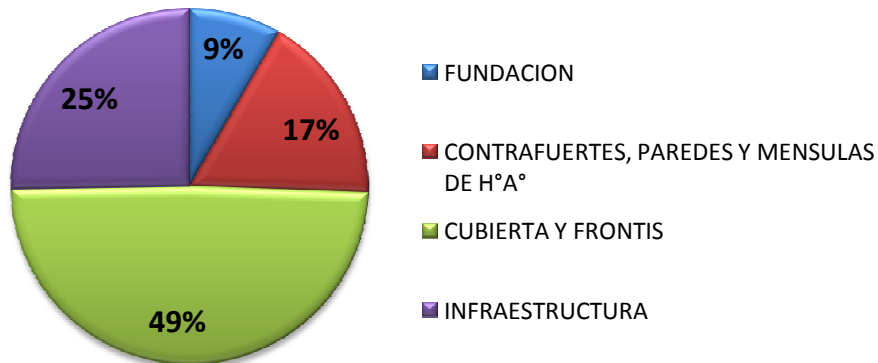
**INCIDENCIA de COSTOS por SECTORES
de la CELDA - H°P° Venado Tuerto -**



RESUMEN POR PARTES DE LA CELDA - M° Venado Tuerto -

Item	Descripción	Materiales	Mano Obra	% Incid.
1	FUNDACION			8%
TOTAL		\$ 2.324.254,47		
2	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°			17%
TOTAL		\$ 4.805.244,96		
3	CUBIERTA Y FRONTIS			49%
TOTAL		\$ 13.727.212,25		
4	INFRAESTRUCTURA			25%
TOTAL		\$ 7.043.679,68		
VALOR TOTAL		\$ 27.900.391,37		100%
VALOR REPRESENTATIVO		66		U\$D/Ton

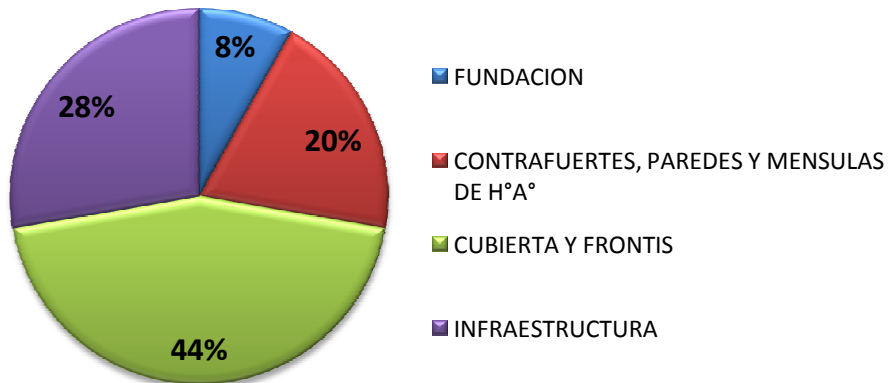
INCIDENCIA de COSTOS por SECTORES de la CELDA - H°P° Venado Tuerto -



RESUMEN POR PARTES DE LA CELDA - H°P° Rosario -

Item	Descripción	Materiales	Mano Obra	% Incid.
1	FUNDACION			8%
TOTAL		\$ 2.060.540,09		
2	CONTRAFUERTE, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°			20%
TOTAL		\$ 4.991.726,88		
3	CUBIERTA Y FRONTIS			45%
TOTAL		\$ 11.324.868,61		
4	INFRAESTRUCTURA			28%
TOTAL		\$ 7.043.679,68		
VALOR TOTAL		\$ 25.420.815,27		100%
VALOR REPRESENTATIVO		61		U\$D/Ton

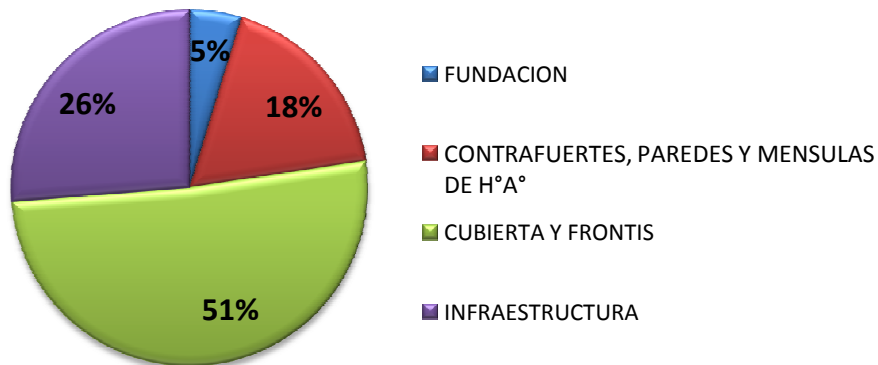
INCIDENCIA de COSTOS por SECTORES de la CELDA - H°P° Rosario -



RESUMEN POR PARTES DE LA CELDA - M° Rosario -

Item	Descripción	Materiales	Mano Obra	% Incid.
1	FUNDACION			5%
TOTAL		\$ 1.261.497,48		
2	CONTRAFUERTES, PAREDES Y MENSULAS DE H°A°			18%
TOTAL		\$ 4.805.244,96		
3	CUBIERTA Y FRONTIS			51%
TOTAL		\$ 13.727.212,25		
4	INFRAESTRUCTURA			26%
TOTAL		\$ 7.043.679,68		
VALOR TOTAL		\$ 26.837.634,38		100%
VALOR REPRESENTATIVO		64		U\$D/Ton

**INCIDENCIA de COSTOS por SECTORES
de la CELDA - M° Rosario -**



ANÁLISIS COMPARATIVO DE CANTIDADES Y COSTOS

A continuación desarrollaremos la comparación de cantidades y costos obtenidos para las celdas proyectadas en Venado Tuerto - Rosario y de Cercha de H°P° - Cercha de M°.

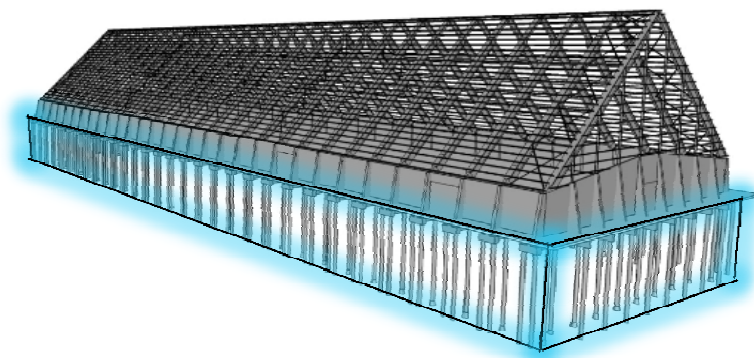
Esta comparación consiste en observar la variación que presentan las fundaciones y las cerchas para ambos materiales y detallar cantidades y costos que representan cada tipología para cada ciudad.

Esta variación en las fundaciones y en las cerchas se deben a que al utilizar distintos materiales para la resolución de las vigas desarrollan distintos esfuerzos para ambos materiales, en las fundaciones aparecen esfuerzos de compresión y tracción que hacen variar su longitud y diámetro, implicando mayores o menores costos de materiales y mano de obra.

La comparación la generaremos sobre distintas partes estructurales de las Celdas, efectuando un arque a partir de las cantidades y costos obtenidos, correspondientes a cada tipología. Las partes a desarrollar se dividen en fundaciones, paredes y contrafuertes y cubierta.

FUNDACIONES

- Esquema estructural:



1) Análisis Venado Tuerto

Se realizara el detalle y análisis de las fundaciones adoptadas en Venado Tuerto tanto para la Celda con cercha de Hormigón Postesado como para la de cercha Metálica.

1.1. Cercha Hormigón Postesado

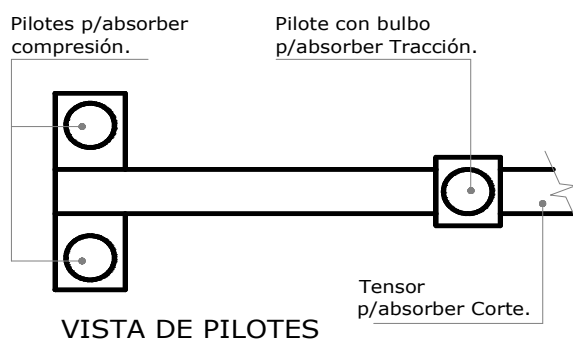
Esquema de los pilotes:

Características:

Díámetro:	50	cm
Long.:	1100	cm
H-30	791	m3
Hierros:	53	Ton

Costos:

H-30	\$ 780.520,11
Hierros:	\$ 521.541,20
Materiales	\$ 1.302.061,30
Mano de Obra	\$ 2.273.240,44
TOTAL	\$ 3.575.301,74



1.2. Cercha Metálica

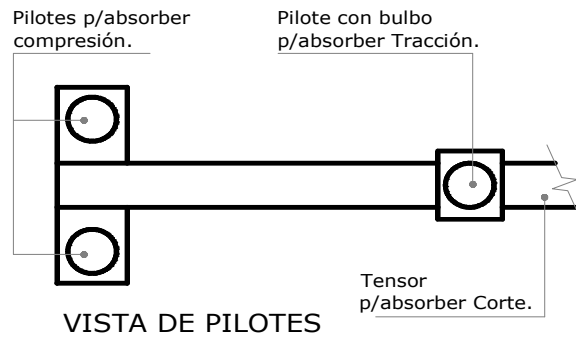
Esquema de los pilotes:

Características:

Diámetro:	45	cm
Long.:	700	cm
H-30	524	m3
Hierros:	35	Ton

Costos:

H-30	\$ 516.646,72
Hierros:	\$ 350.363,03
Materiales	\$ 867.009,75
Mano de Obra	\$ 1.457.244,72
TOTAL	\$ 2.324.254,47



2) Análisis Rosario

Se realizara el detalle y análisis de las fundaciones adoptadas en Rosario tanto para la Celda con cercha de Horm. Postesado como para la de cercha Metálica.

2.1. Cercha Hormigón Postesado

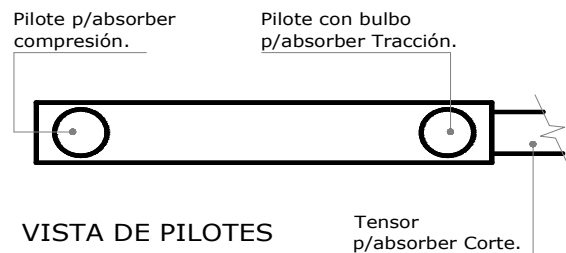
Esquema de los pilotes:

Características:

Diámetro:	55	cm
Long.:	650	cm
H-30	477	m3
Hierros:	34	Ton

Costos:

H-30	\$ 471.014,18
Hierros:	\$ 339.297,21
Materiales	\$ 810.311,39
Mano de Obra	\$ 1.250.228,70
TOTAL	\$ 2.060.540,09



2.2. Cercha Metálica

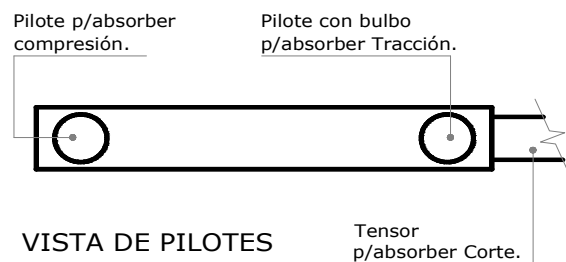
Esquema de los pilotes:

Características:

Diámetro:	50	cm
Long.:	400	cm
H-30	284	m3
Hierros:	24	Ton

Costos:

H-30	\$ 280.365,42
Hierros:	\$ 236.941,29
Materiales	\$ 517.306,70
Mano de Obra	\$ 744.190,78
TOTAL	\$ 1.261.497,48



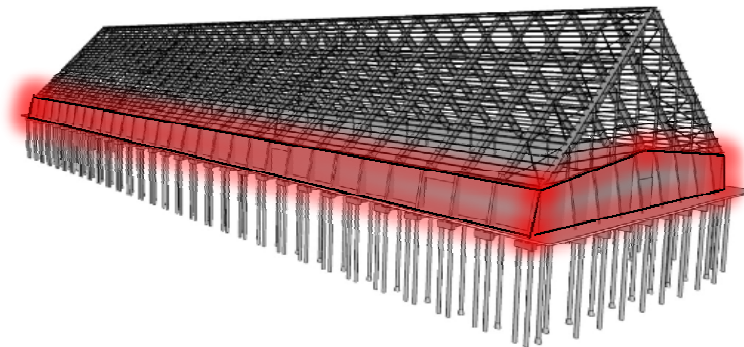
3) Resumen Venado Tuerto - Rosario

Venado Tuerto		
	H°P°	M°
Materiales	\$ 1.302.061,30	\$ 867.009,75
Mano de Obra	\$ 2.273.240,44	\$ 1.457.244,72
TOTAL	\$ 3.575.301,74	\$ 2.324.254,47
Diferencia	35%	

Rosario		
	H°P°	M°
Materiales	\$ 810.311,39	\$ 517.306,70
Mano de Obra	\$ 1.250.228,70	\$ 744.190,78
TOTAL	\$ 2.060.540,09	\$ 1.261.497,48
Diferencia	39%	

PAREDES Y CONTRAFUERTE

- Esquema estructural:



1) Análisis Venado Tuerto

Se realizara el detalle y análisis de paredes y contrafuertes adoptadas en Venado Tuerto tanto para la Celda con cercha de Hormigón Postesado como para la de cercha Metálica.

1.1. Cercha Hormigón Postesado

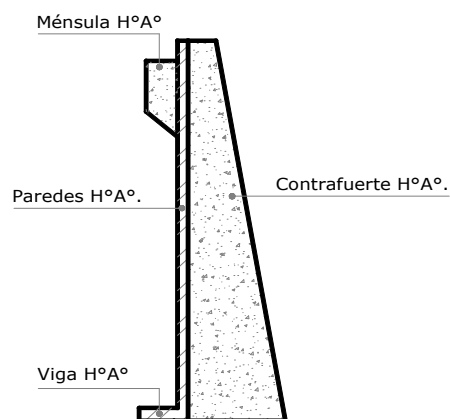
Esquema de paredes, contrafuertes, ménsulas y vigas:

Características:

H:	6,00	mts
Sep:	5,00	mts
H-30	738	m3
Hierros:	79	Ton

Costos:

H-30	\$ 781.625,39
Hierros:	\$ 777.407,47
Materiales	\$ 1.559.032,86
Mano de Obra	\$ 3.207.860,52
TOTAL	\$ 4.766.893,38



VISTA DE PAREDES Y CONTRAFUERTE

1.2. Cercha Metálica

Esquema de paredes, contrafuertes, ménsulas y vigas:

Características:

H:	6,00	mts
Sep:	5,00	mts
H-30	738	m3
Hierros:	61	Ton

Costos:

H-30	\$ 781.625,39
Hierros:	\$ 590.925,55
Materiales	\$ 1.372.550,94
Mano de Obra	\$ 3.207.860,52
TOTAL	\$ 4.580.411,46

2) Análisis Rosario

Se realizara el detalle y análisis de paredes y contrafuertes adoptadas en Rosario tanto para la Celda con cercha de Hormigón Postesado como para la de cercha Metálica.

2.1. Cercha Hormigón Postesado

Esquema de paredes, contrafuertes, ménsulas y vigas:

Características:

H:	6,00	mts
Sep:	5,00	mts
H-30	738	m3
Hierros:	79	Ton

Costos:

H-30	\$ 781.625,39
Hierros:	\$ 777.407,47
Materiales	\$ 1.559.032,86
Mano de Obra	\$ 3.207.860,52
TOTAL	\$ 4.766.893,38

2.2. Cercha Metálica

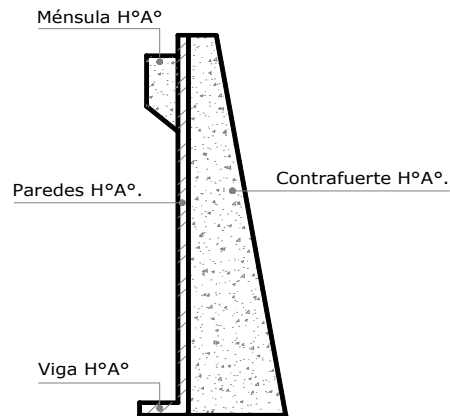
Esquema de paredes, contrafuertes, ménsulas y vigas:

Características:

H:	6,00	mts
Sep:	5,00	mts
H-30	738	m3
Hierros:	61	Ton

Costos:

H-30	\$ 781.625,39
Hierros:	\$ 590.925,55
Materiales	\$ 1.372.550,94
Mano de Obra	\$ 3.207.860,52
TOTAL	\$ 4.580.411,46



VISTA DE PAREDES Y CONTRAFUERTES

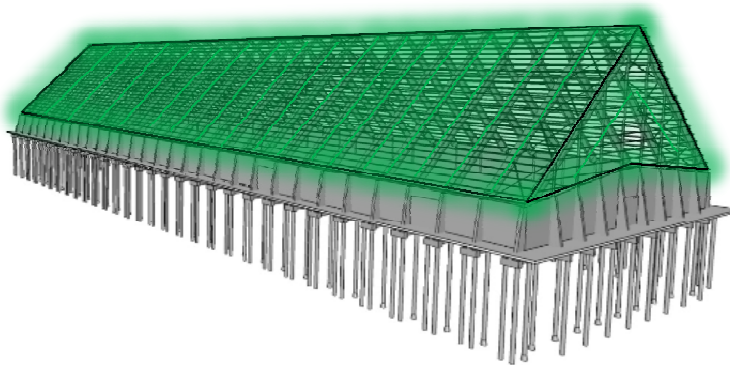
3) Resumen Venado Tuerto - Rosario

Venado Tuerto	H°P°	M°
Materiales	\$ 1.559.032,86	\$ 1.372.550,94
Mano de Obra	\$ 3.207.860,52	\$ 3.207.860,52
TOTAL	\$ 4.766.893,38	\$ 4.580.411,46
Diferencia	3,91%	

Rosario	H°P°	M°
Materiales	\$ 1.559.032,86	\$ 1.372.550,94
Mano de Obra	\$ 3.207.860,52	\$ 3.207.860,52
TOTAL	\$ 4.766.893,38	\$ 4.580.411,46
Diferencia	3,91%	

CUBIERTA (solo Cerchas)

- Esquema estructural:



1) Análisis Venado Tuerto

Se realizara el detalle y análisis de estruc. de cubierta adoptadas en Venado Tuerto tanto para la Celda con cercha de Hormigón Postesado como para la de cercha Metálica.

1.1. Cercha Hormigón Postesado y Cumbreras

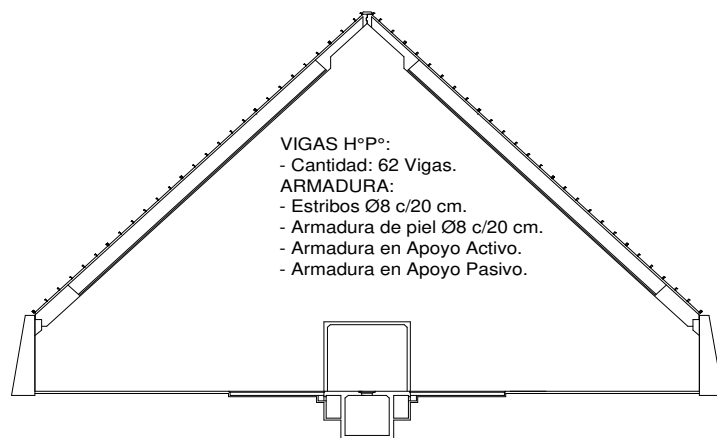
Esquema de cubierta adoptada:

Características:

H:	1,30	mts
Sep:	5,00	mts
Long:	30,00	mts
H-30	520	m3
Hierros	45	Ton
Acero P°	28	Ton

Costos:

H-30	\$ 550.738,76
Hierros:	\$ 433.614,64
Acero P°:	\$ 595.795,20
Materiales	\$ 1.146.533,96
Ejecución	\$ 3.347.973,03
Montaje	\$ 363.000,00
Mano de Obra	\$ 3.710.973,03
TOTAL	\$ 4.857.506,99



VIGAS H°P°:
 - Cantidad: 62 Vigas.
 ARMADURA:
 - Estribos Ø8 c/20 cm.
 - Armadura de piel Ø8 c/20 cm.
 - Armadura en Apoyo Activo.
 - Armadura en Apoyo Pasivo.

1.2. Cercha Metálica

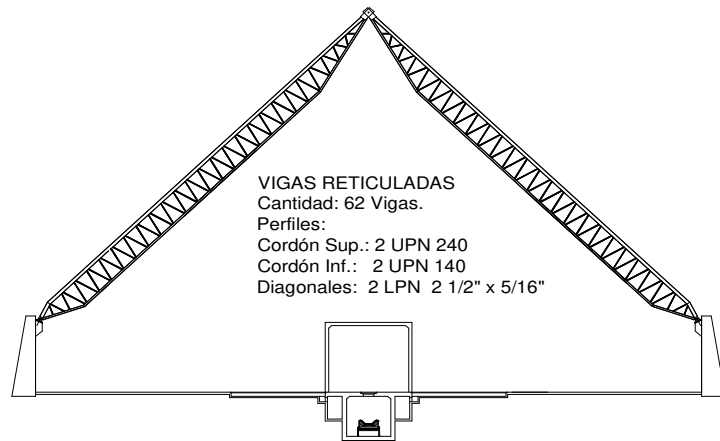
Esquema de cubierta adoptada:

Características:

H:	6,00	mts
Sep:	5,00	mts
Acero E°:	267,5	Ton

Costos:

Acero E°:	\$ 3.616.365,27
Materiales	\$ 3.616.365,27
Ejecución	\$ 4.005.000,00
Montaje	\$ 108.900,00
Mano de Obra	\$ 4.113.900,00
TOTAL	\$ 7.730.265,27



2) Análisis Rosario

Se realizara el detalle y análisis de estruc. de cubierta adoptadas en Rosario tanto para la Celda con cercha de Hormigón Postesado como para la de cercha Metálica.

2.1. Cercha Hormigón Postesado y Cumbreas

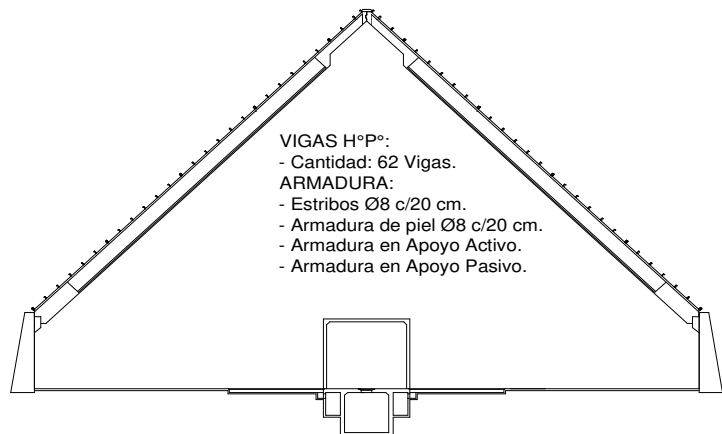
Esquema de cubierta adoptada:

Características:

H:	1,30	mts
Sep:	5,00	mts
Long:	30,00	mts
H-30	0	m3
Hierros	0	Ton
Acero P°	0	Ton

Costos:

H-30	\$ 550.738,76
Hierros:	\$ 433.614,64
Acero P°:	\$ 595.795,20
Materiales	\$ 1.146.533,96
Ejecución	\$ 3.347.973,03
Montaje	\$ 363.000,00
Mano de Obra	\$ 3.710.973,03
TOTAL	\$ 4.857.506,99



2.2. Cercha Metálica

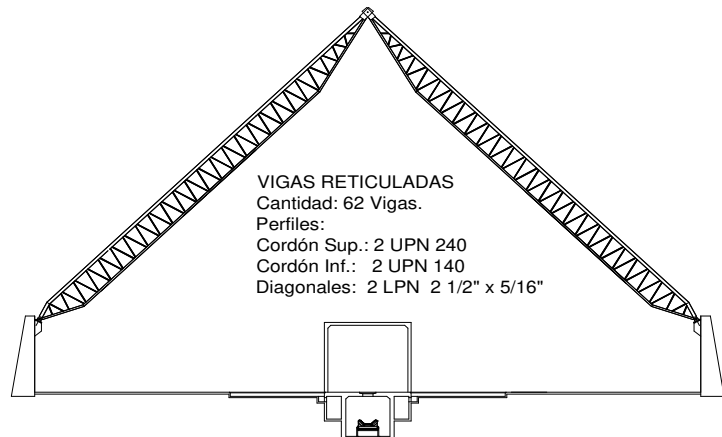
Esquema de cubierta adoptada:

Características:

H:	6,00	mts
Sep:	5,00	mts
Acero E°:	267,5	Ton

Costos:

Acero E°:	\$ 3.616.365,27
Materiales	\$ 3.616.365,27
Ejecución	\$ 4.005.000,00
Montaje	\$ 108.900,00
Mano de Obra	\$ 4.113.900,00
TOTAL	\$ 7.730.265,27



3) Resumen Venado Tuerto - Rosario

Venado Tuerto	H°P°	M°
Materiales	\$ 1.146.533,96	\$ 3.616.365,27
Mano de Obra	\$ 3.710.973,03	\$ 4.113.900,00
TOTAL	\$ 4.857.506,99	\$ 7.730.265,27
Diferencia	37,16%	

Rosario	H°P°	M°
Materiales	\$ 1.146.533,96	\$ 3.616.365,27
Mano de Obra	\$ 3.710.973,03	\$ 4.113.900,00
TOTAL	\$ 4.857.506,99	\$ 7.730.265,27
Diferencia	37,16%	

Anteriormente se observó cantidades y costos que posee un mismo elemento estructural con diversos materiales y así observar la variación de costos que posee cada parte de la obra tanto en Rosario como en Venado Tuerto.

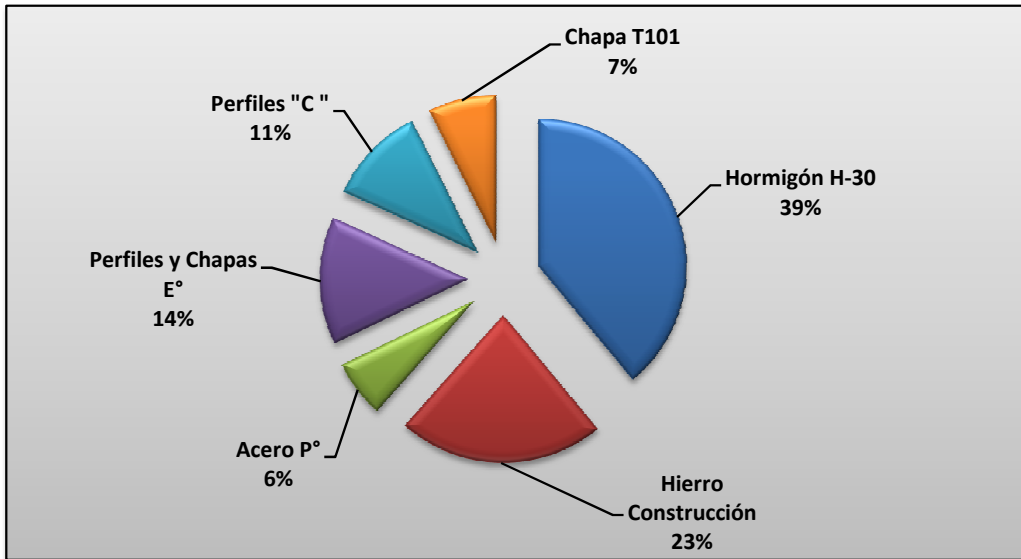
A continuación detallaremos el valor de cada elemento general de la obra y realizaremos la comparación correspondiente para ver como influye en el costo final.

ANALISIS DE COSTOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRICIPALES	Venado Tuerto		Rosario	
	H°P°	M°	H°P°	M°
FUNDACIONES	\$ 3.575.301,74	\$ 2.324.254,47	\$ 2.060.540,09	\$ 1.261.497,48
CONTRAFUERTES y PAREDES	\$ 4.766.893,38	\$ 4.580.411,46	\$ 4.766.893,38	\$ 4.580.411,46
CERCHAS	\$ 4.857.506,99	\$ 7.730.265,27	\$ 4.857.506,99	\$ 7.730.265,27

VENADO TUERTO

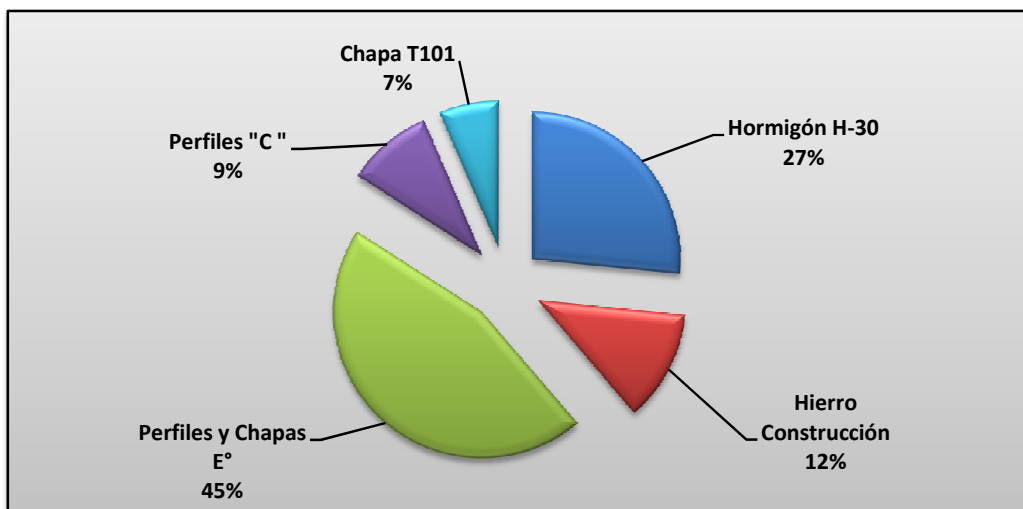
CELDA H°P°

MATERIALES	CANTIDADES	VALOR
Hormigón H-30	3.616 M3	\$ 3.708.987,68
Hierro Construcción	199 Ton	\$ 2.151.548,34
Acero P°	28 Ton	\$ 595.795,20
Perfiles y Chapas E°	112 Ton	\$ 1.327.837,54
Perfiles "C "	78 Ton	\$ 1.025.848,62
Chapa T101	10276 M2	\$ 704.932,00



CELDA M°

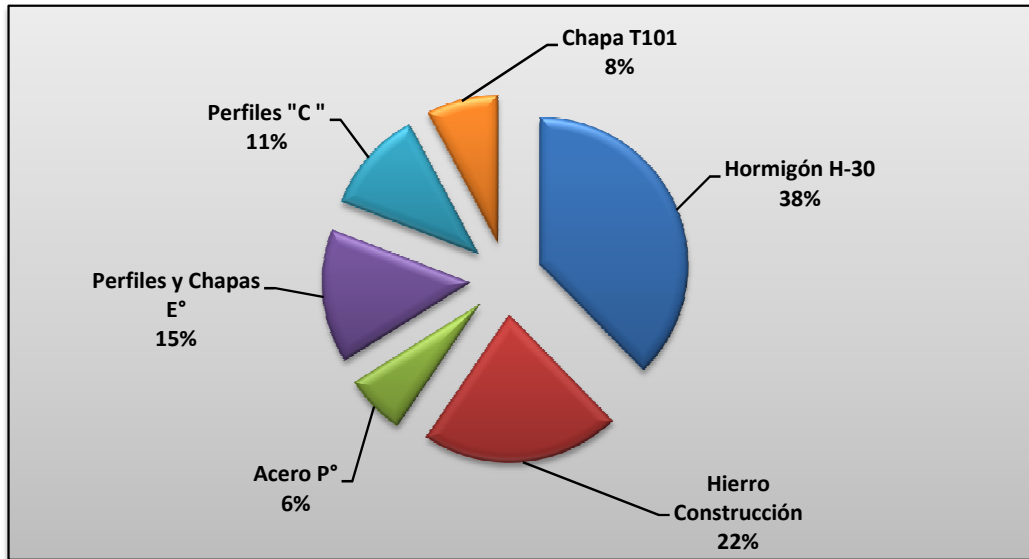
MATERIALES	CANTIDADES	VALOR
Hormigón H-30	2.828 M3	\$ 2.894.375,53
Hierro Construcción	120 Ton	\$ 1.323.473,62
Perfiles y Chapas E°	372 Ton	\$ 4.944.202,80
Perfiles "C "	78 Ton	\$ 1.025.848,62
Chapa T101	10276 M2	\$ 704.932,00



ROSARIO

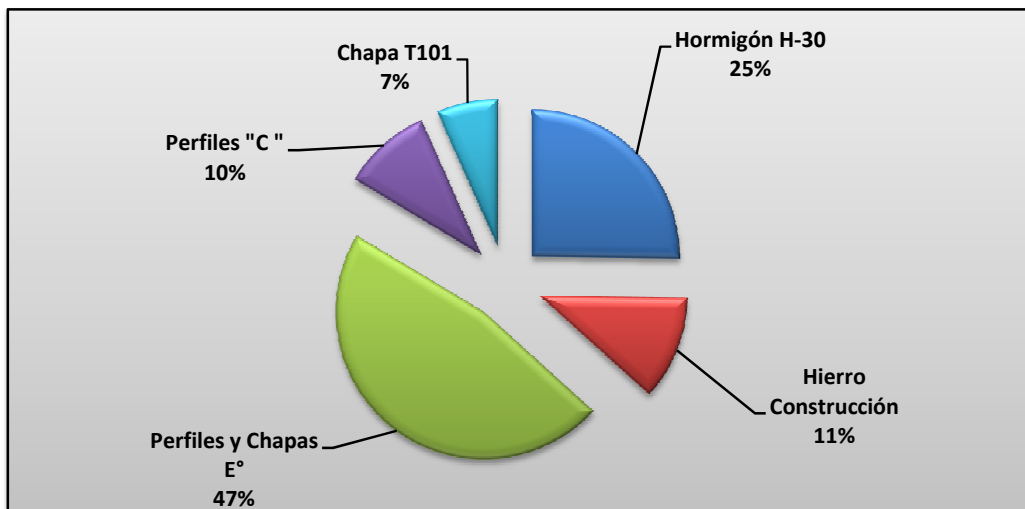
CELDA H°P°

MATERIALES	CANTIDADES	VALOR
Hormigón H-30	3.278 M3	\$ 3.399.481,75
Hierro Construcción	184 Ton	\$ 1.969.304,35
Acero P°	28 Ton	\$ 595.795,20
Perfiles y Chapas E°	112 Ton	\$ 1.327.837,54
Perfiles "C "	78 Ton	\$ 1.025.848,62
Chapa T101	10276 M2	\$ 704.932,00



CELDA M°

MATERIALES	CANTIDADES	VALOR
Hormigón H-30	2.589 M3	\$ 2.658.094,22
Hierro Construcción	105 Ton	\$ 1.210.051,88
Perfiles y Chapas E°	372 Ton	\$ 4.944.202,80
Perfiles "C "	78 Ton	\$ 1.025.848,62
Chapa T101	10276 M2	\$ 704.932,00



Análisis Económico

Análisis Económico

De los cálculos y presupuestos se obtuvieron los montos necesarios a invertir para ejecutar la obra y los tiempos aproximados para realizarla.

En el cuadro siguiente analizaremos, para cada tipo de cercas y en ambas zonas geográficas, los tiempos a amortización o de recupero de inversión. Para ello se tuvo que investigar cual es el valor de costo de almacenamiento que las empresas acopiadoras le cobran al productor agropecuario.

Tiempo de amortización o de recupero de inversión

Capacidad de almacenaje de la celda:	70000	ton
Precio del dólar oficial	6,10	\$

Zonas de ubicación	Venado Tuerto		Rosario	
	Cercha de H°P°	Cercha Metalica	Cercha de H°P°	Cercha Metalica
Tipos de Cercha				
Costo de almacenamiento medio: [U\$S/ton]	7,00	7,00	7,00	7,00
Costo de operación medio: [U\$S/ton]	5,60	5,60	5,60	5,60
Costo de utilidad medio (beneficio): [U\$S/ton]	1,40	1,40	1,40	1,40
Facturaciones: [U\$S]	98000,00	98000,00	98000,00	98000,00
Facturaciones: [\$]	597800,00	597800,00	597800,00	597800,00
Costos de inversión: [\$]	\$ 26.935.576,92	\$ 27.900.391,37	\$ 25.420.815,27	\$ 26.837.634,38
Número llenados necesarios:	45,06	46,67	42,52	44,89
Frecuencias de llenado: [días]	60	60	30	30
Número de días para el recupero de la inversión: [días]	2704	2801	1276	1347
Número de meses para el recupero de la inversión: [meses]	90,13	93,37	42,53	44,90
Número de años para el recupero de la inversión: [años]	7,41	7,67	3,50	3,69

Al momento de la realización de los cálculos y presupuestos, calculamos los tiempos de obra para llevarla adelante, se obtuvo una diferencia de un mes, una con respecto a la otra, a favor de la estructura con cercha reticulada metálica. Casualmente esta estructura, tiene un costo de inversión un poco mayor, del orden 3.50% y 5.00%, en Venado Tuerto y Rosario respectivamente.

El objeto del cuadro siguiente es visualizar el valor del monto obtenido (beneficio) de la obra con la estructura reticulada metálica, finalizadas las tareas de obra y su posterior comienzo de operación en el mercado. Dicho monto podrá ser igual, superior o inferior a la diferencia de los montos de inversión iniciales.

Análisis de situación al finalizar el mes 12, de comenzada la obra.

Capacidad de almacenaje de la celda:	70000	ton
Precio del dólar oficial	6,10	\$

Zonas de ubicación	Venado Tuerto		Rosario	
	Cercha de H°P°	Cercha Metalica	Cercha de H°P°	Cercha Metalica
Tipos de Cercha				
Costos de inversión: [\$]	\$ 26.935.576,92	\$ 27.900.391,37	\$ 25.420.815,27	\$ 26.837.634,38
Costo de utilidad medio (beneficio): [U\$S/ton]	1,40	1,40	1,40	1,40
Tiempo de ejecución de obra: [meses]	12	11	12	11
Diferencia entre inversiones: [\$]	\$	964.814,45	\$	1.416.819,11
Frecuencias de llenado: [días]	60	60	30	30
Costo de utilidad medio (beneficio): [\$]; mensualmente	-	298900,00	-	597800,00
Resumen al finalizar el "mes 12": [\$] (comienzo del recupero)	\$ 26.935.576,92	\$ 27.601.491,37	\$ 25.420.815,27	\$ 26.239.834,38
Comparativas	\$	665.914,45	\$	819.019,11

A continuación presentaremos una planilla de todos los insumos necesarios, especificando las cantidades y costos unitarios para ejecutar la obra. Además se anexo una columna en la cual podremos variar los costos unitarios de los insumos y así conseguiremos el nuevo valor de la obra.

VENADO TUERTO						
CELDA H°P°						
DETALLES	CANTIDADES	VALOR	UNIT	%	UNIT. AFECT.	VALOR FINAL
Hormigón H-30	3.616 M3	\$ 3.708.987,68	\$ 1.025,80	7,5%	\$ 1.102,74	\$ 3.987.161,75
Hierro Construcción	199 Ton	\$ 2.151.548,34	\$ 10.803,05	10,5%	\$ 11.937,37	\$ 2.377.460,92
Acero P°	28 Ton	\$ 595.795,20	\$ 21.000,00	10,5%	\$ 23.205,00	\$ 658.353,70
Perfiles y Chapas E°	112 Ton	\$ 1.327.837,54	\$ 11.905,17	10,5%	\$ 13.155,22	\$ 1.467.260,48
Perfiles "C "	78 Ton	\$ 1.025.848,62	\$ 13.208,44	10,5%	\$ 14.595,32	\$ 1.133.562,73
Chapa T101	10276 M2	\$ 704.932,00	\$ 68,60	10,5%	\$ 75,80	\$ 778.949,86
MO H°	1 GL	\$ 12.094.172,55	\$ 12.094.172,55	10%	\$ 13.303.589,81	\$ 13.303.589,81
Montaje	1 GL	\$ 363.000,00	\$ 363.000,00	10%	\$ 399.300,00	\$ 399.300,00
MO M°	1 GL	\$ 4.963.455,00	\$ 4.963.455,00	12%	\$ 5.559.069,60	\$ 5.559.069,60
		\$ 26.935.576,92				\$ 29.664.708,83

VENADO TUERTO						
CELDA M°						
MATERIALES	CANTIDADES	VALOR	UNIT	%	UNIT. AFECT.	VALOR FINAL
Hormigón H-30	2.828 M3	\$ 2.894.375,53	\$ 1.023,39	7,5%	\$ 1.100,15	\$ 3.111.453,70
Hierro Construcción	120 Ton	\$ 1.323.473,62	\$ 11.014,25	10,5%	\$ 12.170,75	\$ 1.462.438,34
Perfiles y Chapas E°	372 Ton	\$ 4.944.202,80	\$ 13.296,24	10,5%	\$ 14.692,34	\$ 5.463.344,10
Perfiles "C "	78 Ton	\$ 1.025.848,62	\$ 13.208,44	10,5%	\$ 14.595,32	\$ 1.133.562,73
Chapa T101	10276 M2	\$ 704.932,00	\$ 68,60	10,5%	\$ 75,80	\$ 778.949,86
MO H°	1 GL	\$ 7.930.203,80	\$ 7.930.203,80	10%	\$ 8.723.224,18	\$ 8.723.224,18
Montaje	1 GL	\$ 108.900,00	\$ 108.900,00	10%	\$ 119.790,00	\$ 119.790,00
MO M°	1 GL	\$ 8.968.455,00	\$ 8.968.455,00	12%	\$ 10.044.669,60	\$ 10.044.669,60
		\$ 27.900.391,37				\$ 30.837.432,50

VENADO TUERTO			
CELDA H°P°			
Aumento con respecto al monto inicial		9,20%	
CELDA M°			
Aumento con respecto al monto inicial		9,52%	
CELDA H°P° y CELDA M°			
Porcentaje de variación inicial		3,5%	Porcentaje de variación final
			3,8%

ROSARIO						
CELDA H°P°						
MATERIALES	CANTIDADES	VALOR	UNIT	%	UNIT. AFECT.	VALOR FINAL
Hormigón H-30	3.278 M3	\$ 3.399.481,75	\$ 1.037,07	7,5%	\$ 1.114,85	\$ 3.654.442,88
Hierro Construcción	184 Ton	\$ 1.969.304,35	\$ 10.677,05	10,5%	\$ 11.798,14	\$ 2.176.081,31
Acero P°	28 Ton	\$ 595.795,20	\$ 21.000,00	10,5%	\$ 23.205,00	\$ 658.353,70
Perfiles y Chapas E°	112 Ton	\$ 1.327.837,54	\$ 11.905,17	10,5%	\$ 13.155,22	\$ 1.467.260,48
Perfiles "C "	78 Ton	\$ 1.025.848,62	\$ 13.208,44	10,5%	\$ 14.595,32	\$ 1.133.562,73
Chapa T101	10276 M2	\$ 704.932,00	\$ 68,60	10,5%	\$ 75,80	\$ 778.949,86
MO H°	1 GL	\$ 11.071.160,81	\$ 11.071.160,81	10%	\$ 12.178.276,89	\$ 12.178.276,89
Montaje	1 GL	\$ 363.000,00	\$ 363.000,00	10%	\$ 399.300,00	\$ 399.300,00
MO M°	1 GL	\$ 4.963.455,00	\$ 4.963.455,00	12%	\$ 5.559.069,60	\$ 5.559.069,60
		\$ 25.420.815,27				\$ 28.005.297,44

ROSARIO						
CELDA M°						
MATERIALES	CANTIDADES	VALOR	UNIT	%	UNIT. AFECT.	VALOR FINAL
Hormigón H-30	2.589 M3	\$ 2.658.094,22	\$ 1.026,81	7,5%	\$ 1.103,82	\$ 2.857.451,29
Hierro Construcción	105 Ton	\$ 1.210.051,88	\$ 11.473,72	10,5%	\$ 12.678,46	\$ 1.337.107,32
Perfiles y Chapas E°	372 Ton	\$ 4.944.202,80	\$ 13.296,24	10,5%	\$ 14.692,34	\$ 5.463.344,10
Perfiles "C "	78 Ton	\$ 1.025.848,62	\$ 13.208,44	10,5%	\$ 14.595,32	\$ 1.133.562,73
Chapa T101	10276 M2	\$ 704.932,00	\$ 68,60	10,5%	\$ 75,80	\$ 778.949,86
MO H°	1 GL	\$ 7.217.149,85	\$ 7.217.149,85	10%	\$ 7.938.864,84	\$ 7.938.864,84
Montaje	1 GL	\$ 108.900,00	\$ 108.900,00	10%	\$ 119.790,00	\$ 119.790,00
MO M°	1 GL	\$ 8.968.455,00	\$ 8.968.455,00	12%	\$ 10.044.669,60	\$ 10.044.669,60
		\$ 26.837.634,38				\$ 29.673.739,74

ROSARIO			
CELDA H°P°			
Aumento con respecto al monto inicial	9,23%		
CELDA M°			
Aumento con respecto al monto inicial	9,56%		
CELDA H°P° y CELDA M°			
Porcentaje de variación inicial	5%	Porcentaje de variación final	6%

Conclusión

CONCLUSION

Debido a los distintos tipos de análisis que desarrollamos con anterioridad, no queremos tomar la decisión de elegir una u otra, ya que la diferencia de los costos de inversión es del 3.50% en Venado Tuerto y en Rosario es de 5.00%. Como se ve, dicha diferencia es mínima y creemos que ante una posible variación de los costos en los insumos, al momento de la toma de decisión de ejecutar la obra, estos porcentajes, pueden ampliar o disminuir la brecha, una con respecto a la otra. Tal como se observa en los cuadros presentados y que pueden servir de referencia tomando el análisis presente a Nov-13, con los análisis a futuro en las fechas que se proponga construir las teniendo en cuenta en ese momento la variación de precios relativos de materiales y los correspondientes a ejecución y montaje, todo esto en función de que como se indica al inicio la diferencia de costos calculada para el presente es de poco porcentaje.

También, analizamos las distintas ventajas y desventajas de cada una de las maneras de construcción de la celda de almacenamiento de cereal o subproductos, que se presentaron en el desarrollo de este proyecto.

Celda de almacenaje con cercha metálica:

Este modelo, tiene como material de construcción, el acero. En comparación, con el hormigón postesado, posee ciertas ventajas, como menor peso propio de las vigas principales, trayendo aparejado menor peso a soportar por las fundaciones, menor costo de montajes, menor cantidad de riesgos en dicho montaje, menor tiempo para la culminación de la obra y rápida inserción en el mercado para el cual fue diseñada.

Como desventajas de este tipo de construcción, es que requieren un mantenimiento para evitar la corrosión de las vigas, tienen una cierta inestabilidad a la hora del montaje y por lo general estas vigas tienen su fabricación en talleres, es por ello, que se necesitan trasladar hasta la obra para su montaje.

Celda de almacenaje con cercha de hormigón postesado:

Este modelo tiene como material de construcción el hormigón postesado. Tiene, en comparación con el acero, ciertas ventajas, no requieren mantenimiento para evitar la corrosión y ejecución de estas vigas al pie de la obra por lo que no requieren traslados hasta la mismas.

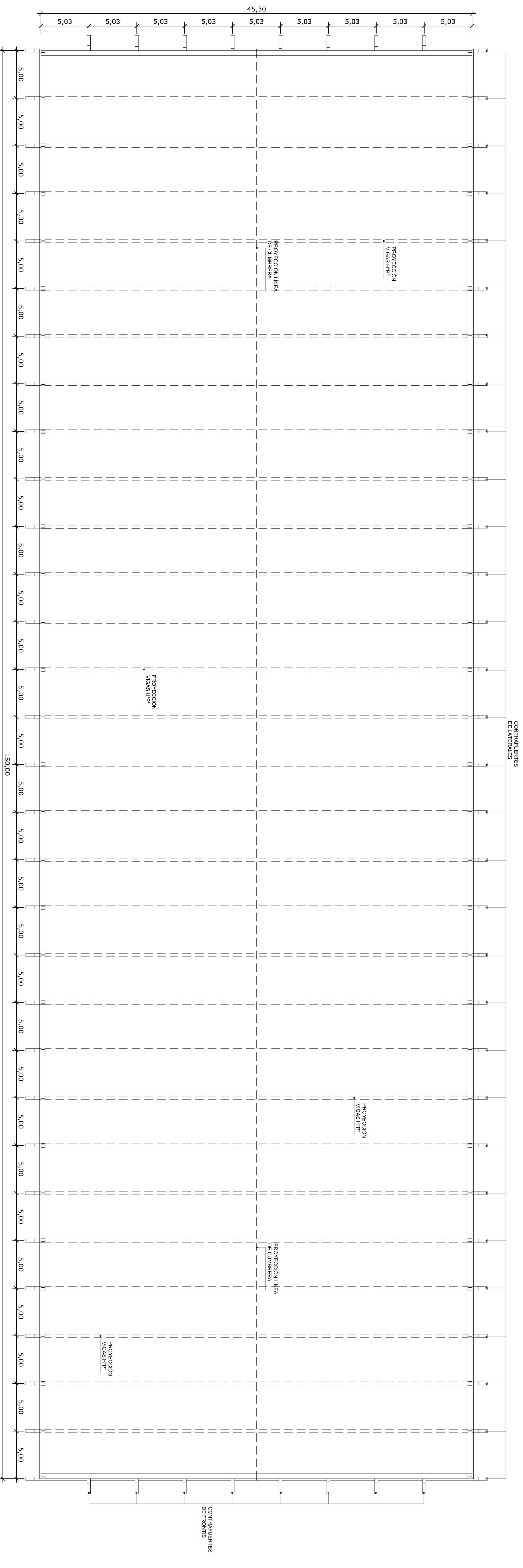
Como desventajas de este tipo de construcción, es que tiene mayor peso propio de las vigas principales, por ende, mayor peso a soportar por las fundaciones, mayor costo de montajes, mayor cantidad de riesgos en dicho montaje, mayor tiempo para la culminación de la obra, requieren de mano de obra y equipamientos especiales para poder realizar el tensado de los cables.

Bibliografía Consultada

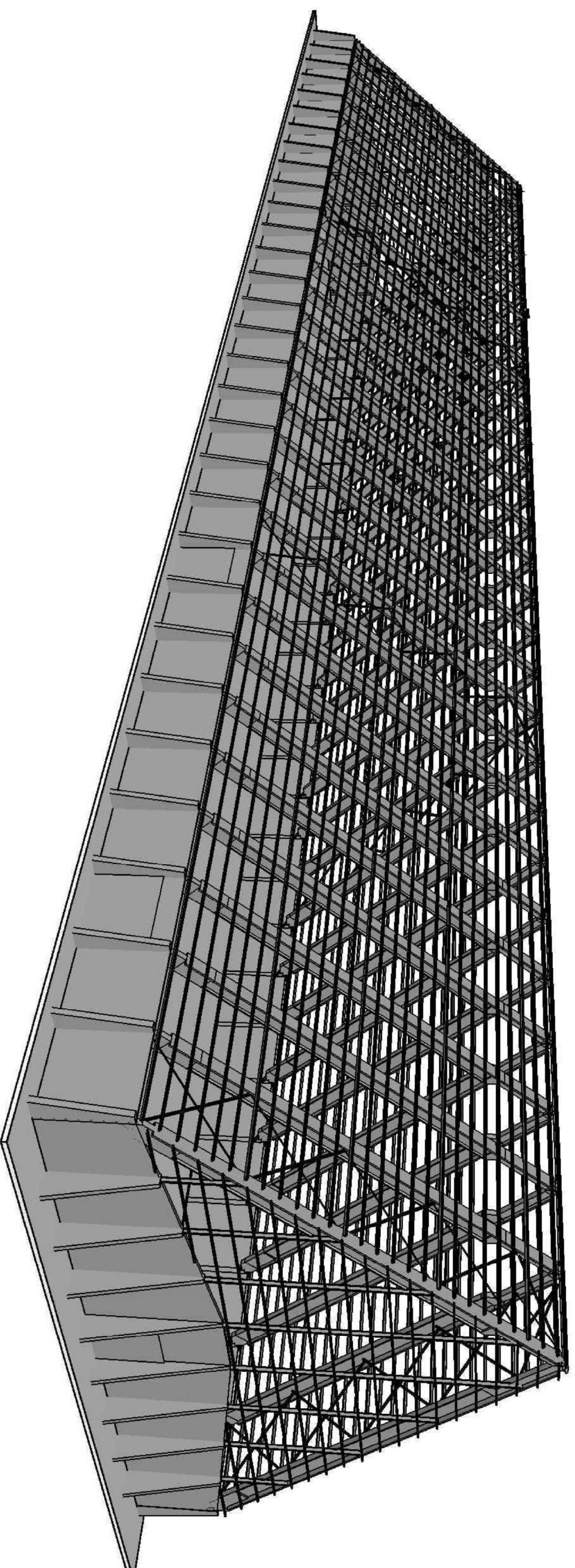
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- http://www.camuzziychini.com.ar/images_db/noticias_archivos/110.pdf
- <http://www.cosechaypostcosecha.org/data/folletos/FolletoConservacionGranosSistemasTradicionales.pdf>
- http://www.inti.gob.ar/cirsoc/reglamentos_vigencia2013.htm
- <http://www.acindar.com.ar/es>
- <http://www.minagri.gob.ar/site/index.php>

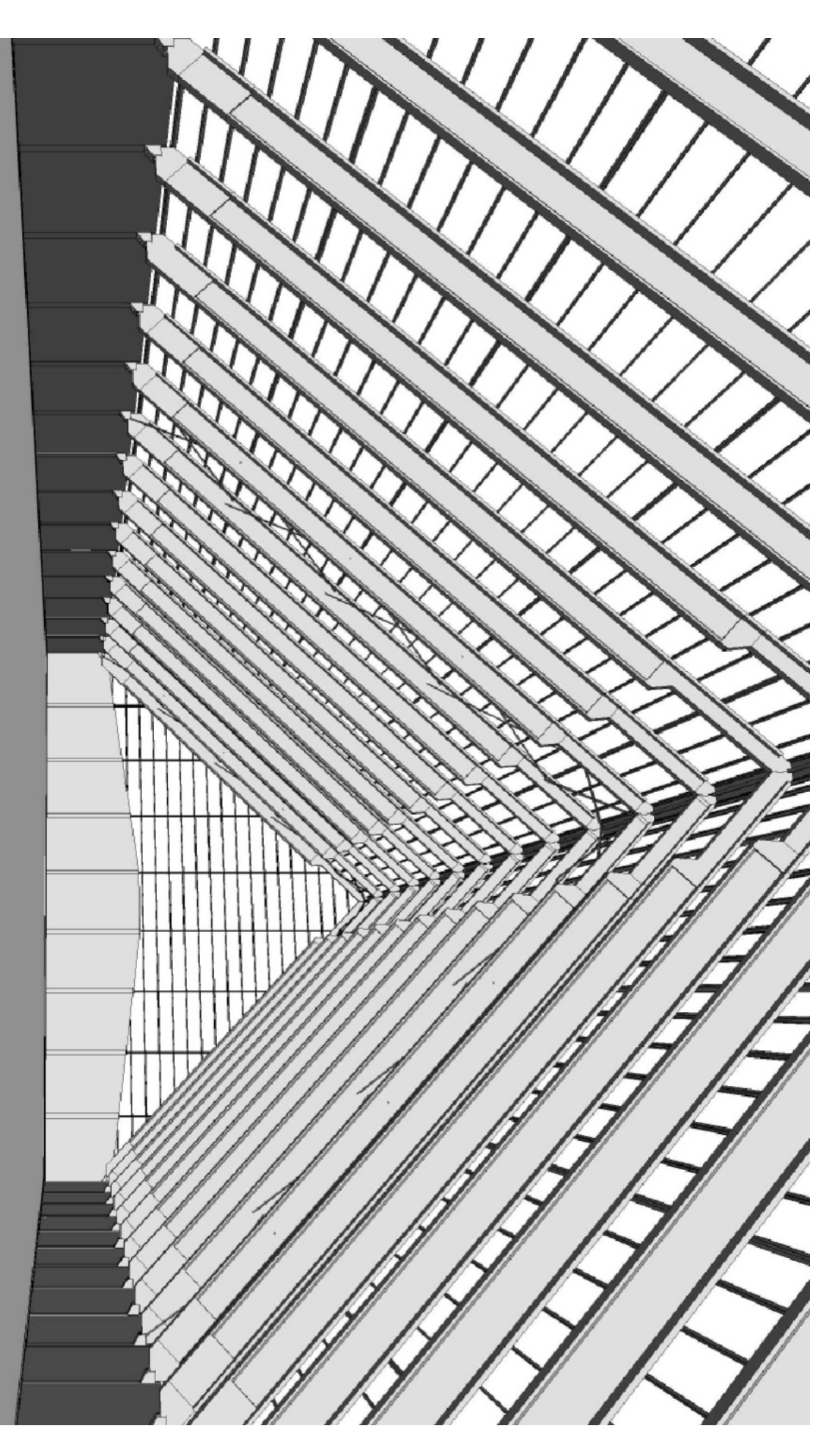
*Plano Cercha Hormigón
Postesado*



PLANTA BAJA Esc.: 1:200



VISTA GENERAL



VISTA INTERIOR

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO FINAL
CELDA DE ALMACENAMIENTO DE CEREALES
ALUMNOS: GUILIAJUMET, Emiliano-Jorge
PERALTA, Cristian Daniel

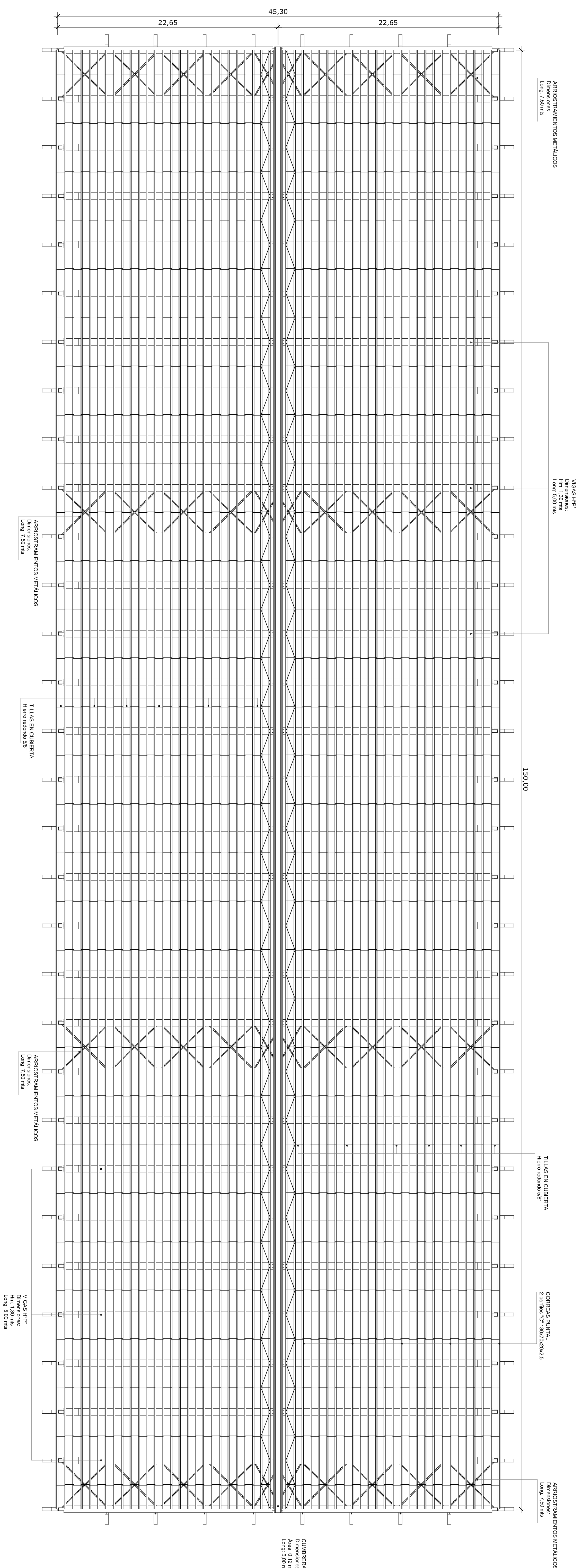
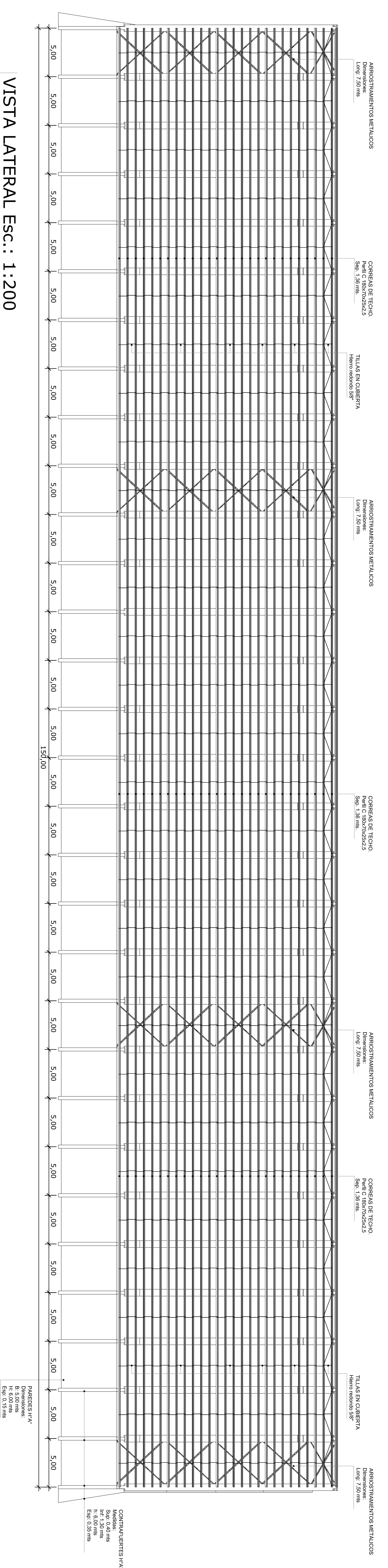
PLANO:
PLANTA BAJA -
IMÁGENES - CELDA H.P.

PLANO N.º:
01

FECHA:
08/12/2013

ESCALA:
1:200

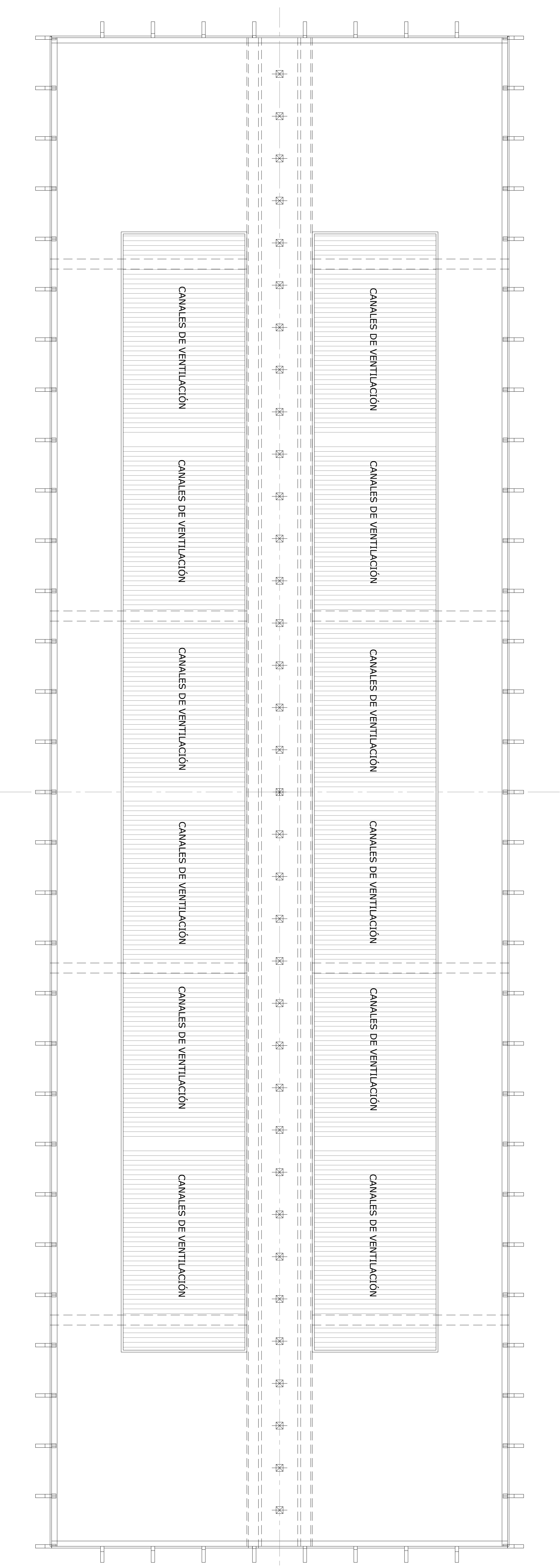
VISTA LATERAL Esc.: 1:200



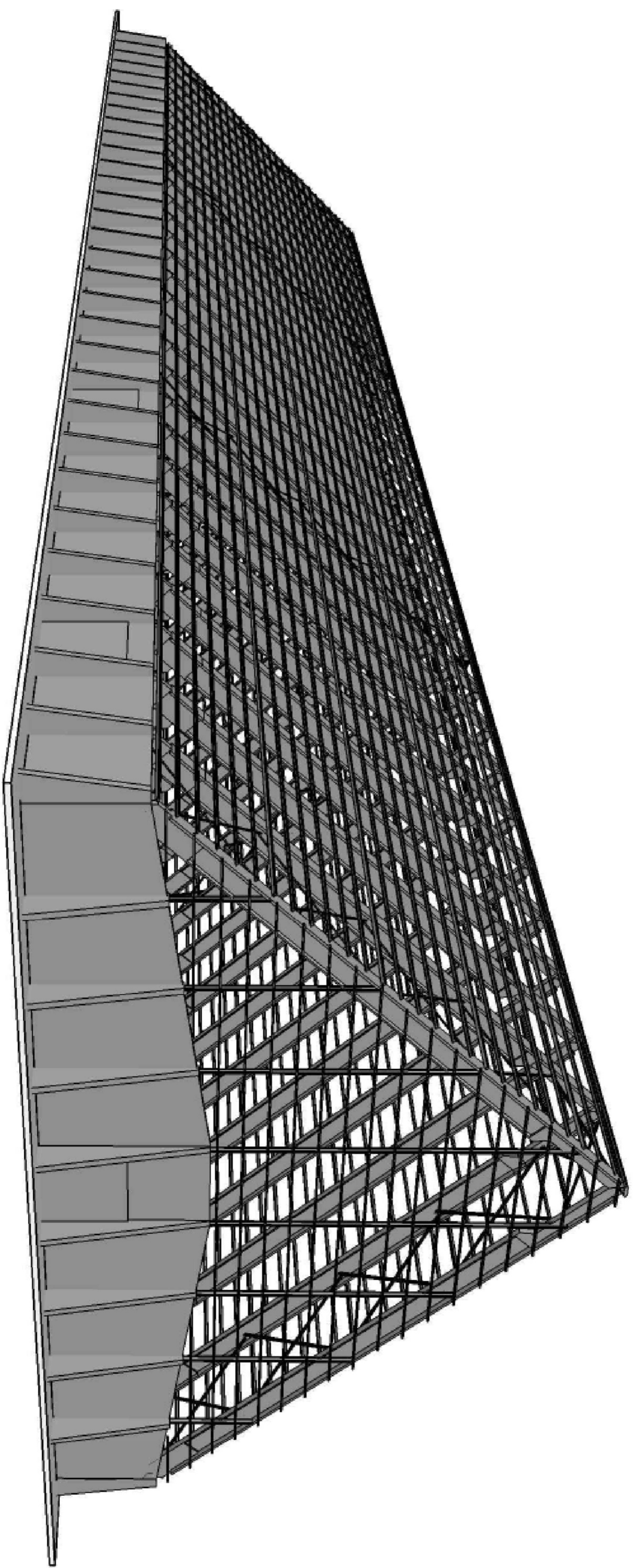
PLANTA DE TECHOS Esc.: 1:200

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO
 PROYECTO FINAL
 CELDA DE ALMACENAMIENTO DE CEREAL
 ALUMNOS: GUILIAUMET, Emiliano Jorge
 PERALTA, Cristian Daniel
 PLANO: VISTA LATERAL Y DE CUIBERTA - CELDA H+V
 PLANO N°: 02
 FECHA: 08/12/2013
 ESCALA: 1:200

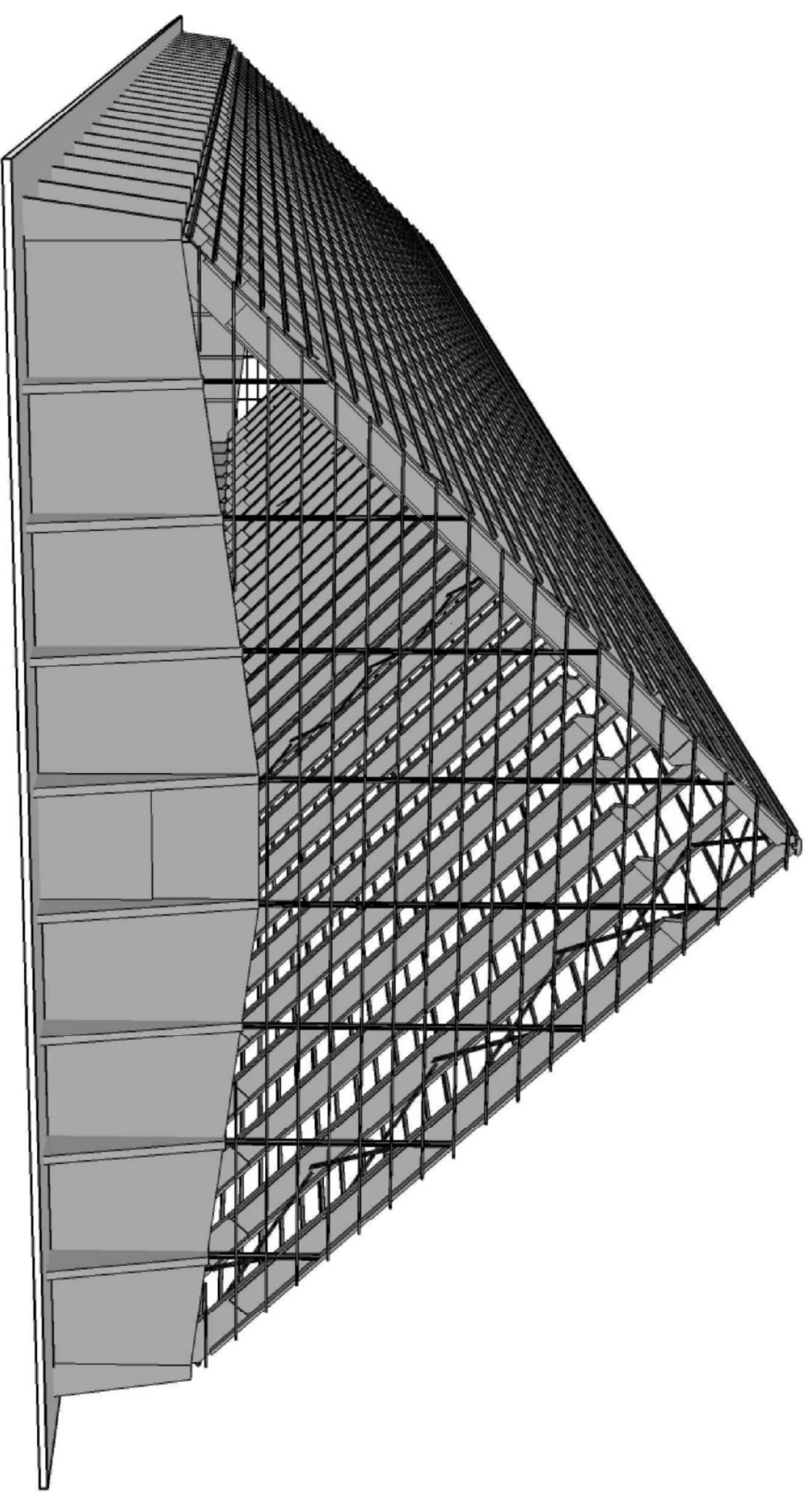





AIREACIÓN Esc.: 1:200

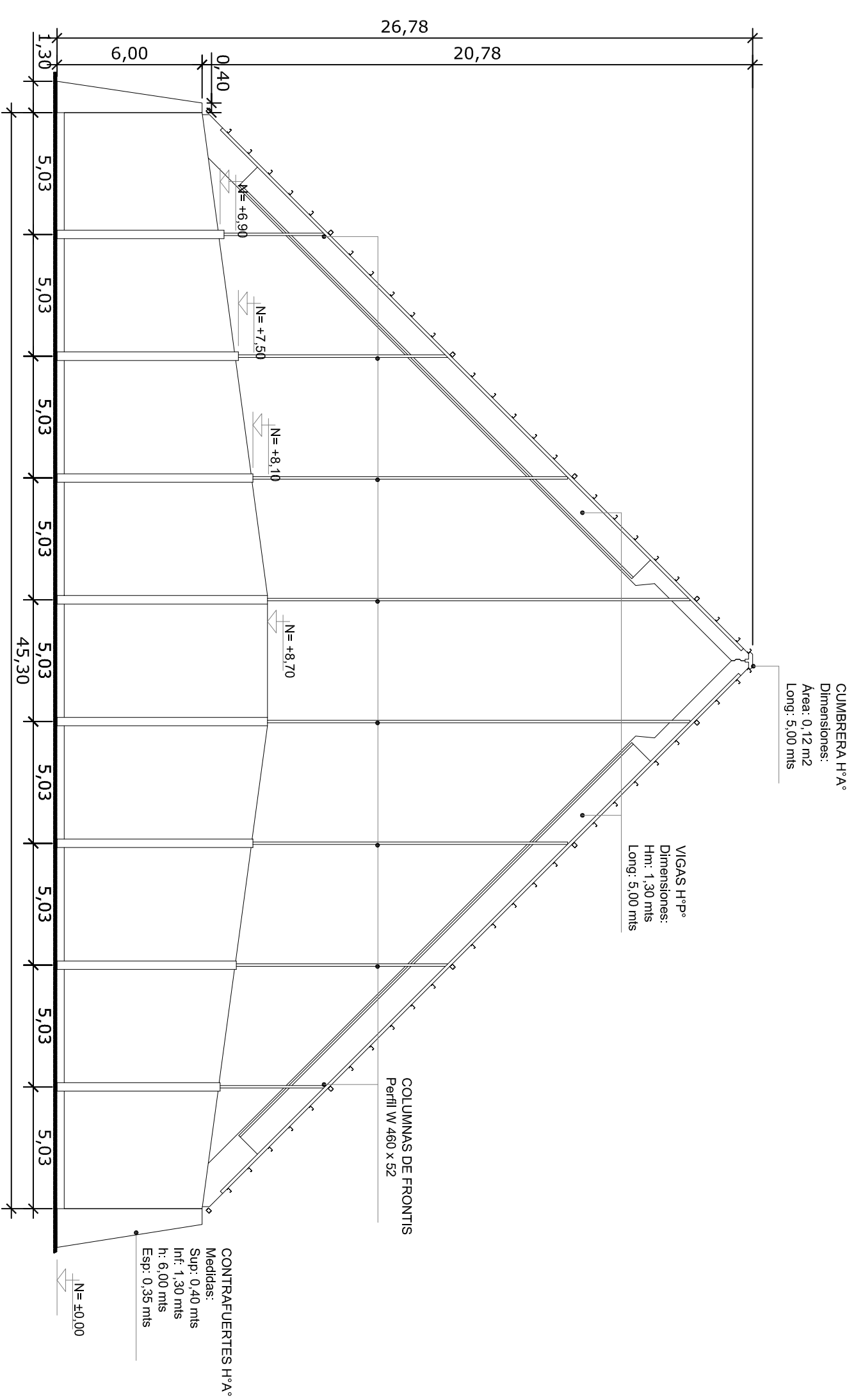


VISTA GENERAL

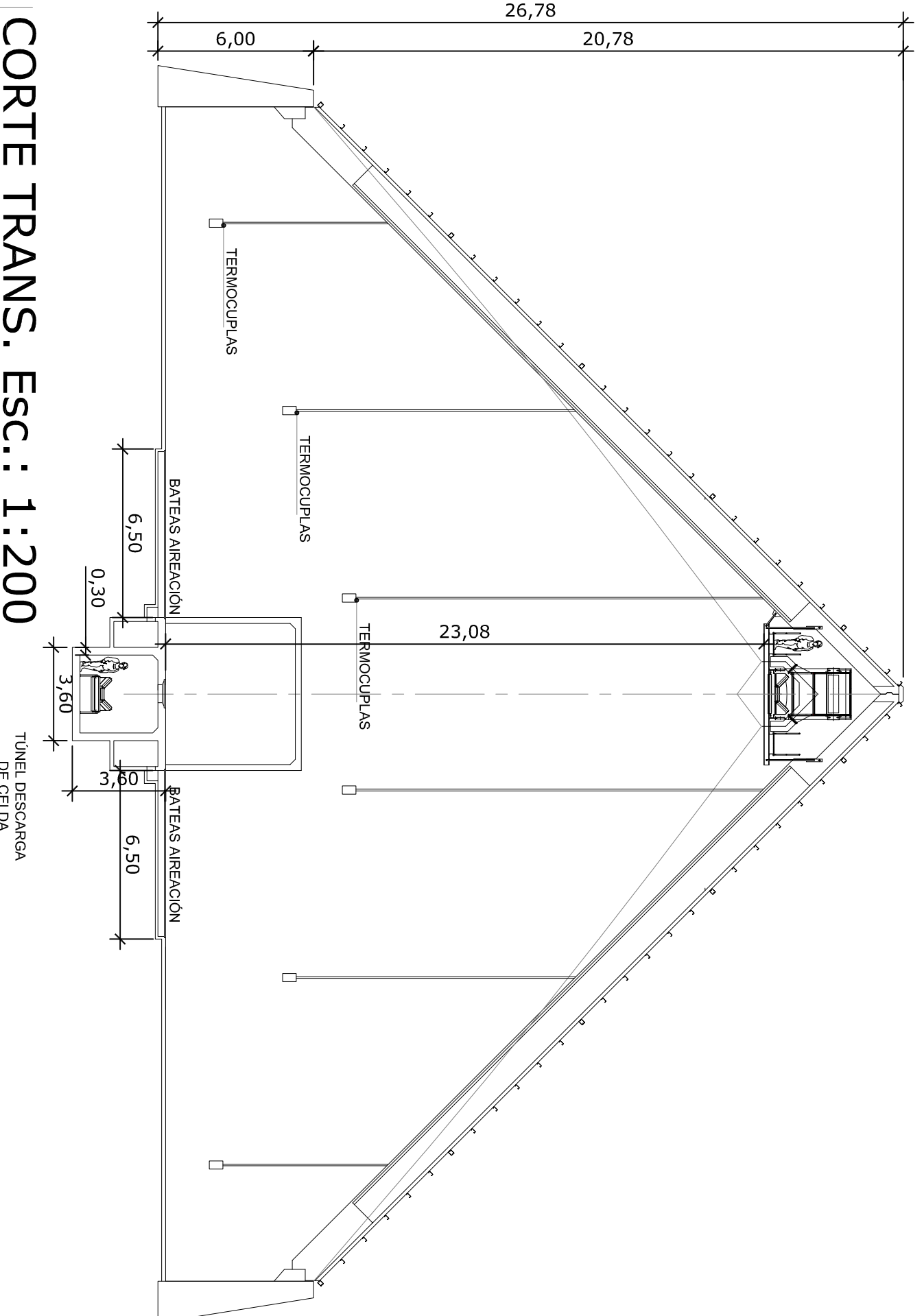


VISTA FRONTAL

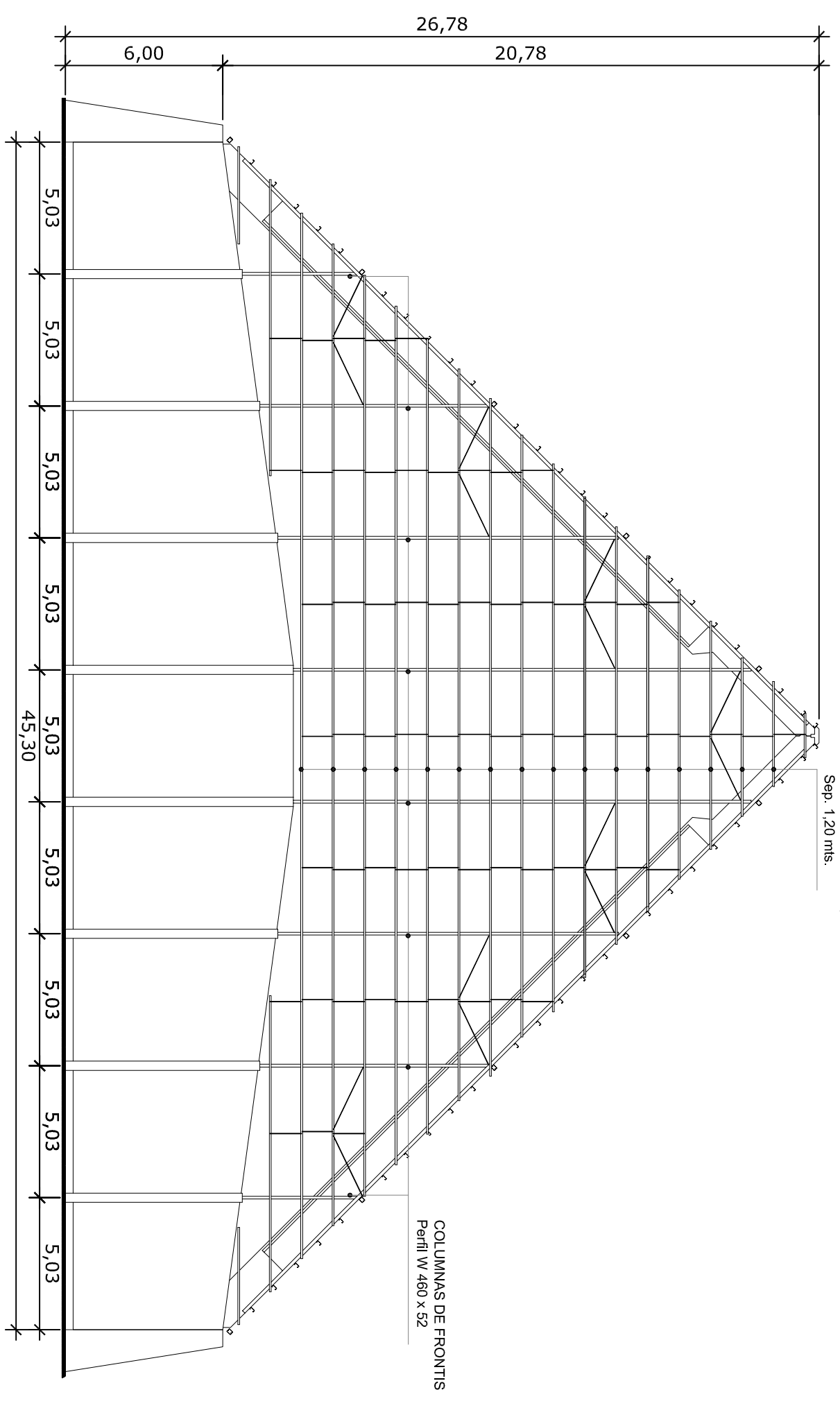
	UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO	PLANO N.º: 03
	PROYECTO FINAL CELDA DE ALMACENAMIENTO DE CEREAL	FECHA: 08/12/2013 ESCALA: 1:200
ALUMNOS: GUILLAUME T. Emiliano Jorge PERALTA, Cristian Daniel	PLANO: IMGENES - CELDA HP	



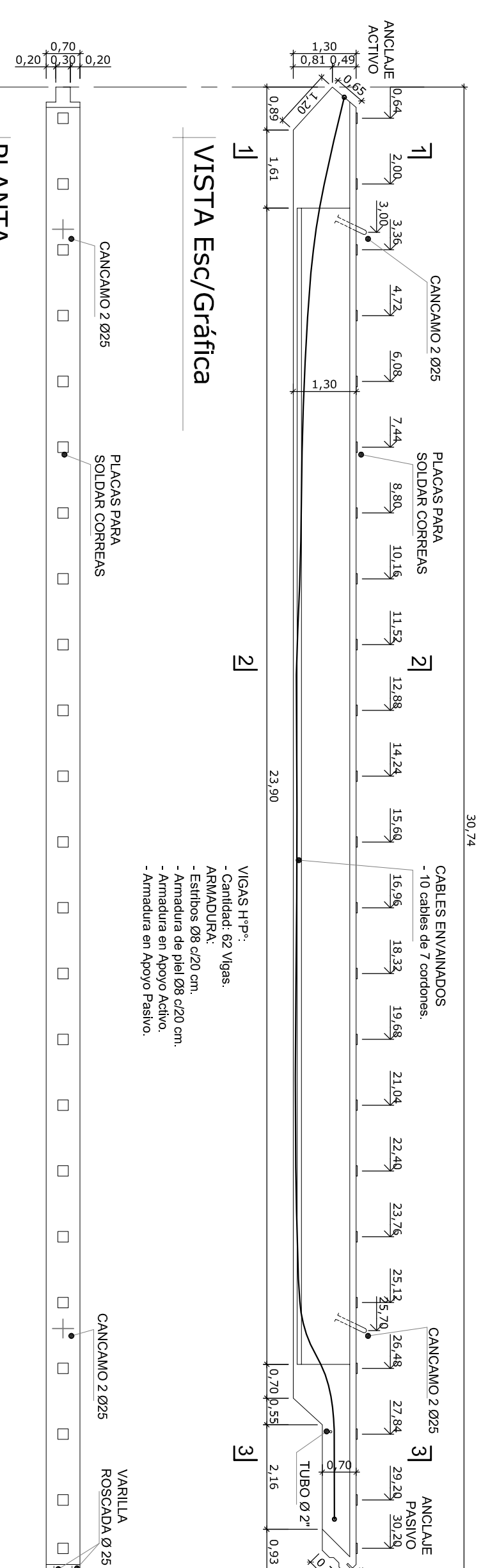
VISTA FRONTIS 1º Esc.: 1:200



CORTE TRANS. Esc.: 1:200



VISTA FRONTIS 2º Esc.: 1:200



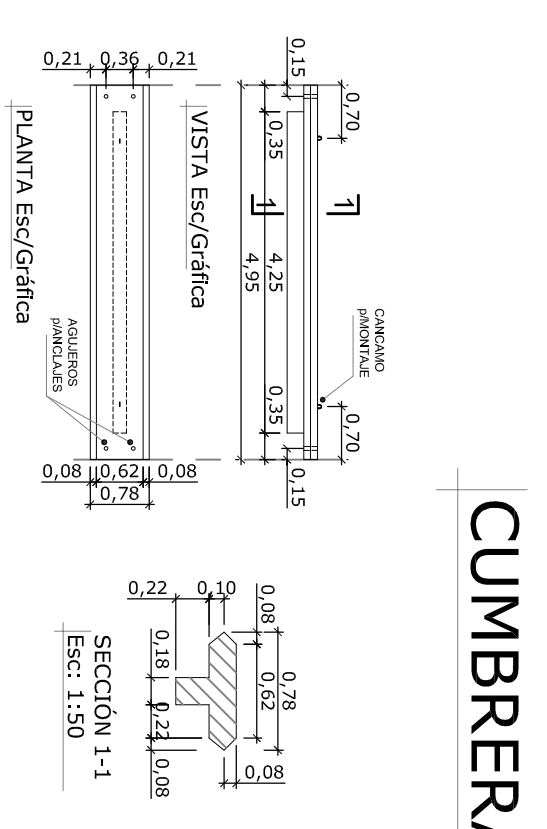
VISTA Esc/Gráfica

VIGA HºPo

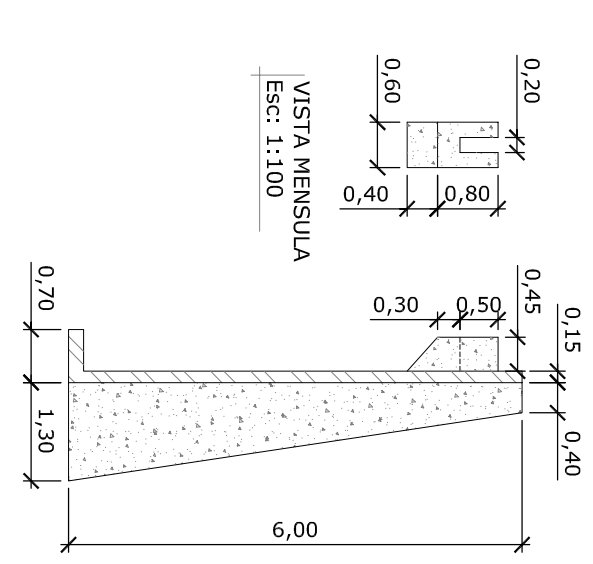
SECCIÓN 1-1 Esc: 1:50

SECCIÓN 2-2 Esc: 1:50

SECCIÓN 3-3 Esc: 1:50

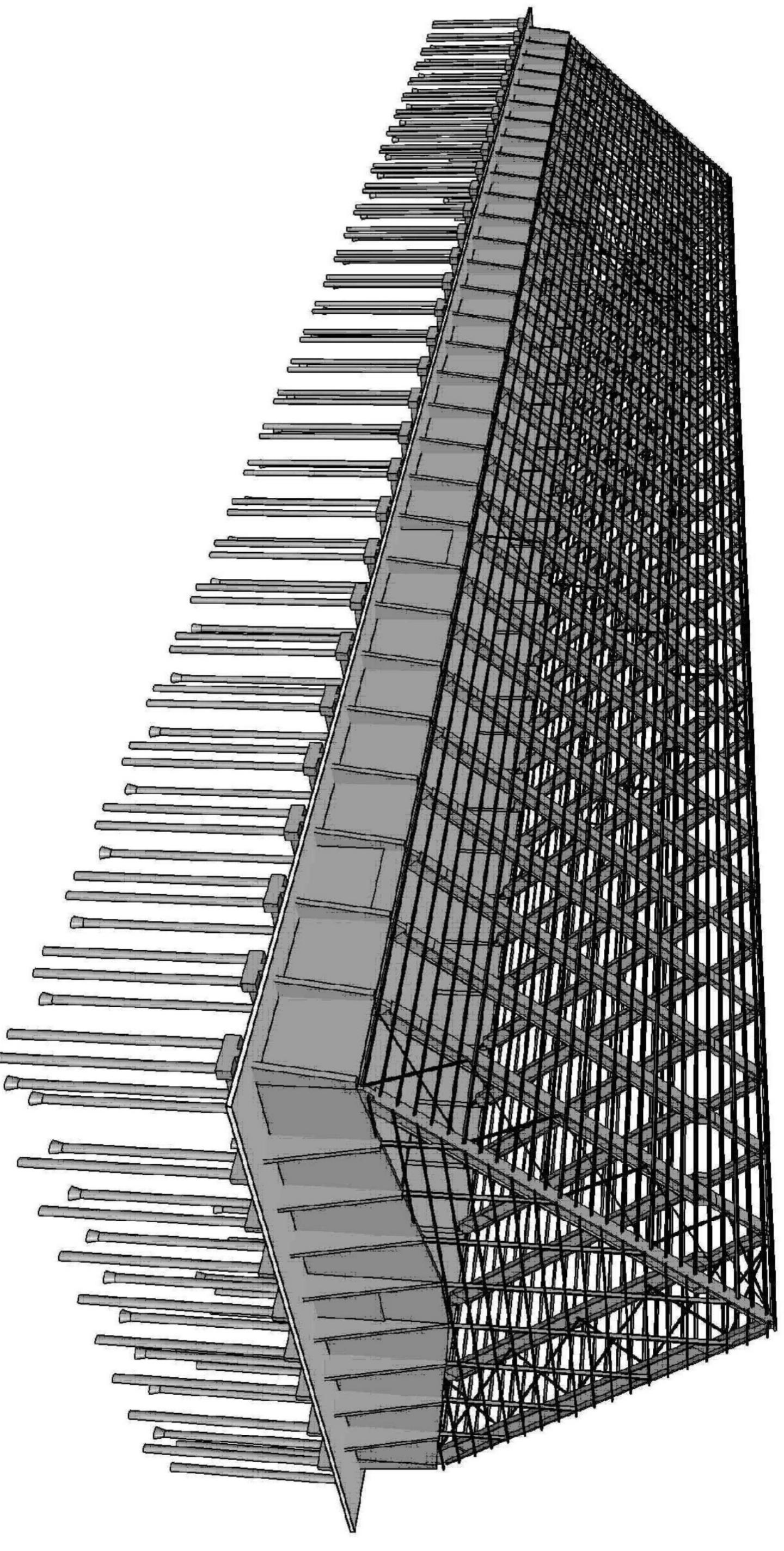


CUMBRERA HºAº

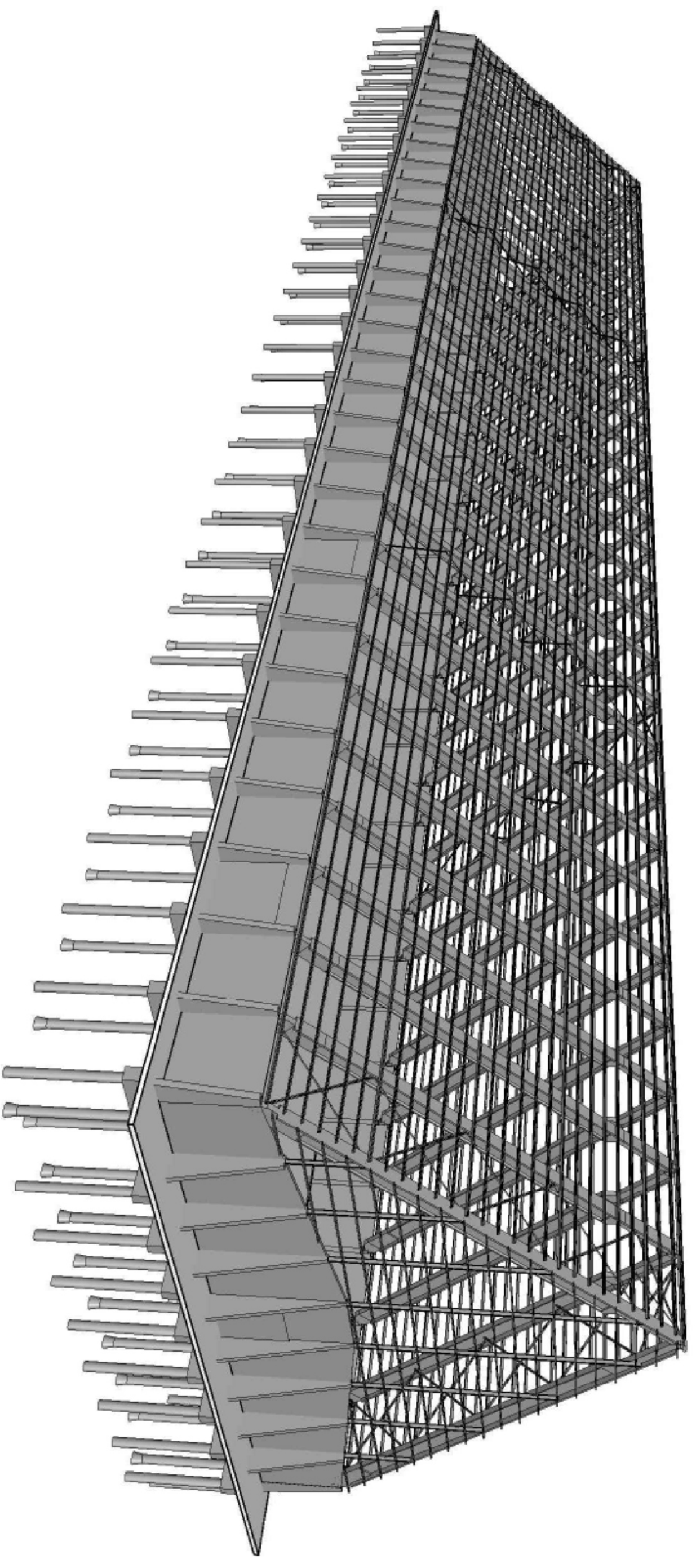


VISTA MENSUAL Esc: 1:100

CONTRAFUERTES, MENSULAS Y PAREDES



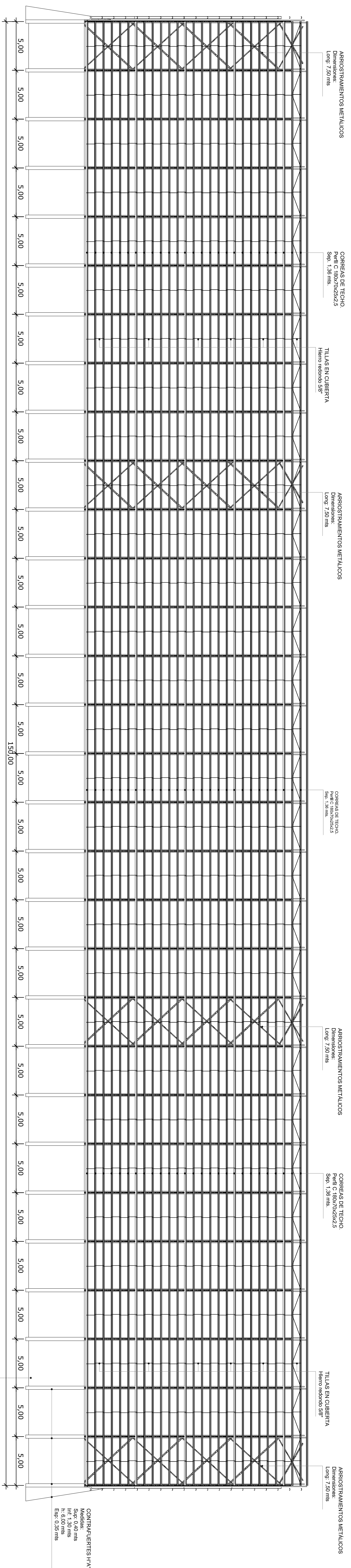
VISTA PILOTES Vdo. Tto.



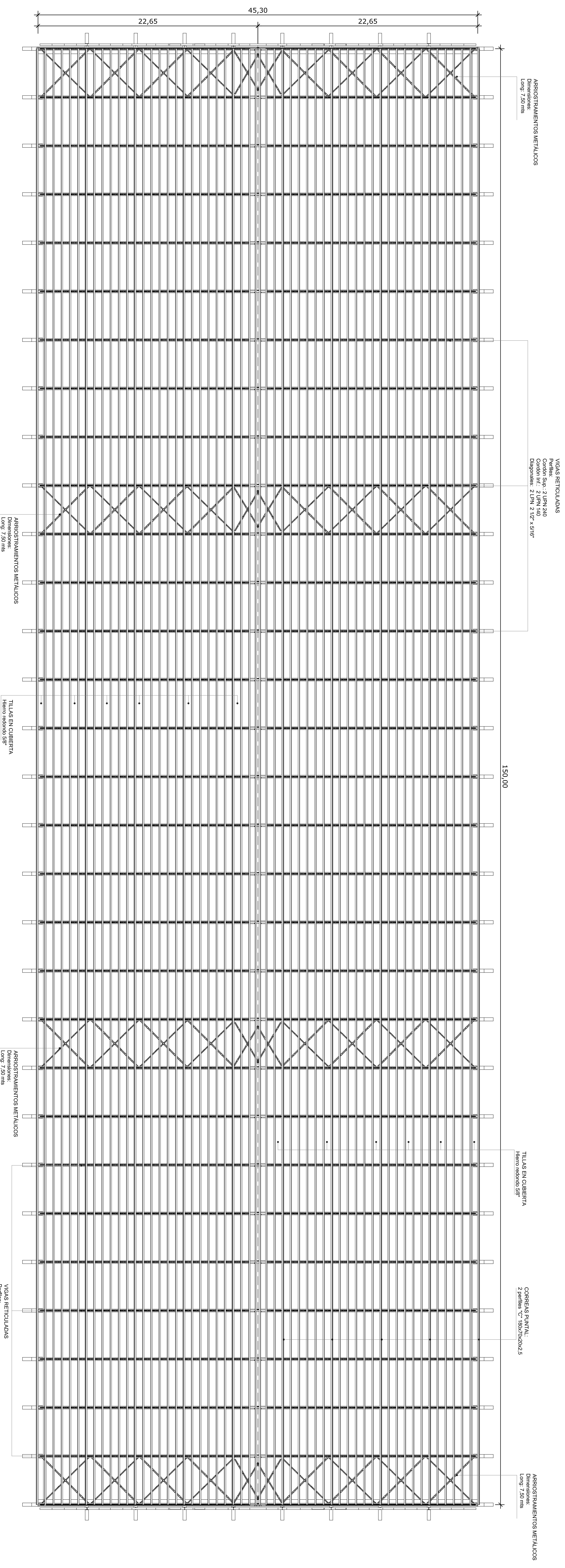
VISTA PILOTES Rosario

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO		PLANO N°: 04
PROYECTO FINAL CELDA DE ALMACENAMIENTO DE CEREALES		FECHA: 08/12/2013
ALUMNOS: GUILIAUMET, Emiliano-Jorge PERALTA, Cristian-Daniel		ESCALA: 1:200
PLANO: FRONTIS, DETALLES - IMÁGENES - CELDA HºPº		

Plano Cercha Metálica

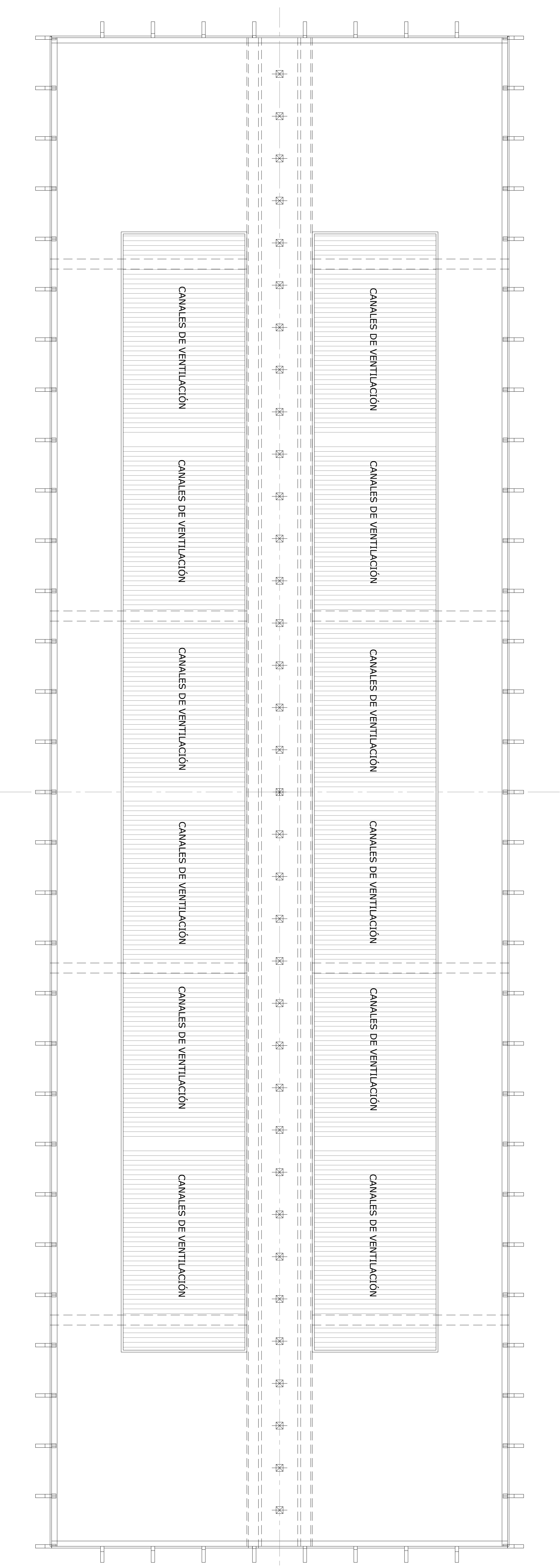


VISTA LATERAL Esc.: 1:100

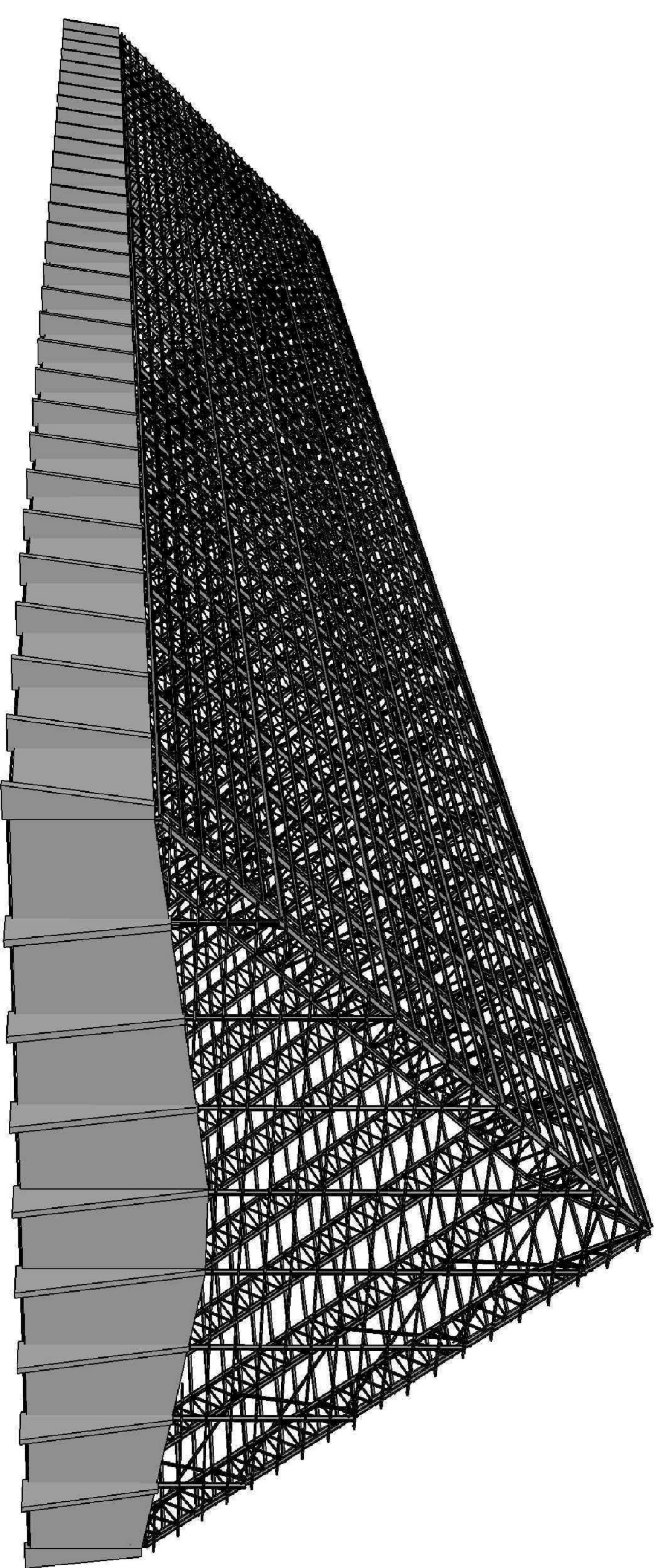


PLANTA DE TECHOS Esc.: 1:100

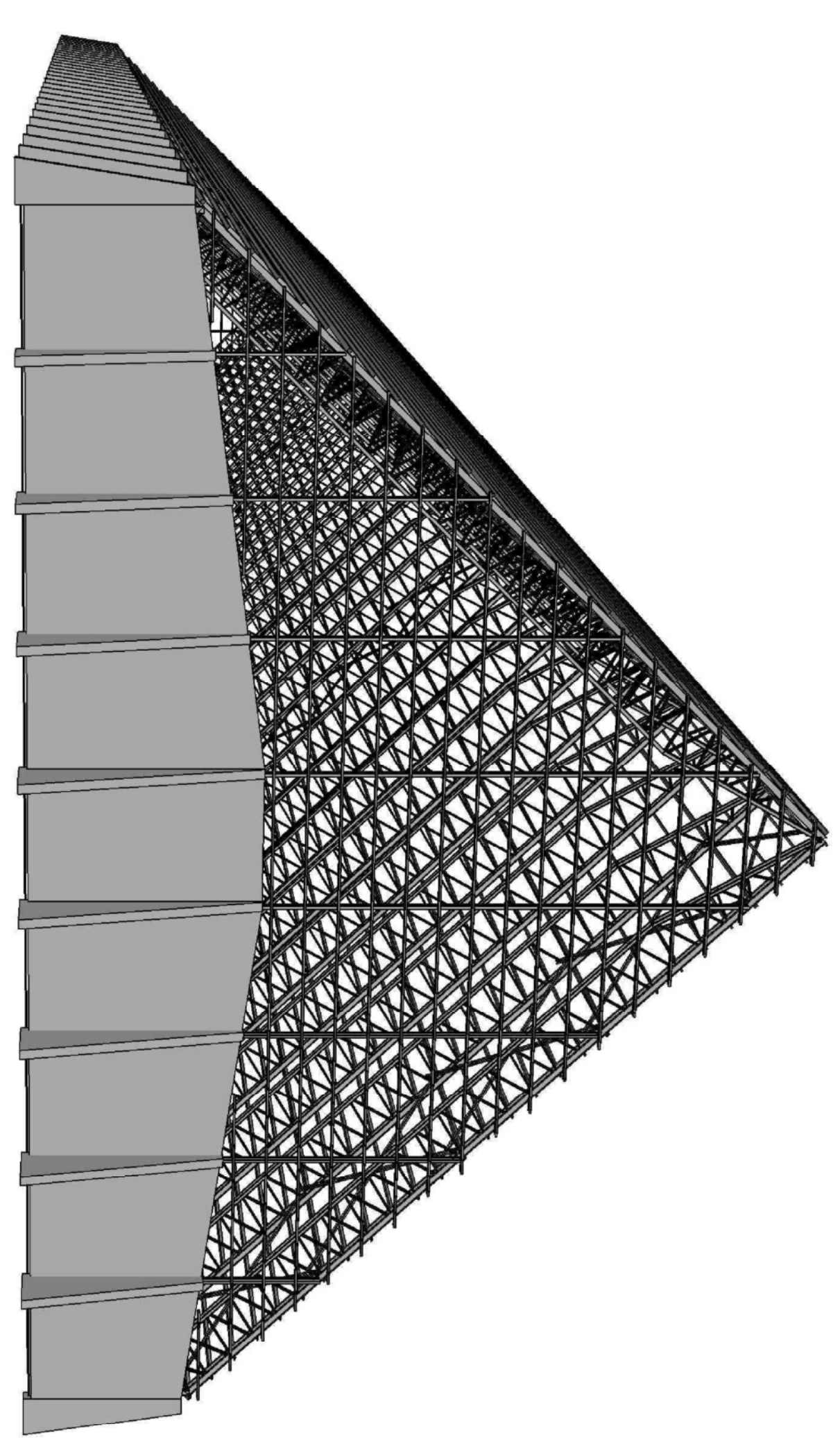
 <p>UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO</p>		PROYECTO FINAL	<p>PLANO N°: 02</p>
		<p>CELDA DE ALMACENAMIENTO DE CEREALES</p>	
ALUMNOS: GUILIAUMET, Emiliano-Jorge	PERALTA, Cristian Daniel	FECHA: 08/12/2013	<p>ESCALA: 1:200</p>
PLANO: VISTA LATERAL Y DE CUBIERTA - CELDAM*			




AIREACIÓN Esc.: 1:200

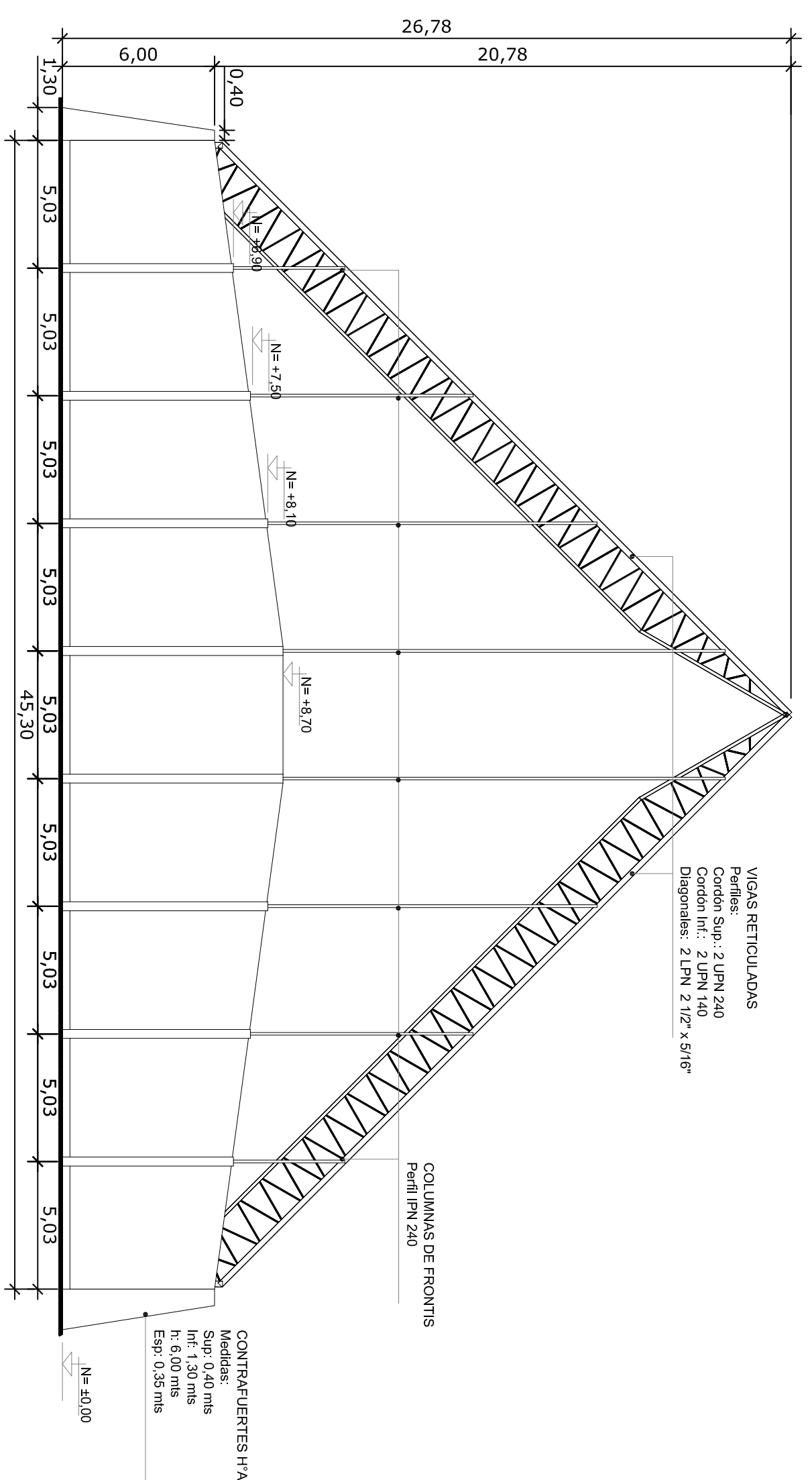


VISTA GENERAL

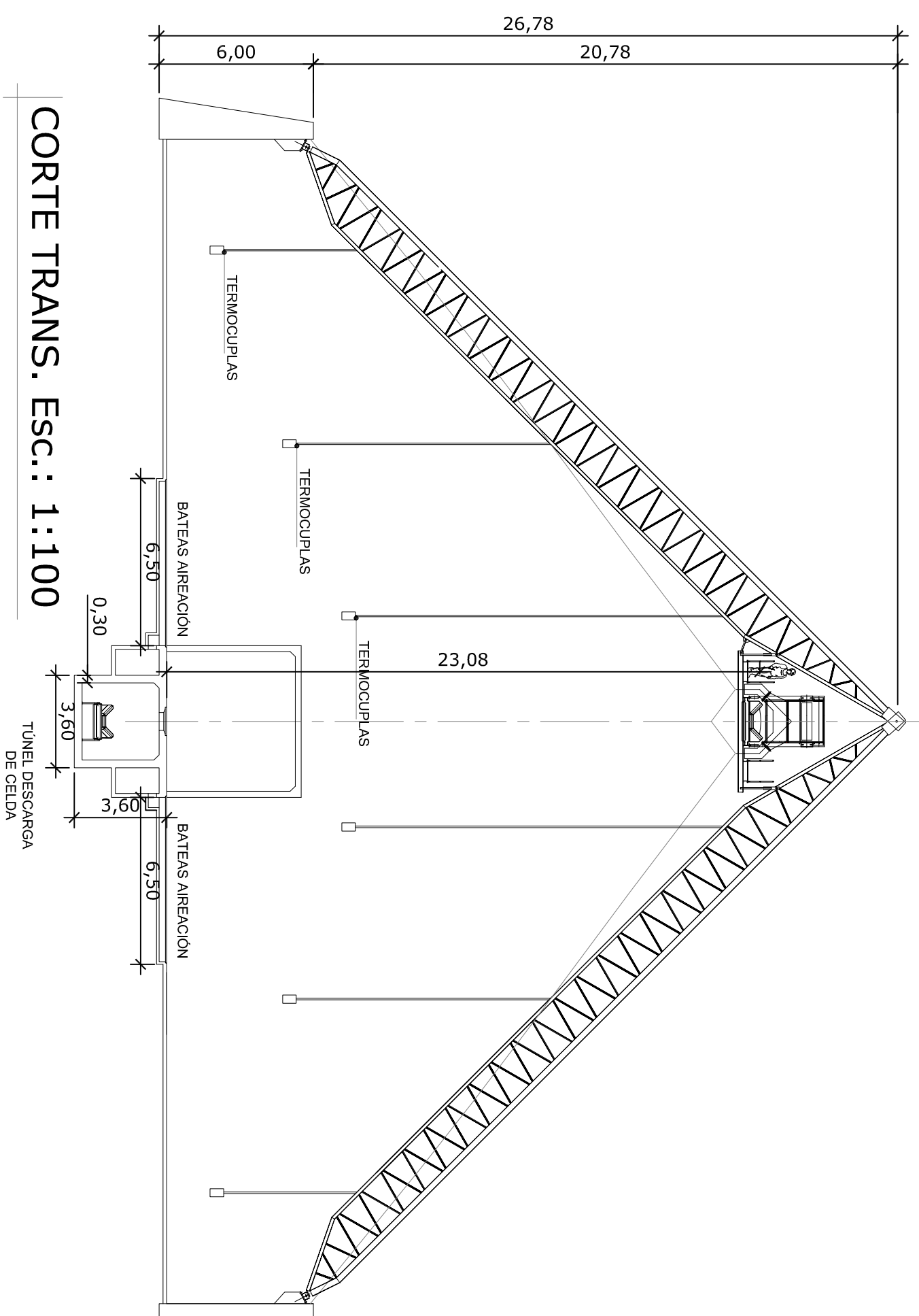


VISTA FRONTAL

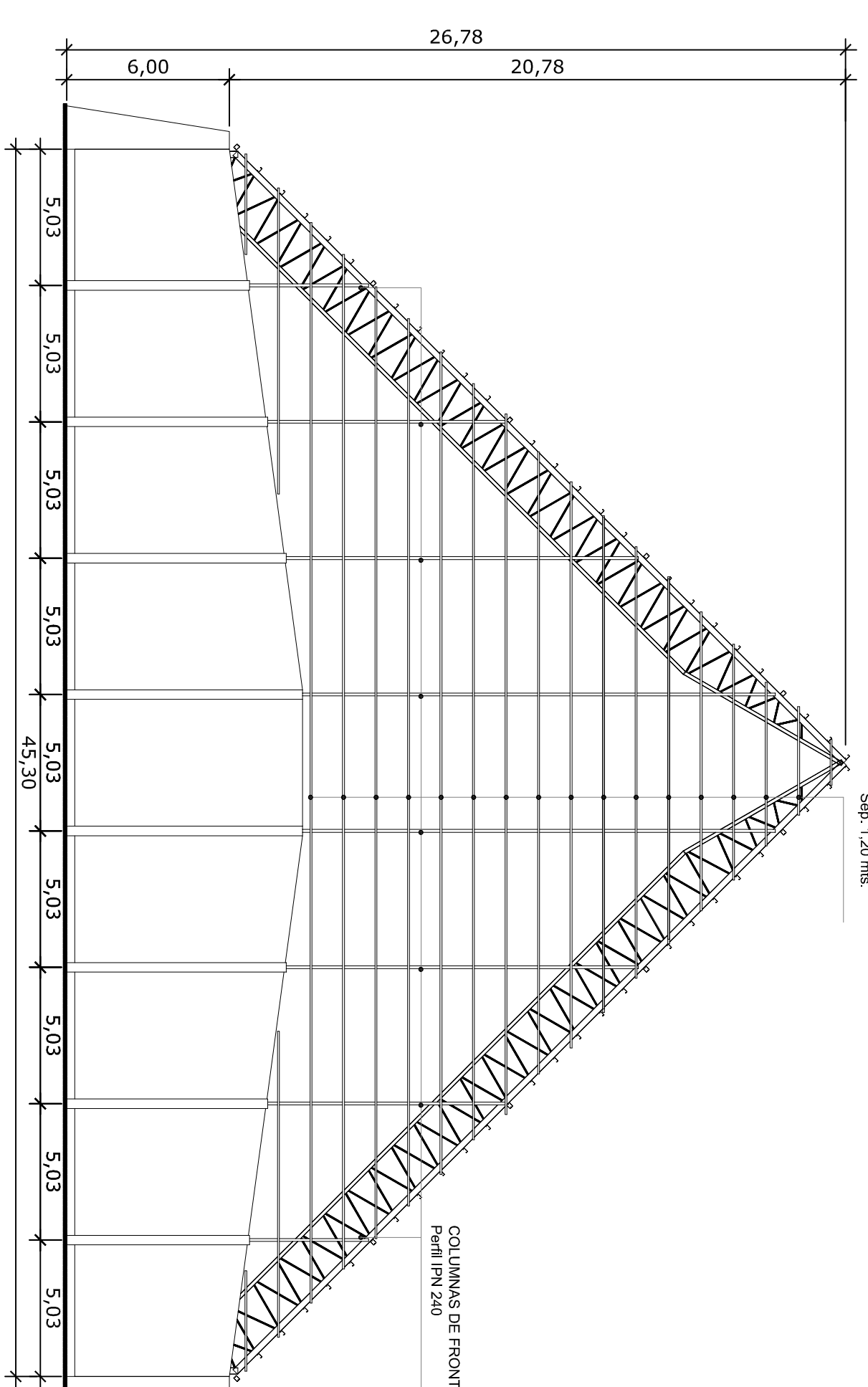
	UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO	PLANO N.º: 03
	PROYECTO FINAL CELDA DE ALMACENAMIENTO DE CEREALES ALUMNOS: GUILIAUME, Emiliano Jorge PERALTA, Cristian Daniel PLANO: PLANTA DE AIREACIÓN - IMÁGENES - CELDA M ²	FECHA: 08/12/2013 ESCALA: 1:200



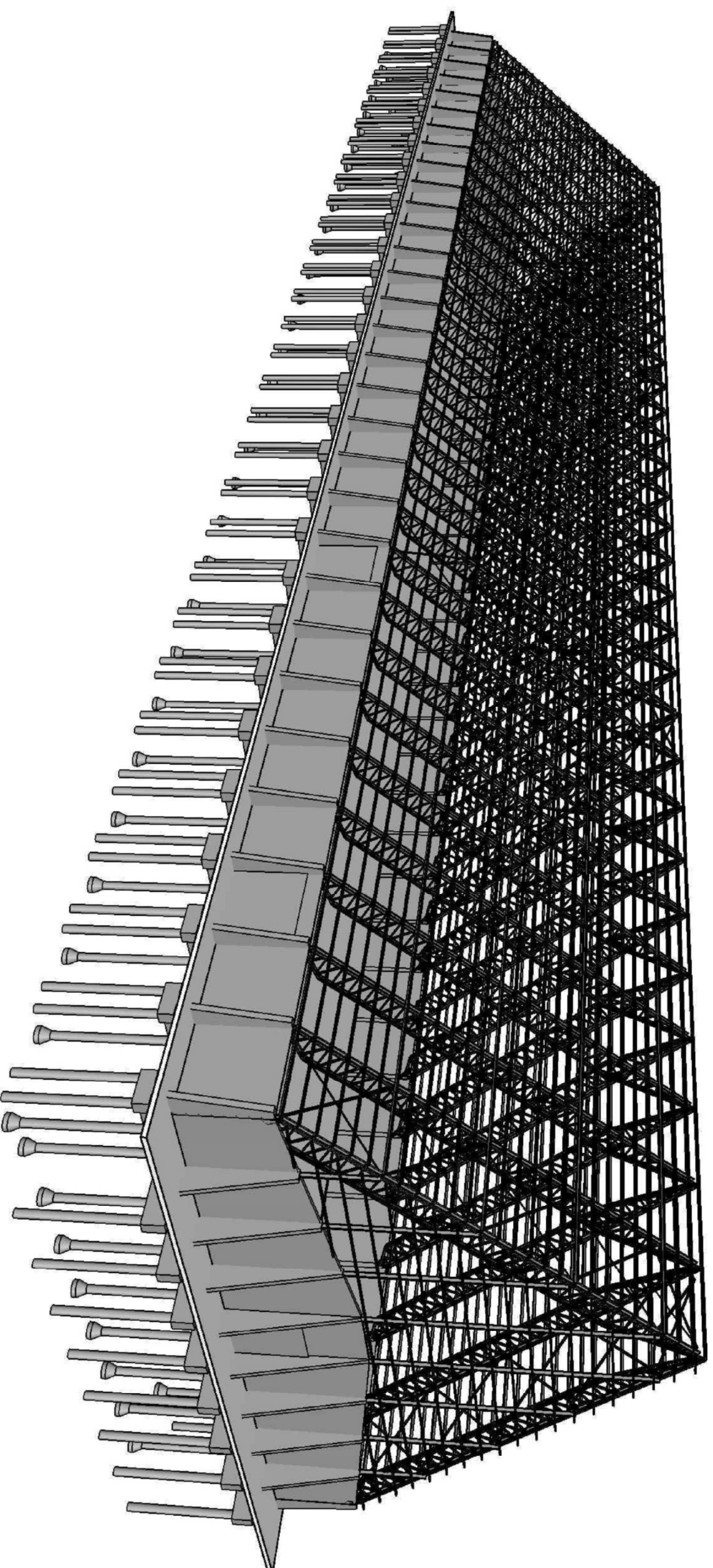
VISTA FRONTIS 1º Esc.: 1:100



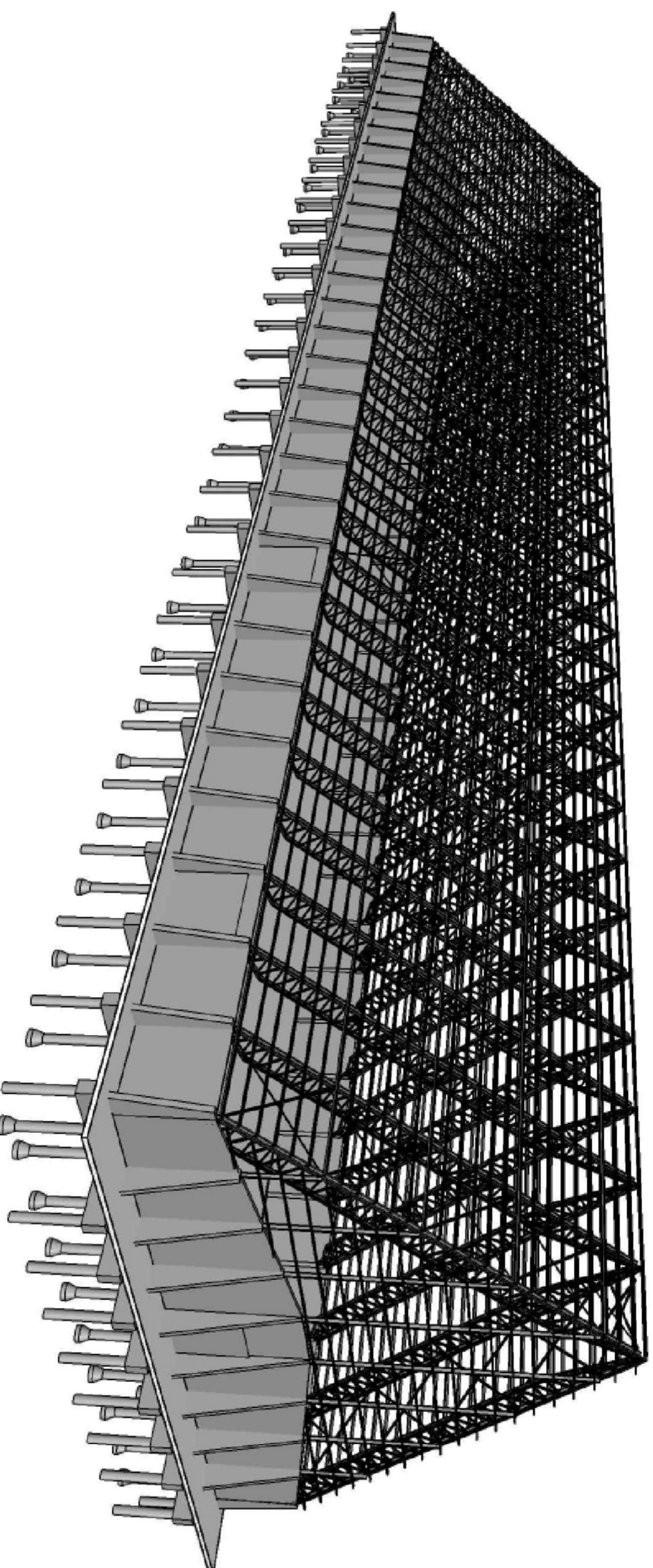
CORTE TRANS. Esc.: 1:100



VISTA FRONTIS 2º Esc.: 1:100

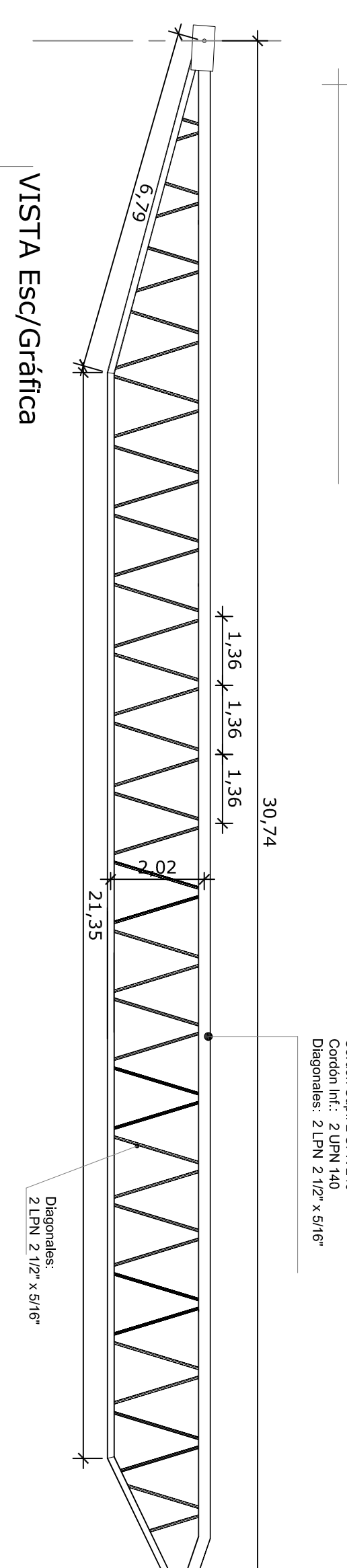


VISTA PILOTES Vdo. Tto.

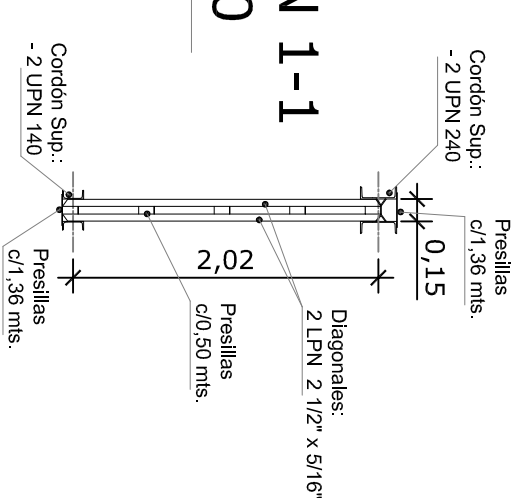


VISTA PILOTES Rosario

DETALLE DE VIGA



SECCIÓN 1-1
Esc: 1:50



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO FINAL
CELDA DE ALMACENAMIENTO DE CEREALES

ALUMNOS: GUILIAUMET, Emiliano, Jorge
PERALTA, Cristian Daniel

PLANO: FRONTIS, DETALLES -
IMÁGENES - CELDA M²

PLANO N°:
04

FECHA:
08/12/2013

ESCALA:
1:200

