



*Universidad Nacional de Rosario
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura
Escuela de Posgrado y Educación Continua
Carrera de especialización en Ingeniería Estructural*

Cohorte 2016

TRABAJO FINAL

Título: “Desarrollo y evaluación de tipologías de Naves Premoldeadas Industrializadas generadas a partir de elementos premoldeados de reducido volumen de hormigón”

Director:

Ing. Sergio Grossman

Alumna:

Ing. Dana Martella

Rosario, 11 de abril de 2023

Ref: *Trabajo final de la estudiante Dana del Valle Martella, de la carrera Especialización en Ingeniería Estructural. Última Versión.*

Estimados,

Tengo el agrado de dirigirme a ustedes a efectos de poner en su conocimiento que el archivo digital enviado por correo electrónico y la versión encuadernada entregada en la oficina de posgrado son la última versión del trabajo final de Dana del Valle Martella de la carrera *“Especialización en Ingeniería Estructural”*, DNI: 31.795.695, cuyo tema es *“Desarrollo y evaluación de tipologías de Naves Premoldeadas Industrializadas generadas a partir de elementos premoldeados de reducido volumen de hormigón”*.

Sin otro particular, me despido atentamente,



Firma Director
Aclaración: Dr. Ing. Sergio Grossman
DNI: 16.787.234



Firma estudiante
Dana del Valle Martella
DNI: 31.795.695

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	6
CAPÍTULO 1:	
DESCRIPCIÓN DE LA TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA – PREFABRICADOS DE HORMIGÓN	9
1.1. Naves Premoldeadas	11
1.1.1- Trabajo de gabinete	12
1.1.2- Tareas previas al montaje de la estructura	12
1.1.3- Producción de la estructura	13
1.1.4- Montaje de la estructura	16
1.1.5- Tareas posteriores al montaje de la estructura	17
CAPÍTULO 2:	
PRESENTACIÓN DE TIPOLOGÍAS DE NAVES PREMOLDEADAS DE REDUCIDO VOLUMEN DE HORMIGÓN	19
2.1- Tipologías en estudio	19
2.2- Elementos premoldeados constituyentes	20
2.3- Naves modulares de estudio	30
2.3.1- Nave modular Tipo 1	30
2.3.2- Nave modular Tipo 2	33
2.3.3- Nave modular Tipo 3	36
CAPÍTULO 3:	
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LAS NAVES EN SU DISPOSICIÓN FINAL	39
3.1- Análisis de Cargas	39
3.1.1- Peso propio	39
3.1.2- Sobrecarga de cubierta	39
3.1.3- Carga de viento	41
3.2- Combinaciones de cargas	48
3.3- Modelado para el cálculo de las estructuras	49
3.3.1- Nave modular Tipo 1	50
3.3.2- Nave modular Tipo 2	58
3.3.3- Nave modular Tipo 3	65
CAPÍTULO 4:	
ELEMENTOS PREMOLDEADOS	72
4.1- CASETONADO LARGO “CL”	73
4.1.1- Generalidades de los moldes	73
4.1.2- Geometría	74
4.1.3- Resumen de cargas y estados de sollicitación	75
4.1.4- Consideraciones estructurales	76
4.1.5- Dimensionamiento	76
4.1.6- Esquema de armaduras	78

4.2- CASETONADO CORTO “CC”	79
4.2.1- Generalidades de los moldes	79
4.2.2- Geometría	79
4.2.3- Resumen de cargas y estados de solicitación	80
4.2.4- Consideraciones estructurales	80
4.2.5- Dimensionamiento	80
4.2.6- Esquema de armaduras	83
4.3- PANEL AUTOPORTANTE “PA”	83
4.3.1- Generalidades de los moldes	83
4.3.2- Geometría	84
4.3.3- Consideraciones estructurales	86
4.3.4- Situaciones de carga - Estados de solicitaciones	86
4.2.5- Dimensionamiento	88
4.2.6- Esquema de armaduras	91
4.4- PANEL DE CERRAMIENTO “PC”	92
4.4.1- Generalidades de los moldes	92
4.4.2- Geometría	92
4.4.3- Consideraciones estructurales	94
4.4.4- Situaciones de carga - Estados de solicitaciones	94
4.4.5- Dimensionamiento	94
4.4.6- Esquema de armaduras.....	96
4.5- VIGAS DE CUBIERTA “V”	96
4.5.1- Generalidades de los moldes	96
4.5.2- Geometría	97
4.5.3- Consideraciones estructurales	99
4.5.4- Solicitaciones	100
4.5.5- Predimensionamiento	101
4.5.6- Esquema de armaduras	104
4.5.7- Verificación de armaduras adoptadas: Estado de servicio – Estado límite último – Flechas – Esfuerzo de corte	104
CAPÍTULO 5:	
FUNDACIONES	117
5.1- Planteo general	118
5.2- Reacciones en servicio para la verificación del suelo en las fundaciones.....	119
5.3- Fundaciones de paneles autoportantes	124
5.4- Fundaciones de paneles de cerramiento	130
CAPÍTULO 6:	
VINCULACIONES ENTRE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA	134
6.1- Vinculación a fundaciones	134
6.2- Vinculación entre paneles de cerramiento y portantes	134

6.3- Vinculación entre paneles de cubierta	135
6.4- Vinculación de casetonados a paneles portantes y vigas	105
6.5- Vinculaciones de paneles de cerramiento a la cubierta	136
6.6- Vinculaciones de paneles portantes y vigas de cubierta	137
CAPÍTULO 7:	
COMPONENTES EXTRAS DEL KIT PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS NAVES	
PREMOLDEADAS	141
7.1- Kit para la ejecución de las fundaciones	141
7.2- Ventanas y puertas	142
7.3- Portones	144
7.4- Tomado de juntas	146
7.5- Impermeabilización de cerramientos	146
7.6- Desagües de cubiertas	147
7.7- Impermeabilización de cubiertas	150
7.8- Pavimentos interiores	151
CAPÍTULO 8:	
RESUMEN DE COMPONENTES DEL SISTEMA – ANÁLISIS ECONÓMICO	154
8.1- Análisis de costos	154
8.1.1- Costos de premoldeado	154
8.1.2- Costos de provisión de armaduras para fundaciones y pavimentos	156
8.1.3- Costos de componentes del kit brindado por externos a la fabrica	157
8.2- Precio de naves modulares	158
CAPÍTULO 9:	
ANÁLISIS DE PROCESOS, STOCK Y PLAN DE NEGOCIOS	160
9.1- Incorporación de los nuevos sistemas a la línea de producción de una fábrica- Diagramas de flujo	160
9.2- Análisis de producción	166
9.3- Análisis de inversión	168
9.4- Análisis de materia prima	170
9.5- Análisis de acopio, stock y despacho de elementos premoldeados	173
9.6- Propuesta comercial	178
9.7-Análisis de amortización	179
CAPÍTULO 10:	
CONCLUSIONES	181
10.1- Conclusiones sobre la posibilidad de incorporación del producto a las líneas de producción de la empresa y al mercado	181
10.2- Conclusiones generales y reflexiones personales del estudio realizado	184
BIBLIOGRAFÍA	186

ANEXOS:

Plano 1 – Replanteo de Naves: Tipologías 1 y 2

Plano 2 – Replanteo de Naves: Tipología 3

Plano 3 – Planos Esquemáticos: Tipología 1

Plano 4 – Planos Esquemáticos: Tipología 2

Plano 5 – Planos Esquemáticos: Tipología 3

Plano 6 – Desagües – Pavimentos – Impermeabilización: Tipología 1

Plano 7 – Desagües – Pavimentos: Tipología 2

Plano 8 – Desagües – Pavimentos: Tipología 3

Plano 9 – Geometría y Esquema de Armaduras: PA

Plano 10 – Geometría y Esquema de Armaduras: PC

Plano 11 – Geometría y Esquema de Armaduras: CL

Plano 12 – Geometría y Esquema de Armaduras: CC

Plano 13 – Geometría y Esquema de Armaduras: VE

Plano 14 – Geometría y Esquema de Armaduras: VI

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo se expondrá el análisis y desarrollo de alternativas de naves premoldeadas compuestas por elementos cuya particularidad sea el bajo volumen de hormigón empleado en su fabricación, permitiendo que los mismos tengan pesos tales que sean trasladados y montados por equipos de pequeño y mediano porte, y que cuenten con facilidades para poder realizar el montaje sin necesidad de contar con mano de obra especializada.

Además de la solución estructural propiamente dicha, el objetivo es obtener un producto que resuelva la mayor cantidad de rubros posibles de la obra, generando un kit de complementos que formen parte de una solución integral.

Cuando se expone esta temática, se enfoca el análisis en el mercado local argentino. Es común encontrar en el mismo alternativas para la construcción de “galpones” a partir de elementos metálicos o de placas constituidas por materiales livianos que resuelven construcciones de pequeño y mediano tamaño de manera rápida y efectiva, sin requerir el uso de maquinarias de gran porte, herramientas específicas y mano de obra altamente calificada.

Cuando hablamos de hormigón, estas soluciones no se encuentran disponibles, exceptuando casos como la construcción de muros premoldeados de calidad media/baja, postes para cercos, o premoldeados menores, que no permiten la construcción de un espacio cerrado integral. Esta propuesta viene a cubrir esa falta, analizando alternativas de naves modulares estándares que, provistas con todos los elementos necesarios, sea una solución que pueda adoptarse sin requerir grandes maquinarias para su colocación ni personal especializado a cargo.

A la hora de construir, muchos potenciales clientes buscan alternativas de hormigón que sean de fácil y rápida ejecución, y que no requieran de grandes prestaciones estructurales, como por ejemplo la posibilidad de colocar puentes grúas o disponibilidad de altura y soporte para entresijos. Estas alternativas al día de hoy, de manera integral, no se encuentran en el mercado local. Los usos típicos que persiguen son depósitos, lugares de estacionamiento de maquinarias, pequeños talleres/industrias, entre otros. Las propuestas que se encuentran disponibles en el mercado, por lo general exceden las dimensiones, prestaciones y, por sobre todo, los costos de las inversiones que estos potenciales clientes persiguen, además de no ajustarse a su necesidad real.

De aquí surge el planteo de estas alternativas y el estudio de los requerimientos para que, suponiendo que el producto sea ofrecido por una fábrica de premoldeados ya establecida y con experiencia comprobada en el mercado, esta nueva línea de fabricación sea incorporada.

Frente al *Objetivo General* de cubrir la faltante expuesta, se persiguen los siguientes *Objetivos Específicos*:

- Desarrollar un conjunto de alternativas de naves premoldeadas para cubrir requerimientos específicos.
- Analizar las estructuras propuestas.

- Analizar los aspectos relacionados a la fabricación y comercialización de las alternativas estructurales propuestas.

A fin de ir cubriendo los Objetivos Específicos planteados se establecen las siguientes *Metodologías* para este desarrollo:

- Estudiar las particularidades de las obras de tipo premoldeadas de hormigón, considerando los aspectos de producción industrializadas y las obras a realizarse de manera previa y posterior in-situ.
- Desarrollar un conjunto de naves modulares que, a partir de un acotado número de productos livianos, permita la ejecución de diferentes estructuras a fin de cubrir variadas necesidades en cuanto a las dimensiones de la construcción.
- Realizar el análisis estructural de las alternativas propuestas, verificando que los elementos componentes y las vinculaciones consideradas cumplan con los requerimientos.
- Estudiar cada elemento estructural componente del sistema, generando planos de fabricación típicos con las especificaciones técnicas geométricas, de los materiales y de armado.
- Proponer la técnica de fabricación y moldes para la ejecución de los elementos propuestos.
- Estudiar la estandarización de los componentes de las fundaciones que reciban las estructuras y cuya determinación no este ligada directamente a las características del suelo.
- Analizar todos los elementos extras que puedan integrar el kit de las naves para dar una alternativa lo más completa posible para la construcción.
- Estudiar el proceso de fabricación de los elementos componentes de las naves. Diagrama de flujo.
- Analizar alternativas para el acopio y gestión del stock de los elementos premoldeados.
- Realizar costeos para la estimación de precios de las alternativas.
- Proponer un modo de comercialización.
- Obtener conclusiones generales y particulares del análisis desarrollado.

Para llevar a cabo el estudio de la propuesta estructural, se hará uso de los Reglamentos CIRSOC vigentes, y si fuera necesario, se consultarán versiones anteriores de los mismos. Vale aclarar que la sigla CIRSOC hace referencia al “Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles”, cuya misión es la investigación, desarrollo,

actualización y difusión de los reglamentos y códigos que regulan la seguridad, durabilidad y calidad de las estructuras y construcciones que se hacen en Argentina.

Los reglamentos CIRSOC con mayor inferencia serán:

- Reglamento CIRSOC 101 y sus Comentarios “Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras” - Edición Julio 2005
- Reglamento CIRSOC 102, Comentarios y Guía de aplicación “Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones” - Edición Julio 2005
- Reglamento CIRSOC 201 y sus Comentarios “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón” - Edición Julio 2005

A fin de contextualizar este desarrollo, el mismo se plantea como una nueva línea de productos premoldeados a evaluar por una empresa dedicada al rubro que cuenta con las instalaciones necesarias para poder llevarlo a cabo.

CAPÍTULO 1:

DESCRIPCIÓN DE LA TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA – PREFABRICADOS DE HORMIGÓN

La prefabricación es un proceso industrializado que consiste en la producción seriada de elementos tipificados, que son transportados a obra para su posterior montaje, ya sea manual o, en la mayoría de los casos, con el auxilio de medios de elevación.

Los elementos premoldeados se fabrican generalmente con hormigones de alta calidad, involucrando, dependiendo del caso, acero de dureza natural ADN, mallas de acero electrosoldadas y armadura de pretensado con cordones de acero y/o trenzas de alambre trefilado de baja relajación.

La utilización de la técnica de la prefabricación con hormigón, trae aparejada las siguientes ventajas:

- Por ser un proceso industrializado, permite un grado creciente de tecnificación, garantizando la calidad y uniformidad de los productos.
- Las condiciones de producción del hormigón, en plantas hormigoneras especiales, con materiales de controlada granulometría y humedad, el adecuado uso de aditivos, las técnicas de vibrado y curado, los controles de calidad realizados de manera sistematizada, garantizan la aptitud del producto.
- La fabricación de los elementos en forma repetitiva permite la especialización de la mano de obra y la reducción de los tiempos ejecución de las distintas tareas.
- La producción en planta no está sujeta a las inclemencias climáticas por realizarse en gran parte en edificios cubiertos.
- Se obtiene resistencia del hormigón en menor tiempo. El tiempo de endurecimiento del hormigón, que en la construcción tradicional demanda semanas, puede reducirse mediante el curado a vapor.
- Los trabajos en obra (movimiento de suelos y fundaciones) se hacen en forma simultánea a la prefabricación.
- El montaje demanda cortos plazos de obra.
- Las estructuras resultan sumamente resistentes a la intemperie, son ignífugas y, debido a la calidad de su terminación, requieren mantenimiento mínimo.

Existen básicamente dos métodos de prefabricación. Uno de ellos es la fabricación con moldes, donde el vertido del hormigón se hace en el interior de encofrados que les dan la forma definitiva a las piezas. Estos son metálicos por lo general, y el desmolde puede hacerse por desplazamiento o por abatimiento de parte o totalidad de ellos (Figura 1).



Figura 1: Moldes Metálicos

Izquierda 1a: Molde rebatible - Fuente: <https://www.tecnogerma.es>

Derecha 1b: Molde desacoplable – Fuente: <https://www.tecnocom.com>

El otro método de prefabricación es con máquinas deslizantes, llamadas moldeadoras extrusoras. Se realiza sobre pistas o bancos de hormigonado planos o con la forma inferior de las piezas a fabricar, siendo la superficie expuesta conformada por una máquina deslizante que, en su marcha, da forma a la pieza de hormigón. Los prefabricados con este sistema tienen una sección constante en toda su longitud, y luego se fraccionan según la necesidad del elemento a fabricar (Figura 2).



Figura 2: Moldeadoras

Izquierda 2a: Hormigonado con carro – Derecha 2b: Máquina de corte con carro

Fuente: <https://www.tecnogerma.es>

Complementa la forma de fabricación, la utilización de armaduras “pre-armadas”, las cuales, por lo general, se realizan en plantas especiales de cortado y doblado de hierros. Con las armaduras así procesadas es armado el “esqueleto” que se rigidiza aplicando soldadura entre las barras, confiriéndole la forma definitiva al armazón de una manera controlada. Estos son luego posicionados en los moldes para el posterior hormigonado (Figura 3).



Figura 3: Armaduras Prearmadas

Fuente: Izquierda <https://www.tecnogerma.es>

Fuente: Derecha <https://www.moldtechsl.es>

1.1- NAVES PREMOLDEADAS

Cuando hablamos de estructuras premoldeadas nos referimos a un conjunto de elementos ensamblados de manera tal que resulten estables estructuralmente y generen un espacio funcional a los fines que persigue la construcción.

De manera general, pueden distinguirse los siguientes apartados para llevar a cabo estas obras:

- *Trabajo de gabinete*, entendiéndolo como los desarrollos de ingeniería generales para estas construcciones y particulares para cada obra a llevar a cabo. Es donde se realizan los trabajos de diseño y planificación.
- *Tareas previas al montaje* de la estructura premoldeada, considerándose todos los rubros a desarrollar in-situ para poder recibir la estructura, las adecuaciones del terreno para la construcción y las instalaciones previas necesarias.
- *Producción de la estructura*, siendo el conjunto de actividades a realizar en la planta de premoldeo desde que se recibe la orden de fabricación de cada pieza y hasta que estas son trasladadas a la obra para el montaje.
- *Montaje*, etapa en la que los elementos prefabricados son posicionados en un orden determinado y ensamblados/vinculados de modo tal que el conjunto resulte una estructura estable con las características proyectadas.
- *Tareas posteriores al montaje* de la estructura, con las cuales se concluye la misma, se distribuyen las instalaciones de servicios, se da cerramiento a la nave y se desarrolla la arquitectura específica.

1.1.1- TRABAJO DE GABINETE

Para poder lograr este tipo de productos, los análisis previos, como el que se expone en este trabajo, resultan fundamentales, ya que la inversión inicial para una línea de fabricación es elevada, principalmente por la adquisición de los moldes y moldeadoras donde se ejecutará cada premoldeado, el acondicionamiento del espacio donde se instalarán estos moldes y los sectores dedicados al acopio de los elementos componentes previo al traslado a la obra.

Es entonces este el primer desafío de ingeniería para llegar al producto, donde de manera general se diseña y calcula la estructura global. Luego se realiza el despiece del proyecto apartando cada elemento, los cuales, exceptuando detalles, siempre tienen la misma geometría general y se ejecutan de una manera determinada con hormigones y armaduras predefinidas que se repetirán cada vez que este se fabrica. De aquí se obtiene la ingeniería para los moldes, los planos de geometría de cada elemento, los detalles de las armaduras a colocar, las vinculaciones necesarias y los planos ejecutivos de la estructura.

Una vez que el conjunto de piezas ya está totalmente definido, para cada obra se analiza en particular que las cargas consideradas en el diseño sean acordes o bien deba realizarse algún ajuste, y las particularidades del suelo donde se fundará. Se debe tener en cuenta que los análisis globales parten de suposiciones fundamentalmente de la zona de distribución del producto.

1.1.2 - TAREAS PREVIAS AL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

Previo al montaje de las naves, es necesario realizar una serie de tareas para acondicionar el terreno y prepararlo para recibir la estructura premoldeada.

Lo primero a realizar es el llamado "*Movimiento de suelos*", ya que por lo general las naves se construyen en terrenos que no han tenido previas intervenciones. De no ser así, podría obviarse parte de esta etapa. Las tareas a realizar pueden reducirse a:

- Desmonte del suelo vegetal y árboles si hubiese en los sectores a construir.
- Relleno y compactación con suelo seleccionado.
- Nivelación del terreno, previendo el correcto desagüe del agua pluvial de la superficie.

Luego se procede a la ejecución de las "*Fundaciones*" donde se empotrarán y/o apoyarán los elementos estructurales. Cuando se trata de premoldeados, las precisiones requeridas son bastante exigentes, ya que la estructura está compuesta por elementos que se van apoyando y sujetando unos a los otros de manera de obtener un conjunto estructuralmente estable, pero con reducidas tolerancias. Por este motivo, las tareas de replanteo son de fundamental importancia.

Una vez replanteado el sitio de cada fundación se procede a la ejecución de las mismas. Por lo general, para estructuras premoldeadas se presentan dos tipologías básicas: Fundaciones de apoyo – Fundaciones de empotramiento.

Las primeras por lo general se resuelven sobre vigas continuas apoyadas en macizos de fundación o pilotines. Sirve para el apoyo de cerramientos.

Las fundaciones de empotramiento por lo general reciben la estructura portante de las naves, y es típico ejecutarlas con bases directas, monopilotes o cabezales con pilotes, pero en todos los casos con la parte superior requiere un tintero, donde los elementos como columnas o “patas” de paneles portantes se posicionan y luego se rellenan para materializar el empotramiento de los premoldeados.

En la solución que se presenta en este caso, gran parte de las fundaciones se proponen resueltas dentro del Kit de la nave.

1.1.3- PRODUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La producción de los elementos componentes de naves premoldeadas, más allá del que se esté realizando y de la manera en que se ejecute, requiere de una forma de proceder estandarizada y estudiada para optimizar los procesos, así como también un plan de mantenimiento sobre las máquinas y herramientas a emplear, puentes grúa, volquetas, camiones y demás elementos que formen parte del proceso productivo para garantizar la continuidad del mismo.

Es también de vital importancia la aplicación de ingeniería en higiene y seguridad para que las instalaciones dispuestas en el establecimiento estén en óptimas condiciones.

Se debe tener en cuenta que en una planta de producción de premoldeado tienen lugar:

- Sectores de acopio de materia prima: Dependiendo de su naturaleza, la materia prima puede almacenarse a granel en espacios abiertos, como es el caso de la piedra y la arena; en espacios cerrados con formas particulares, como es el caso del cemento, que por lo general se acopia en silos destinados a tal fin; o en espacios semiabiertos (por lo general cubiertos), como es el caso de las armaduras (ya sean barras o armaduras cortadas, dobladas y/o prearmadas, mallas electrosoldadas y armaduras en rollos de pretensado), las cuales son resguardadas de la intemperie para evitar su deterioro por oxidación y depósito de suciedad sobre la superficie.

También se dan acopios menos volumétricos, como son el caso tambores de contención de aditivos, y piezas de pequeño tamaño como son los separadores para moldes. Por último, es muy común el uso de poliestireno expandido (en adelante EPS) para generar “vacíos” o formas particulares en las piezas premoldeadas. Este último requiere por lo general de espacios grandes

techados para el almacenamiento y en muchas plantas, al no contar con este sector, es adquirido según la producción, teniendo stock reducido.

- Sectores de trabajo sobre armaduras: Hoy es común que en la generación de premoldeados se empleen “esqueletos” prearmados, dejando el trabajo de cortado, doblado y prearmado a productores externos a la propia planta que entregan las armaduras listas para ser colocadas en los moldes. De todas formas, cerca de los moldes es preciso disponer de estas zonas de ajustes.
- Plantas hormigoneras: Donde se produce y a partir de donde se distribuye el hormigón elaborado para la producción.
- Moldes o pistas de moldeado: Los moldes hacen a la gran diferencia entre el premoldeado y la construcción tradicional, si se piensa en la calidad del producto de hormigón, las formas particulares, la optimización de materiales y la estandarización de las piezas. Por lo general se trata de moldes metálicos o, en algunos casos, moldes especiales de EPS, madera, plásticos, goma, entre otros. En el mejor de los casos, se disponen en espacios cubiertos, permitiendo que la ejecución de las piezas no esté afectada por cuestiones climáticas y se optimice el trabajo de los operarios. Pueden darse casos en que esto no ocurra y deban tomarse recaudos en sectores abiertos. Lo más común es encontrar estos moldes de manera horizontal, sean o no elevados respecto del nivel de piso. Es por ello que debe disponerse de superficies importantes para su establecimiento. También deben estar planificados los espacios de alrededor para el trabajo de los operarios y la llegada de los materiales al molde.

Por otra parte, se realizan prefabricados a partir de moldeadoras. A diferencia de los moldes, las piezas obtenidas de moldeadoras son elementos lineales, hormigonados en pistas de longitudes considerables, sobre las que una máquina móvil (moldeadora) corre sobre rieles laterales, colando hormigón y conformando a su paso una “pista” con una forma particular. En estas, es habitual el uso de aceros de pretensado, tesados en cabezales extremos. Luego, máquinas cortadoras realizarán la adecuación de las longitudes requeridas de los elementos, y máquinas levantadoras de pistas desmoldarán los mismos.

- Sistemas de transporte-corredores: Por el peso y volumen de todo lo que se mueve dentro de una planta de prefabricación, es imposible pensar en estas sin un sistema integrado de transporte. Desde palas mecánicas, volquetas, camiones, puentes grúa, pórticos/semipórticos grúa, grúas propiamente dichas, entre otros, hasta autoelevadores, carretillas y transporte de menor envergadura, son precisos para que pueda llevarse a cabo el proceso y la obtención del producto terminado.
- Instalaciones de curado: La instalación de sistemas de curado de hormigón es una de las grandes ventajas del premoldeado y una necesidad básica para la

optimización del uso de moldes. Por lo general se trata de salas de máquinas donde se dispone de calderas y todas las instalaciones necesarias para la generación y distribución de vapor de agua hacia los moldes/pistas de moldeado, los cuales son cubiertos por lo general con nylon adecuado, generando las condiciones necesarias para que el hormigón depositado fragüe y tome resistencia en un corto tiempo y pueda desmoldarse y trasladarse para renovar la producción.

- Sectores de acopio de elementos terminados: Se requieren de áreas adecuadas para el depósito de los elementos ya terminados, donde se garantice que se conservará la calidad del producto en todos sus aspectos. Dependiendo de los elementos se acopiarán apilados, en cuñas o de manera individual, por lo general en sectores con cobertura de transporte superior, a partir de la cual se deposita y luego se extrae para su posterior traslado a su disposición final.
- Sectores de despacho: Son espacios donde se estacionarán los camiones que retiran los premoldeados y hasta donde deben llegar los mismo por medio del sistema de transporte interno de la fábrica.
- Paños: Lugares de guardado de herramientas, moldes que no se están aplicando, elementos de seguridad, entre otros, necesarios para la producción y demás tareas de montaje de las estructuras.
- Instalaciones para el personal: Oficinas, vestuarios, sanitarios, comedores, lockers, etc.
- Garitas de seguridad y control.

Los pasos básicos para la producción de los elementos premoldeados (sin tener en cuenta todo el trabajo administrativo y de gestión de ventas de los mismos, que requiere de un análisis específico en el área), integrando todas las zonas mencionadas son:

- Interpretación de la ingeniería desarrollada en gabinete e indicación de los pasos a seguir para su producción, organización de la producción – Ingeniería de Planta y Capataces.
- Adecuación de moldes: Limpieza y colocación de desencofrantes – Operarios de planta supervisados.
- Preparación y colocación de armaduras (prearmados, mallas y pretensado de armaduras), elementos de desmolde e izajes, insertos requeridos, aberturas, etc.– Operarios de planta supervisados.
- Elaboración del hormigón – Operario de planta hormigonera, transportistas de materias primas y hormigón elaborado.

- Hormigonado de las piezas: Colado en moldes/moldeadoras – Vibrado del hormigón – Operarios de planta supervisados.
- Curado – Operario de calderas y ayudantes de planta.
- Desmolde – Operarios de planta supervisados.
- Traslado de piezas al sector de acopio – Operarios de transportes internos de la planta.
- Despacho – Responsables de expedición y transportistas del sector.

Cada una de las tareas requerirán de personal encargado de controles parciales que garanticen que la producción se esté llevando a cabo según lo previsto y que lo producido sea acorde a la calidad pretendida.

En todo el proceso, los supervisores de higiene y seguridad deberán estar atentos en que las tareas se lleven a cabo de acuerdo a prácticas seguras y con los elementos de seguridad personal adecuados, constatando que las instalaciones funcionen correctamente para evitar accidentes laborales.

Por último, sectores de mantenimiento permanente deben prestar la atención necesaria a máquinas y equipos para su óptimo funcionamiento y rendimiento.

1.1.4- MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

Los elementos premoldeados son despachados de la planta de producción, por lo general, en camiones de tipo semirremolque, extensible y/o bogíes, con destino a la obra donde se establecerá la estructura. Se requiere de una ingeniería específica para el ordenamiento de los elementos dentro de los transportes, ya que es común que no puedan colocarse piezas diferentes en el mismo transporte por cuestiones de apilado o cunas que se requieran, y deben controlarse los volúmenes, alturas y pesos para la optimización de los viajes. Además, se debe seguir una secuencia lógica de envío, ya que lo más óptimo es descargar los elementos directamente de los camiones y colocarlos en su posición definitiva, para evitar dobles movimientos y acopios en las obras donde quizás el terreno no esté preparado. Por último, los elementos de izaje deben estar accesibles para lograr este objetivo. Esto hace que el plan de carga sea determinante para la optimización de la obra.

En las obras, debe ya estar posicionada la grúa acorde al plan de montaje para iniciar las tareas, donde previamente se han controlado que las fundaciones, instalaciones, accesos, etc., están en condiciones para proceder al armado de la estructura.

Para ejemplificar casos típicos, podemos pensar en el montaje de naves industriales de pequeña y mediana envergadura (hasta aprox. 10.000m²) construida con elementos estándar y alturas que no superan los 15m. Por lo general se dispone de un “Grupo especializado de montaje”, aunque si los tiempos deben reducirse se podría sumar algún Grupo de montaje extra parcial o total en la obra. Cada grupo de montaje por lo general se compone de un

ingeniero director o capataz especializado, 4 operarios especializados (puede ser que este número varíe, pero no sustancialmente) y 1 soldador (si es preciso). El grupo cuenta con una grúa con su correspondiente gruero, que para obras como las que se menciona en el ejemplo, no se superan las 90Tn de capacidad pensando en espacios abiertos libres. Pueden darse casos particulares de análisis individual. También cuentan con elevadores de personas y algún camión de soporte con guindola. Cada grupo cuenta con las herramientas menores necesarias y elementos de seguridad adecuados, especialmente para trabajos en altura además de los EPP básicos.

En el caso que se presenta en este trabajo, estos recursos serán de menor porte, pensándose en equipos de menor especialización, sin necesidad de un ingeniero permanente en obra, aunque sí un capataz con capacidad para la interpretación de planos específicos, y un grupo de operarios capaces de seguir órdenes específicas y con los elementos de seguridad acordes a la tarea. También se prescindiría de grúas de gran porte, pensándose en la posibilidad de camiones con hidro grúa para el posicionamiento de elementos de menos de 1,5Tn.

Los elementos se extraen del camión y se posicionan según indicaciones específicas, teniendo en cuenta las tolerancias consideradas, y se vinculan entre sí, ya sea con empotramientos primero acañados, luego hormigonados, o con elementos externos por lo general metálicos del tipo varillas roscadas, brocas, tornillos o suplementos para soldaduras. En algunos casos puede ser necesario el apuntalamiento provisorio de algunos elementos hasta completarse ciertas partes que lo estabilicen.

Serán precisos ganchos, lingas, candados, entre otros elementos para el movimiento y posicionamiento de las piezas, así como hormigón para el relleno de las fundaciones empotradas.

Los trabajos de montaje son por lo general de corta duración respecto al producto que se obtiene, y el producto terminado consiste por lo general en una estructura completa estable preparada para la realización de las terminaciones necesarias.

1.1.5- TAREAS POSTERIORES AL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

Una vez montada la estructura, se procede a realizar la parte de la obra que dará funcionalidad a la misma y terminaciones.

Entre ellas se encuentra la realización de los desagües. Por lo general, las estructuras premoldeadas cuentan con pendientes y algunas cañerías o espacios previstos para la colocación de dichas cañerías, que posibilitan el desagüe de las cubiertas. En la parte inferior de las naves se deberán realizar las cámaras y canalizaciones para el transporte del agua de lluvia a su disposición final.

Luego será precisa la impermeabilización de la cubierta, por lo general aplicando emulsiones asfálticas, luego membranas asfálticas o geotextiles y en el mejor de los casos, como terminación una pintura poliuretánica impermeabilizante para lograr los mejores resultados.

En cuanto a los paneles de cierre, es necesario el tomado de juntas a partir de selladores, recomendándose productos poliuretánicos e interponiendo puentes de adherencia (recomendado pintura epoxi), a los fines de aislar del exterior los sectores internos de la nave. Por lo general, la impermeabilización de los cerramientos se completa con la aplicación de pinturas, siendo común los látex exteriores. Siempre es recomendable aplicar fijadores previamente. Para mejorar la performance, sobre pinturas ya aplicadas o sobre el hormigón si se deseara dejar visto o con pinturas incoloras, la aplicación de hidrorepelentes es una solución muy valorable.

En los vanos que se hayan dejado para aberturas, en el mejor de los casos con premarcos ya dispuestos en el hormigón, deben colocarse los vidrios, ventanas y puertas proyectadas. También puede dejarse previstas salidas para otros conductos, como ser extractores u otra particularidad, los cuales deberán colocarse y sellarse adecuadamente.

Por lo general, las naves premoldeadas tienen ingresos de tipo portón, así que será necesario contar con el mismo y colocarlo sobre las guías según proyecto. Es habitual dejar sobre los vanos de portón, vigas de portón que cuentan con insertos para la soldadura de guías de portón, teniendo ya consideradas esas cargas.

En los interiores de las estructuras debe realizarse el pavimento acorde al uso que quiera darse a ese espacio. Es común la realización de pavimentos interiores, cuyo espesor tiene que ver con las cargas a las que estará expuesto y es propio de cada proyecto en particular. Previo al hormigonando se debe interponer nylon, recomendado de 200 micrones, sobre los que se posicionan las mallas de armadura con sus posicionadores de separación para dar los recubrimientos necesarios, y luego se hormigona el pavimento. En muchos casos ese hormigón se llanea para dar terminación definitiva. En otros casos la terminación es regleada, barrida, con alguna otra particularidad. En pavimentos de hormigón es preciso tener en cuenta el aserrado de juntas según paños para la conducción de fisuras, de acuerdo al proyecto de pavimento. Puede haber sectores en los que se realicen contrapisos comunes y se coloquen pisos cerámicos, porcelanatos u otra solución típica de la construcción tradicional.

CAPÍTULO 2:

PRESENTACIÓN DE TIPOLOGÍAS DE NAVES PREMOLDEADAS DE REDUCIDO VOLUMEN DE HORMIGÓN

En lo que sigue se especificarán las características generales de las estructuras que se dispone a estudiar, tratándose de naves que, generadas con un acotado número de elementos de volumen de hormigón reducido, lo que implica un peso total bajo comparado con otras soluciones premoldeadas de hormigón, den respuesta a ciertas necesidades constructivas que ya se anticiparon en lo que introduce a este trabajo.

Para ello se opta por un sistema constructivo de tipo “Autoportante”, en el que se aúnan los cerramientos con los elementos verticales estructurales y parte de los horizontales de soporte de cubiertas, empleándose piezas estándar para conformar diferentes tipologías de naves con características espaciales particulares en cada caso.

2.1- TIPOLOGÍAS EN ESTUDIO

Las tipologías de estudio serán:

- **NAVE MODULAR TIPO 1:**
 - Ancho libre: 4,80m
 - Altura libre bajo cubierta: 4,50m
 - Altura total: 5,00m
 - Módulo longitudinal: 1,25m
 - La longitud de la nave debe ser múltiplo de 1,25m
 - Abertura estándar: Portón frontal 2,50m x 4,00m

- **NAVE MODULAR TIPO 2:**
 - Ancho libre: 7,20m
 - Altura libre bajo cubierta: 4,50m
 - Altura total: 5,00m
 - Módulo longitudinal: 5,00m
 - La longitud de la nave debe ser múltiplo de 5,00m
 - Abertura estándar: Portón frontal 3,75m x 3,80m

- **NAVE MODULAR TIPO 3:**
 - Ancho libre: 9,70m
 - Altura libre bajo cubierta: 4,50m
 - Altura total: 5,00m
 - Módulo longitudinal: 2,50m
 - La longitud de la nave debe ser múltiplo de 2,50m
 - Abertura estándar: Portón frontal 5,00m x 3,70m

2.2- ELEMENTOS PREMOLDEADOS CONSTITUYENTES

Las Naves mencionadas se podrán ejecutar a partir de los siguientes elementos premoldeados básicos:

- Panel de cubierta - CASETONADO LARGO “CL”:

Es el panel que servirá de cubierta a las Tipologías 1 y 2 de las naves modulares. Se fabrica en moldes metálicos.

Se trata de un panel nervurado que permite cubrir una superficie de $6,25\text{m}^2$, y cuyas dimensiones son $4,94\text{m} \times 1,25\text{m}$. Cuenta con dos nervios longitudinales de 15cm y dos extremos de 5cm de altura. Transversalmente se ubican nervios transversales que dividen al panel en sus cuartos sectores, siendo estos de 5cm de altura. El panel lo completa una placa de 2cm de espesor.

El casetonado tiene perfil “contraflechado” longitudinalmente, que permite el escurrimiento del agua hacia los extremos en donde cuenta con pantallas que sirven de cierre para ejecutar las canaletas de desagüe.

Se muestran a continuación esquemas básicos de este panel (Figuras 4-5):

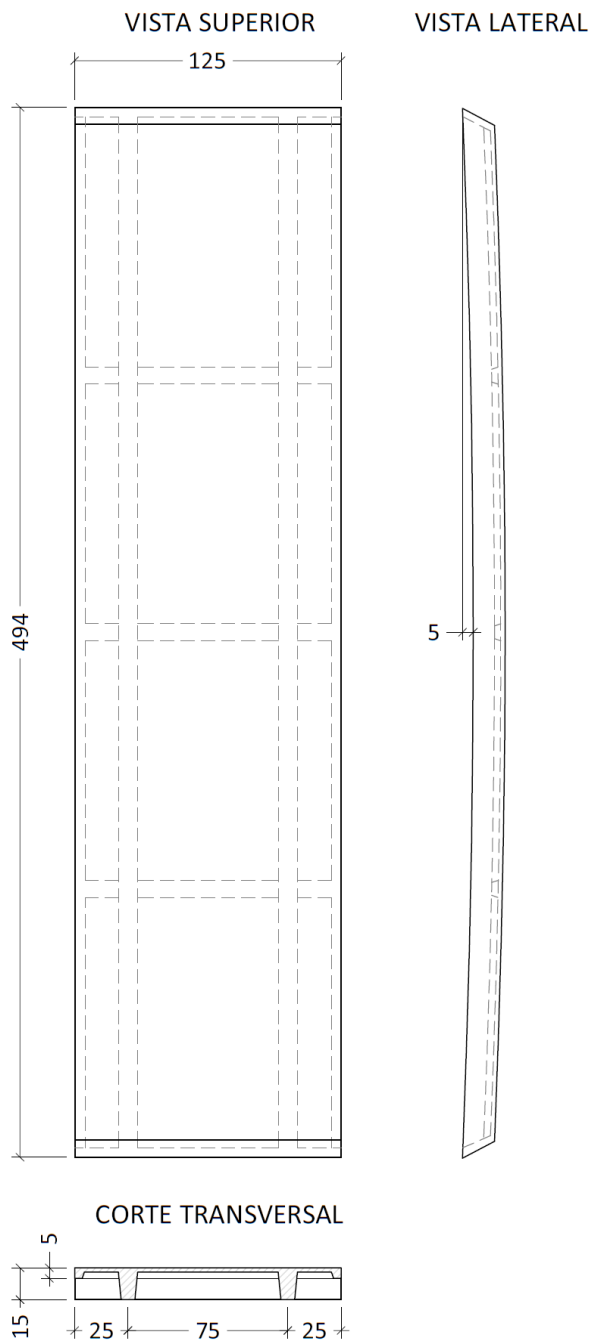


Figura 4: Vistas esquemáticas casetonado "CL"

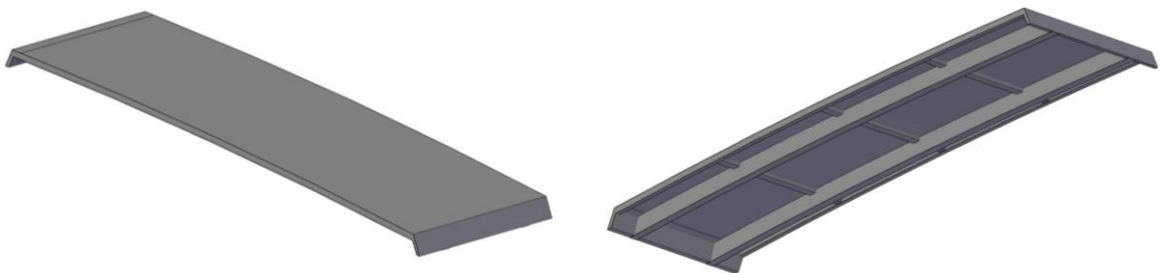


Figura 5: Vistas isométricas esquemáticas casetonado "CL"

El elemento se plantea ejecutado como Hormigón calidad H-30, siendo su volumen teórico igual a $0,26\text{m}^3$.

- Panel de cubierta – CASETONADO CORTO “CC”:

Es el panel que servirá de cubierta a la Tipología 3 de las naves modulares. Se fabrica en moldes metálicos.

Se trata de un panel nervurado que permite cubrir una superficie de $6,25\text{m}^2$, y cuyas dimensiones son $2,38\text{m} \times 2,50\text{m}$. Cuenta con dos nervios longitudinales de 15cm y dos extremos y uno central de 5cm de altura, así como un nervio transversal que divide al panel a la mitad, de 5cm de altura. El panel lo completa una placa de 2cm de espesor.

El casetonado tiene perfil “contraflechado” longitudinalmente, que permite el escurrimiento del agua hacia los extremos longitudinales, donde una pantalla de cierre sirve también de borde para ejecutar las canaletas de desagüe.

Se muestran a continuación esquemas básicos de este panel (Figuras 6-7):

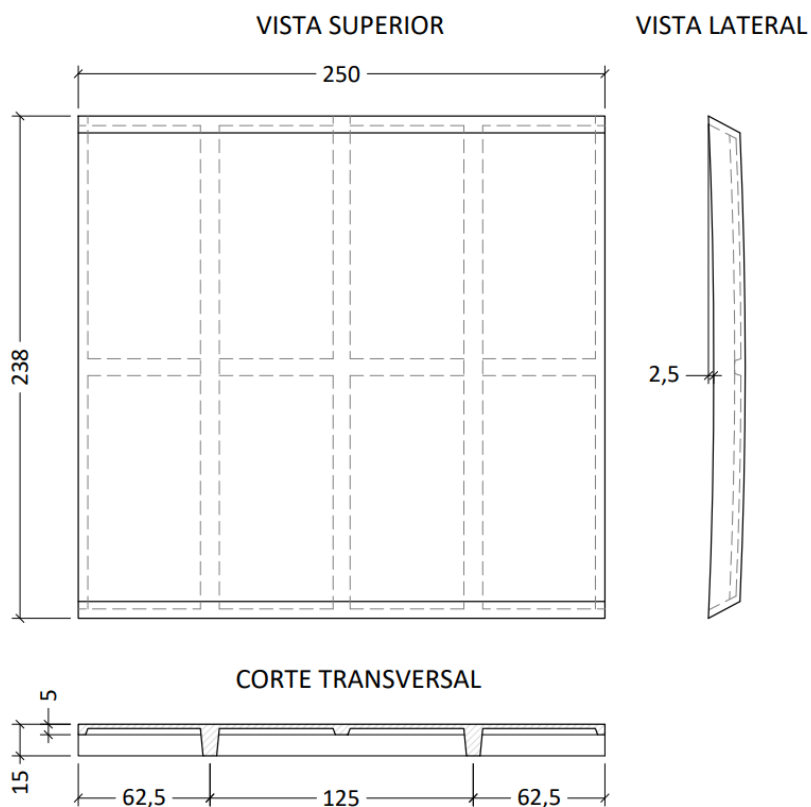


Figura 6: Vistas esquemáticas casetonado “CC”

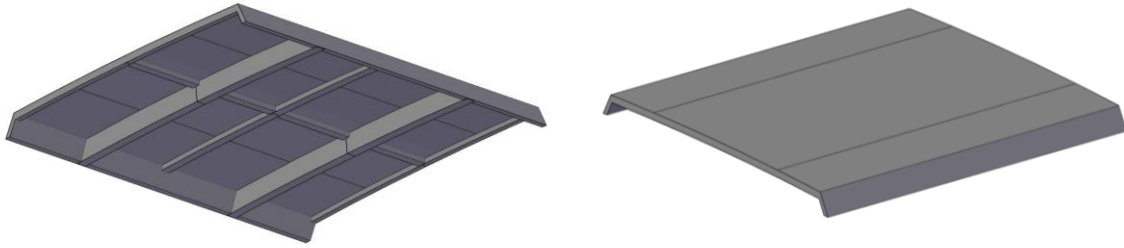


Figura 7: Vistas isométricas esquemáticas casetonado "CC"

El elemento se plantea ejecutado como Hormigón calidad H-30, siendo su volumen teórico igual a $0,20\text{m}^3$.

- Panel estructural y de cerramiento- PANEL AUTOPORTANTE "PA"

Estos paneles constituyen el cierre y estructura portante de todas las tipologías enunciadas. Se fabrica en moldes metálicos.

Los paneles autoportantes sirven a la estructura como cerramiento de las paredes laterales y como estructura portante que permite el traslado de las cargas de cubierta a las fundaciones. Además, es el receptor de las cargas de viento y traslado de las mismas a las bases.

Se trata de un panel de 1,25m de ancho y una longitud total de 5,55m. Cuenta con dos nervios extremos de 20cm de largo, un ancho promedio 9cm y una placa de 3,5cm de espesor entre ambos nervios del panel.

Incluido en la altura del panel se prolongan los nervios 50cm de longitud que los cuales se empotran en los tinteros. Por encima se anexa la placa que une ambos nervios y continúa hasta el nivel de apoyo de la estructura de cubierta, contando en ese sector con una placa de apoyo para esos elementos. El panel remata con una pantalla de 50cm de altura que sirve para cubrir la estructura del techo y dar un cierre a ese lateral de la nave.

Se muestran a continuación esquemas básicos de este panel (Figuras 8-9):



Figura 8: Vistas esquemáticas panel autoportante "PA"

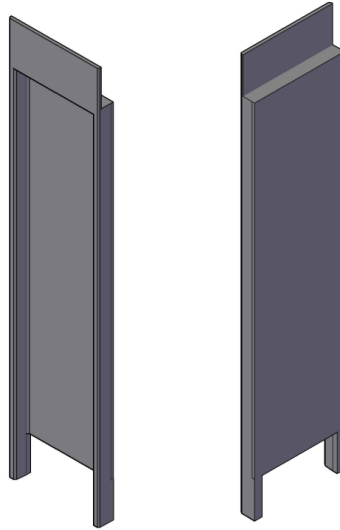


Figura 9: Vistas isométricas esquemáticas panel "PA"

El elemento se plantea ejecutado como Hormigón calidad H-30, siendo su volumen teórico igual a $0,39\text{m}^3$.

Se deja sin estudio para este análisis los paneles autoportantes sobre portón, lo cual, en caso de desarrollarse la alternativa, deberán abordarse.

Estos paneles permiten aberturas de ancho máximo 90cm para la ubicación de ventanas y puertas.

- Panel de cerramiento- PANEL DE CIERRE "**PC**"

Estos paneles constituyen el cerramiento de dos de los laterales de todas las tipologías enunciadas. Se fabrica en moldes metálicos.

Se trata de paneles de 1,25m de ancho y una longitud total de 5,05m. Cuenta con dos nervios extremos de 20cm de largo, ancho promedio 9cm y una placa de 3,5cm de espesor que une ambos nervios del panel. Apoyan directamente sobre las vigas de fundación de manera continua.

Tanto los nervios como la placa se encuentran en toda la altura del panel y se remata la parte superior del mismo con una pantalla del mismo largo de los nervios. Los nervios y la pantalla componen un marco de tres lados para la placa de cerramiento.

Como caso particular para las naves de tipología 1 se plantean cerramientos con extremos de borde curvo que sirven para completar las esquinas de las naves, se llamará "**PCI**" si el borde curvo está a la izquierda y "**PCD**" si se encuentra a la derecha visto desde el exterior de la nave. En este caso los paneles tienen un ancho total 1,35cm, y serán considerados como un cerramiento PC más, ya que se plantea su fabricación especial con el cambio de uno de los laterales de los moldes. Es por eso que no se considera pormenorizado en los análisis a partir de ahora.

Se muestran a continuación esquemas básicos de este panel (Figuras 10-11):

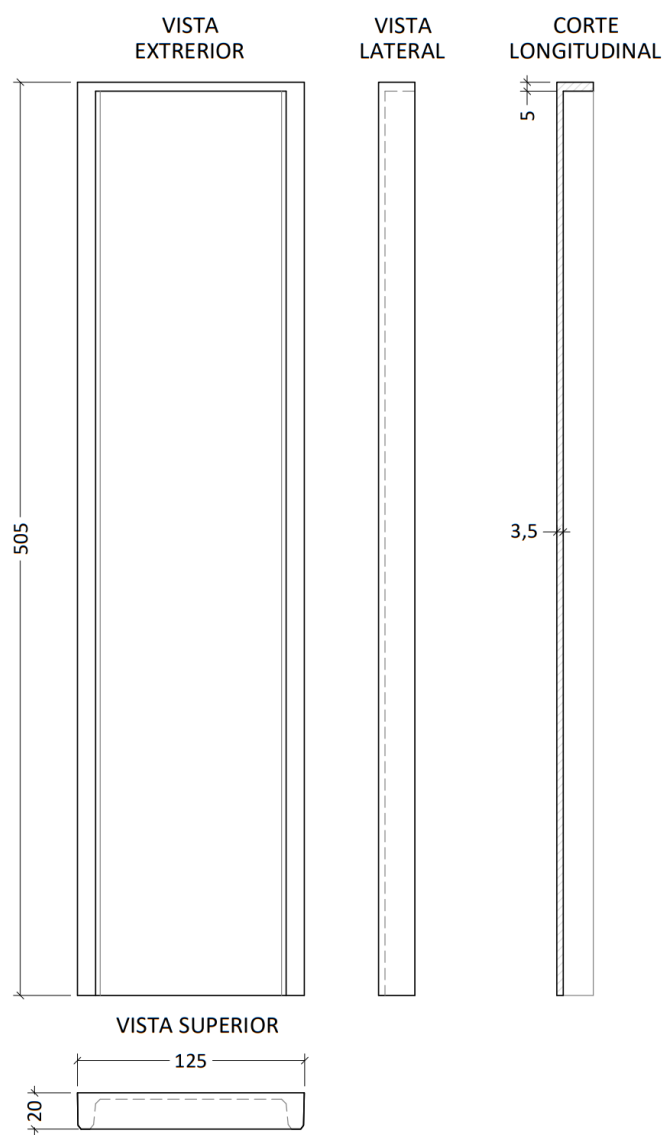


Figura 10: Vistas esquemáticas panel de cierre "PC"

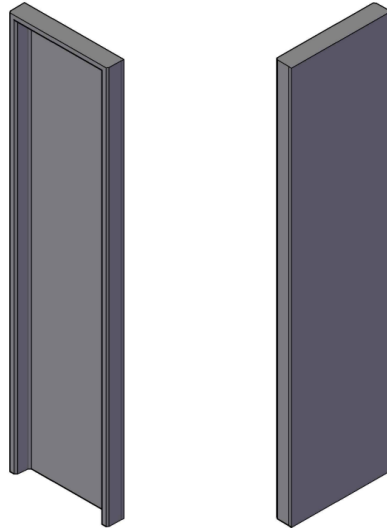


Figura 11: Vistas isométricas esquemáticas panel "PCI"

El esquema siguiente muestra la sección transversal de los mencionados paneles intervinientes en las esquinas de la tipología 1 (Figura 12) y una vista axonométrica de los paneles con esa particularidad (Figura 13):

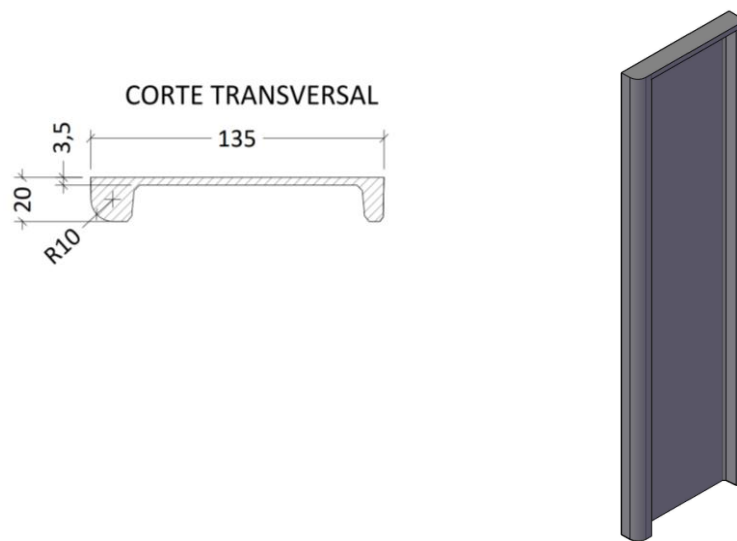


Figura 12: Corte transversal panel de cierre "PCI"

Figura 13: Vista isométrica panel de cierre "PCI"

El elemento se plantea ejecutado como Hormigón calidad H-30, siendo su volumen teórico, en el caso de los paneles típicos igual a $0,38\text{m}^3$.

Por la necesidad de generar aberturas de tipo portón, estos elementos tienen una versión "PCP", contando con dos ménsulas interiores coincidentes con los nervios, desde las que se apoyará el panel sobre las vigas de portón. Esta última requerirá apoyarse en paneles con ménsulas para poder llevar la carga a las fundaciones, es por ello que se requerirán también paneles "PCV", provistos con ménsulas para el apoyo de las vigas de portón

Se muestran a continuación esquemas básicos de estos paneles (Figura 14):

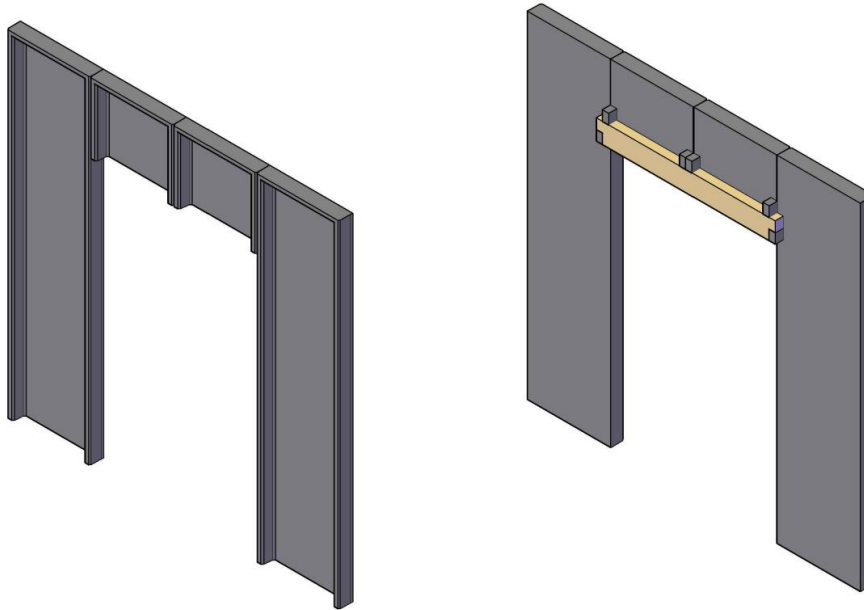


Figura 14: Vistas isométricas sectores de portones Izquierda 14a: Vista Exterior – Derecha 14b: Vista Interior

Se aclara que, para los análisis de procesos y stocks, estos premoldeados particulares para portones no serán tenidos en cuenta como diferentes a los estándares, a los fines de no complejizar el análisis y porque no requieren moldes especiales, sino que se adaptan los ya comentados. Se deja indicado que en el caso de avanzarse con proyectos de estas características estas particularidades deben ser tenidas en cuenta.

Estos paneles permiten aberturas de ancho máximo 90cm para la ubicación de ventanas y puertas.

- VIGAS DE CUBIERTA “V”

Para las cubiertas en las tipologías de naves 2 y 3 es precisa la colocación de vigas que sean soporte para los paneles casetonados de cubierta, y puedan trasladar las cargas a los extremos, donde apoyan sobre los paneles autoportantes, coincidiendo este apoyo con los nervios de los mismos.

Las vigas se materializan a partir de elementos lineales ahuecados, ejecutados en pistas a partir de moldeadoras del tipo losa alveolar. La altura de estas vigas es de 30cm. La calidad del hormigón empleado es H-45.

Para resolver las naves se tienen:

- Vigas Cortas “VC”: Aplicadas a naves de Tipo 2. Tienen una longitud total de 7,45m. Es preciso colocarlas cada 5m. Se distinguen:

- VIGAS CORTAS EXTREMAS “VCE”: Cuentan con dos nervios verticales y un único alveolo. Reciben lateralmente una línea de paneles casetonados. Se colocan en los extremos de las naves, paralelos a la línea de “PC”. Volumen teórico igual a $0,24\text{m}^3$.

Se muestra a continuación la sección transversal típica de esta viga (Figura 15):

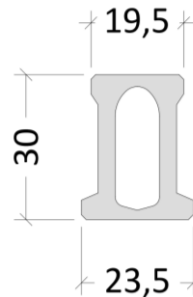


Figura 15: Sección transversal viga “VCE”

- VIGAS CORTAS INTERMEDIAS “VCI”: Cuentan con tres nervios verticales y doble alveolo. Reciben lateralmente una línea de paneles casetonados a cada lado. Se colocan en los sectores intermedios de las naves. Volumen teórico igual a $0,36\text{m}^3$.

Se muestra a continuación la sección transversal típica de esta viga (Figura 16):

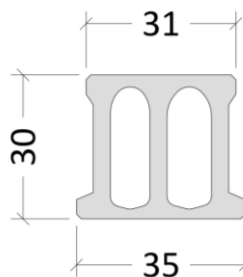


Figura 16: Sección transversal viga “VCI”

- Vigas Largas “VL”: Aplicadas a naves de Tipo 3. Tienen una longitud total de 9,95m. Es preciso colocarlas cada 2,5m. Se distinguen:

- VIGAS LARGAS EXTREMAS “VLE”: Características iguales a VCE. Volumen teórico igual a $0,32\text{m}^3$.

La sección transversal típica es igual a la de VCE.

- VIGAS LARGAS INTERMEDIAS “VLI”: Características iguales a VCI. Volumen teórico igual a $0,48\text{m}^3$.

La sección transversal típica es igual a la de VCI.

- VIGAS DE PORTÓN “VP”

Para el apoyo de los paneles de cerramiento “PCP”, se plantea una viga de portón estándar, de sección rectangular de ancho 12cm y cuya altura deberá definirse en base a la cantidad de módulos que sobre esta apoyen. Estas vigas en sus extremos tendrán terminaciones en forma de ménsulas, con las cuales apoyará sobre paneles de tipo “PCV”.

Para el análisis de procesos y stock, esta particularidad no será considerada, fundamentalmente por el abanico de posibilidades que de este punto se desprenden, pero será graficada en muchas ocasiones en lo que sigue. Se deja indicado que, en el caso de avanzarse con proyectos de estas características, estas particularidades deben ser tenidas en cuenta.

Se muestra a continuación un esquema básico de estas tipologías de vigas (Figura 17):

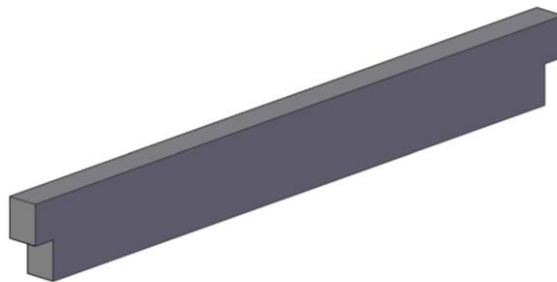


Figura 17: Vista isométrica sectores de viga “VP”

2.3- NAVES MODULARES DE ESTUDIO

Para avanzar en el análisis de las soluciones constructivas planteadas, se establecerá a continuación la dimensión mínima de cada una de las tipologías de naves modulares. Sobre estas se desarrollarán todas las teorías, cálculos y supuestos que siguen en este documento, dejando aclarado que las soluciones son ampliables y plantear esta limitación es a los fines de establecer un marco lógico para el alcance de este trabajo.

Es por ello que los desarrollos se llevarán a cabo con naves de longitud total 10m y anchos acordes a las luces libres propuestas para cada tipología.

2.3.1- NAVE MODULAR TIPO 1

Como se anticipó, se trata de una nave premoldeada de ancho interior libre igual a 4,80m y altura interior libre 4,50m. Podrán analizarse particularmente los planos de esta solución en el ANEXO “Plano 3 – Planos Esquemáticos: Tipología 1”, donde se adapta a una longitud total de 10,00m ampliables longitudinalmente.

En las imágenes que se muestran a continuación está graficada la solución de la que tratamos (Figuras 18) y una sección transversal de la misma (Figura 19):

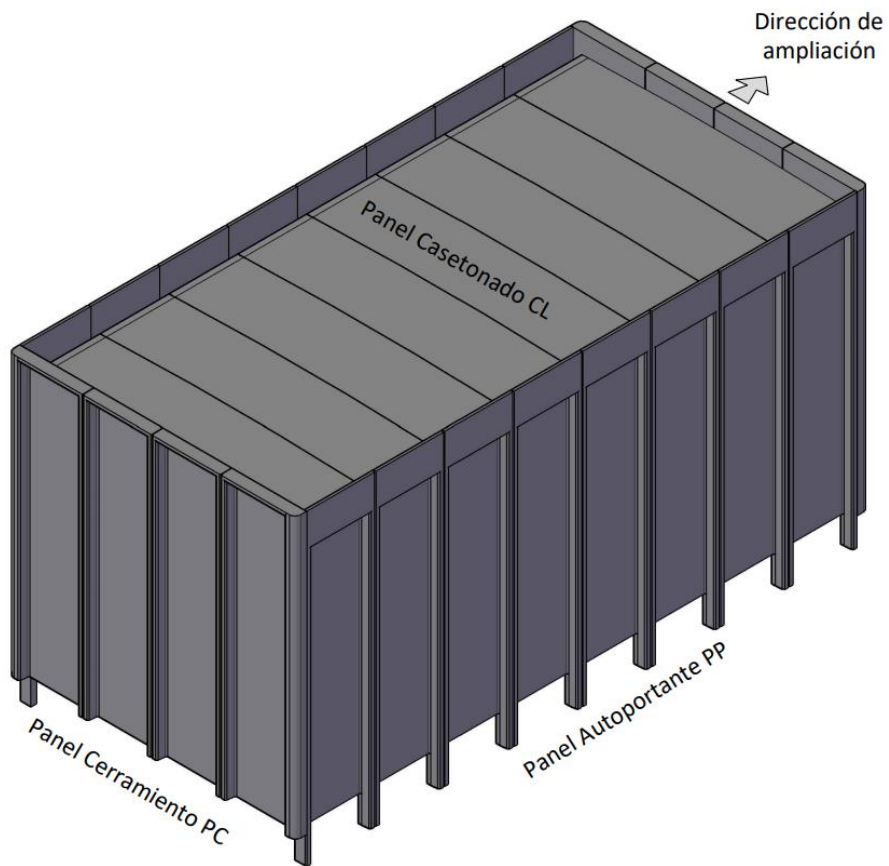
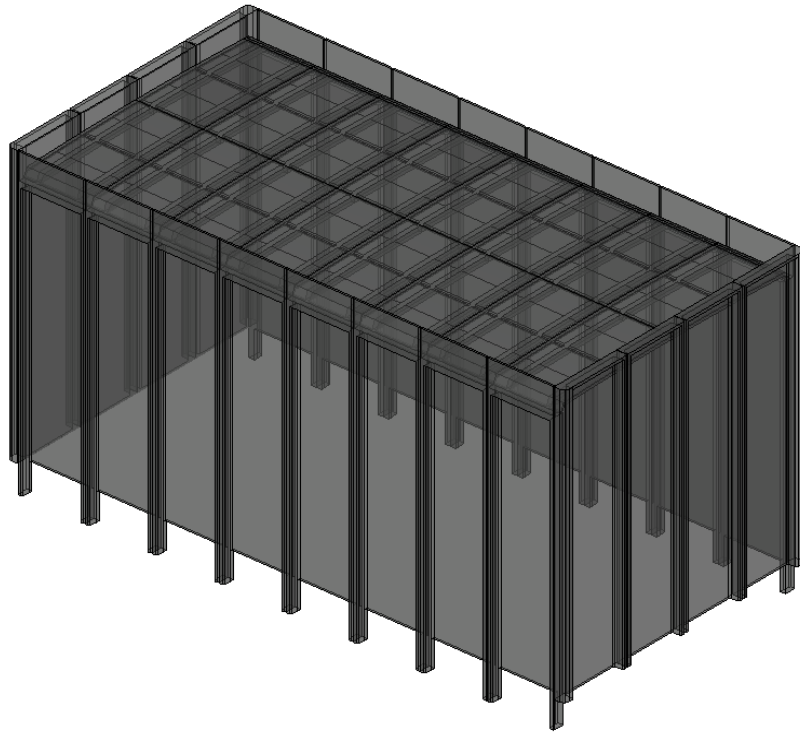


Figura 18: Vistas isométricas exteriores "Nave Modular TIPO 1"
Arriba 18a: Estilo visual rayos X – Abajo 18b: Estilo visual conceptual

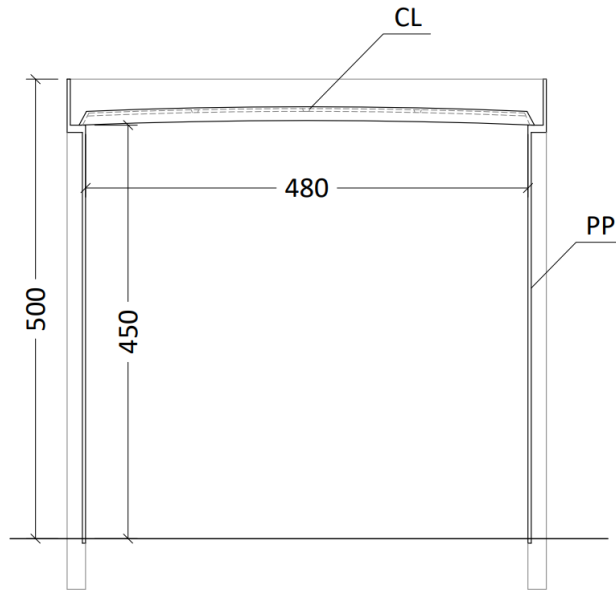


Figura 19: Sección transversal "Nave Modular TIPO 1"

De forma general, la nave se obtiene a partir del empotramiento de paneles tipo PA en las fundaciones construídas con un tintero a tal fin, colocados uno a continuación del otro cada 1,25m. En ese caso, dos nervios verticales de paneles cotiguos coincidirán en una misma fundación. En la parte superior de dichos paneles, apoyaran los paneles casetonados CL, cada 1,25m. Los mismos cubren todos el ancho libre de la nave, y sus extremos coinciden con un panel PA a cada lado, lugar hacia donde escurre el agua de lluvia debido a la contraflecha de CL. En ese encuentro se generará una canaleta con la bajadas de agua para el desagote.

En los laterales perpendiculares cortos, se colocarán apoyados sobre vigas de fundación, los paneles de cerramientos PC en el centro y PCI-PCE en los laterales.

Como se desarrollara más adelante en este trabajo, los paneles se vinculan entre sí a partir de varillas roscadas pasantes por agujeros ya previstos en los nervios de los premoldeados; los cerramientos se sujetarán en la parte superior mediante soldadura a la cubierta; los casetonados contarán con armadura salientes para la vinculación a los autoportantes en el hormigonado de las canaletas; y los casetonados se vincularán entre sí mediante soldaduras hechas en insertos ya previstos en los paneles. Con esto se logrará la estabilidad del conjunto.

Para la construcción de esta nave serán necesarios los siguientes elementos premoldeados estándar (Se deja sin efecto los elementos particulares que conforman el portón y las aberturas que esta nave requiera) (Tabla 1).

TIPOLOGÍA 1 - NAVE MODULAR MÍNIMA									
ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE	Totales
Cantidad	8	-	16	8	-	-	-	-	32
SUPERFICIE: 50m ²									

Tabla 1: Elementos premoldeados estándares para la construcción de "Nave Modular TIPO 1" de dimensiones mínimas

Ampliaciones aplicadas a este tipo de Naves implicarían el traslado de los cerramientos de uno de los laterales cortos, y la colocación según la secuencia de 1,25m de paneles PA y CL.

2.3.2- NAVE MODULAR TIPO 2

Se trata de una nave premoldeada de ancho interior libre igual a 7,17m y altura interior libre 4,50m. Podrán analizarse particularmente los planos de esta solución en el ANEXO "Plano 4 – Planos Esquemáticos: Tipología 2", donde se adapta a una longitud total de 10,00m ampliables longitudinalmente.

En las imágenes que se muestran a continuación está graficada la solución de la que tratamos (Figuras 20 – 21 - 22):

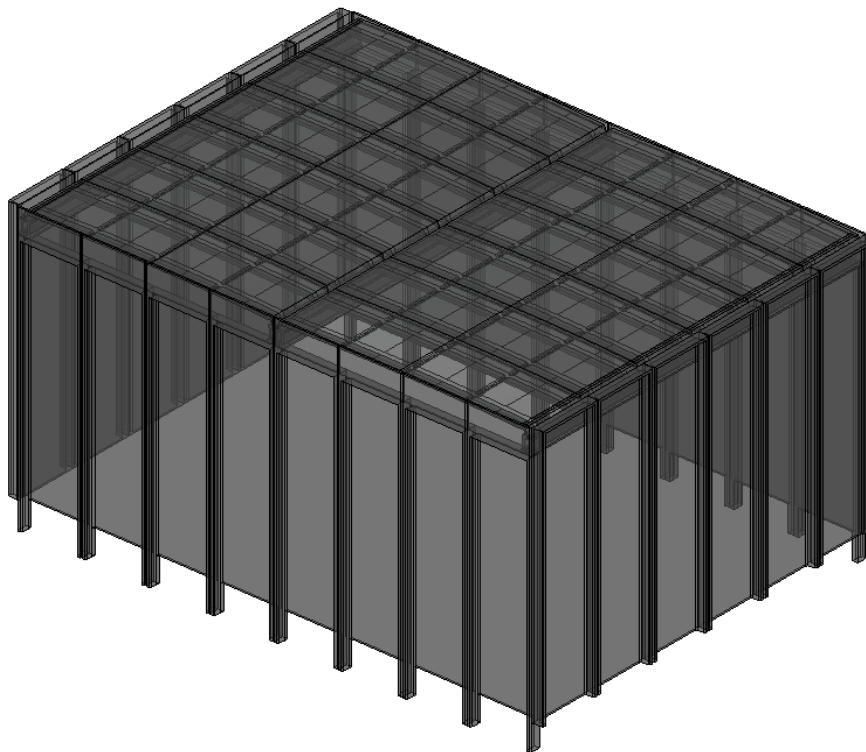


Figura 20: Vistas isométricas exteriores "Nave Modular TIPO 2"
Figura 20a: Estilo visual rayos X

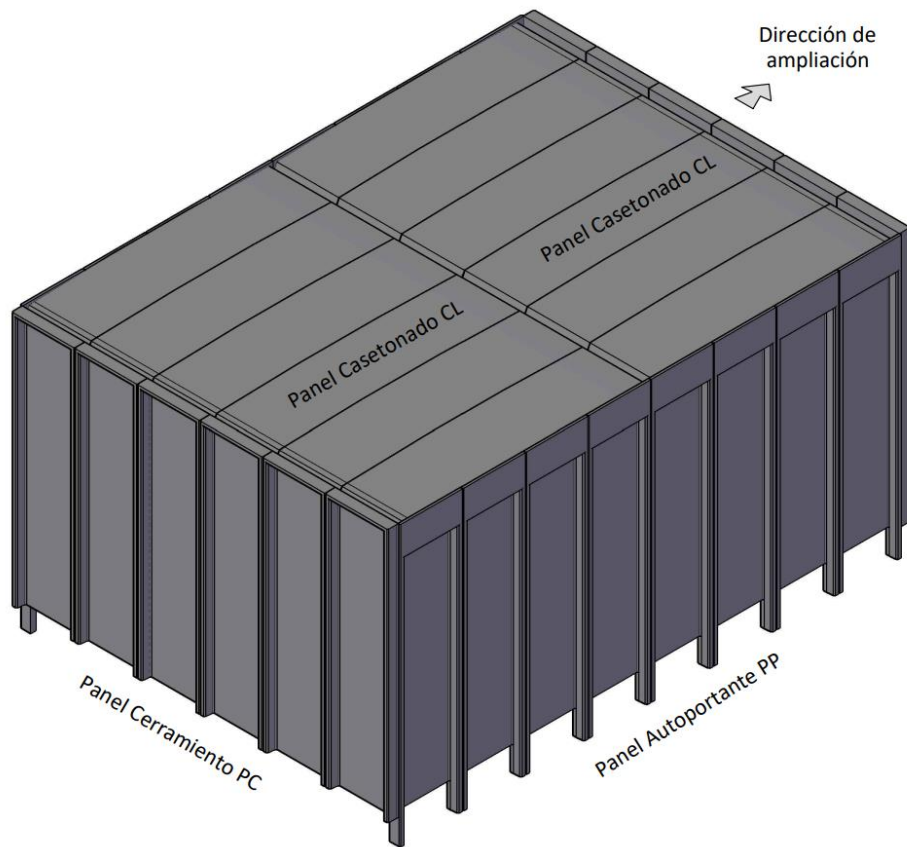


Figura 20: Vistas isométricas exteriores "Nave Modular TIPO 2"
 Figura 20b: Estilo visual conceptual

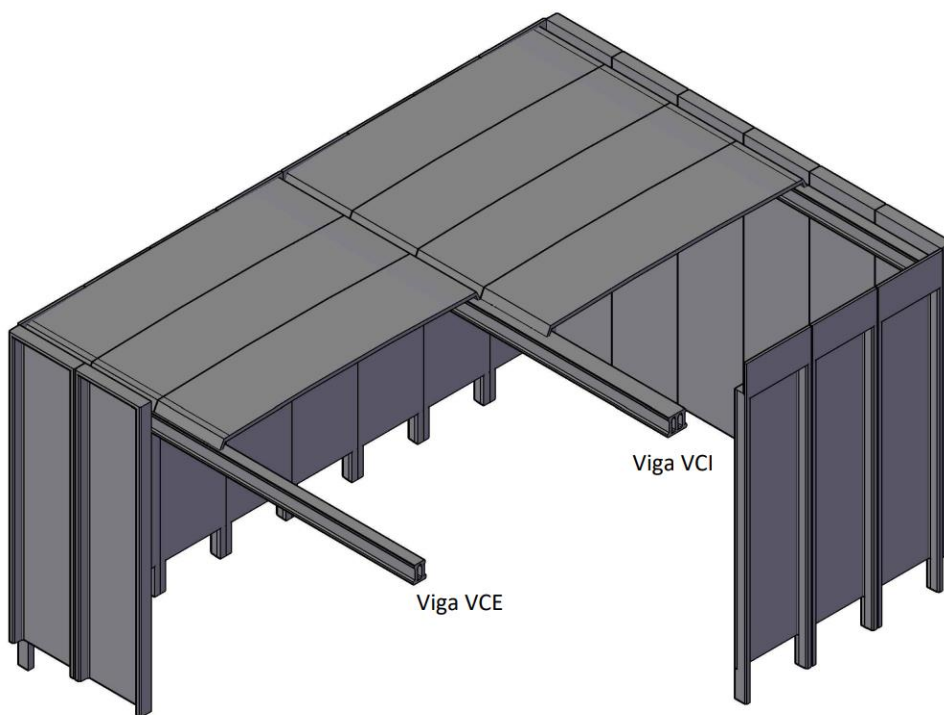


Figura 21: Vistas isométricas de partes componentes interiores "Nave Modular TIPO 2"
 Estilo visual conceptual

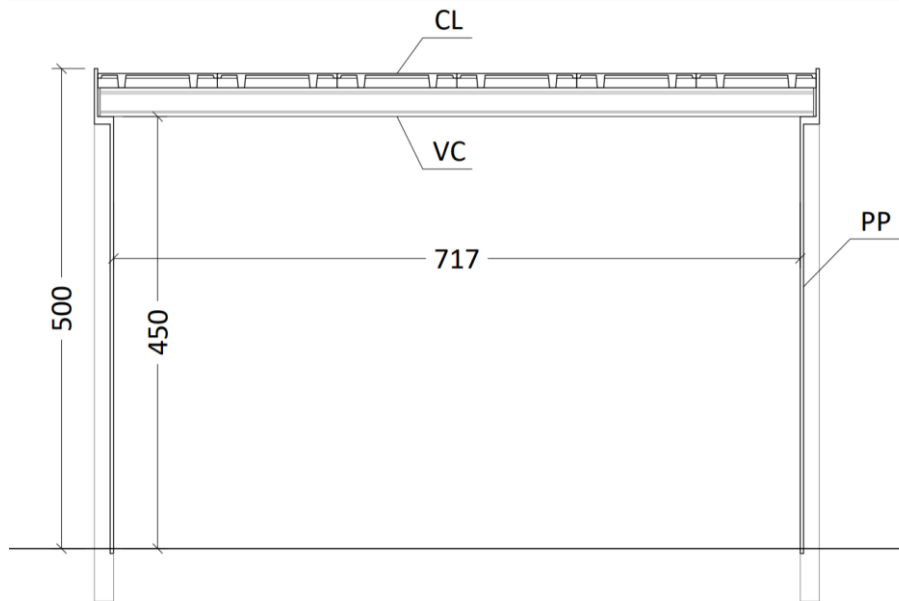


Figura 22: Sección transversal "Nave Modular TIPO 2"

Al igual que en las naves Tipo 1, los paneles tipo PA se empotran en las fundaciones construídas con un tintero a tal fin, colocados uno a continuación del otro cada 1,25m. En este caso, se colocan perpendiculares a estos paneles las vigas ahuecadas VC, siendo en los extremos VCE y en el centro VCI. Estas vigas apoyan sobre la pantalla de los PA, lugar coincidente con nervios verticales del mismo, lo cuales trasladan la carga vertical a las fundaciones.

La cubierta se genera a partir de casetonados CL que apoyan sobre las vigas ahuecadas y hacia donde escurre el agua por la contraflecha de estos paneles. Sobre la viga se ejecutarán las canaletas necesarias para transportar hacia los laterales el agua de lluvia, que se descargará por cañerías verticales a la parte inferior de la nave.

En los laterales perpendiculares a los portantes, se colocarán apoyados sobre vigas de fundación, paneles de cerramientos PC.

Las aclaraciones respecto de las vinculaciones coinciden con las de la tipología 1.

Para la construcción de esta nave serán necesarios los siguientes elementos premoldeados estándar (Se deja sin efecto los elementos particulares que conforman el portón y las aberturas que esta nave requiera) (Tabla 2).

TIPOLOGÍA 2 - NAVE MODULAR MÍNIMA									
ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE	Totales
Cantidad	12	-	16	12	2	1	-	-	43
SUPERFICIE: 75m ²									

Tabla 2: Elementos premoldeados estándares para la construcción de "Nave Modular TIPO 2" de dimensiones mínimas

Las ampliaciones que pueden darse en esta tipología de nave implican el movimiento de los paneles de cerramiento de uno de los laterales y la colocación de una nueva VCE contigua a la extrema previamente colocada, para luego seguir con la modulación típica de esta solución constructiva.

2.3.3- NAVE MODULAR TIPO 3

Se trata de una nave premoldeada de ancho interior libre igual a 9,67m y altura interior libre 4,50m. Podrán analizarse particularmente los planos de esta solución en el ANEXO “Plano 5 – Planos Esquemáticos: Tipología 3”, donde se adapta a una longitud total de 10,00m ampliables longitudinalmente.

En las imágenes que se muestran a continuación está graficada la solución de esta alternativa (Figuras 23 – 24 – 25):

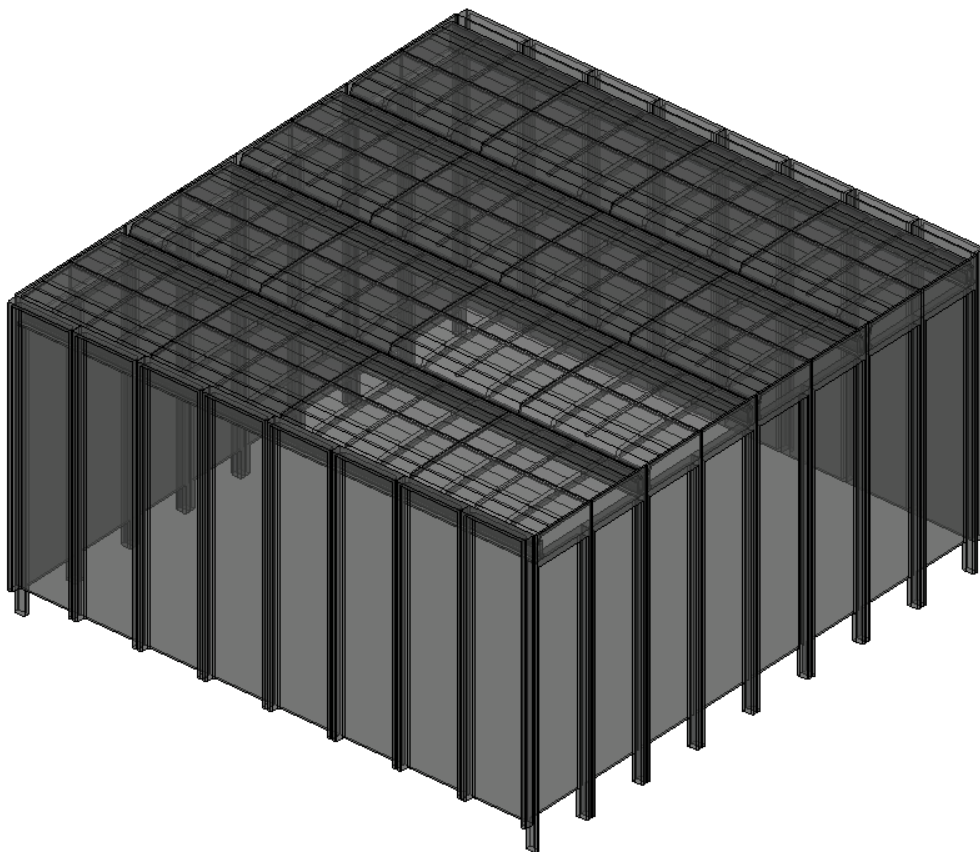


Figura 23: Vistas isométricas exteriores “Nave Modular TIPO 3”

Figura 23a: Estilo visual rayos X

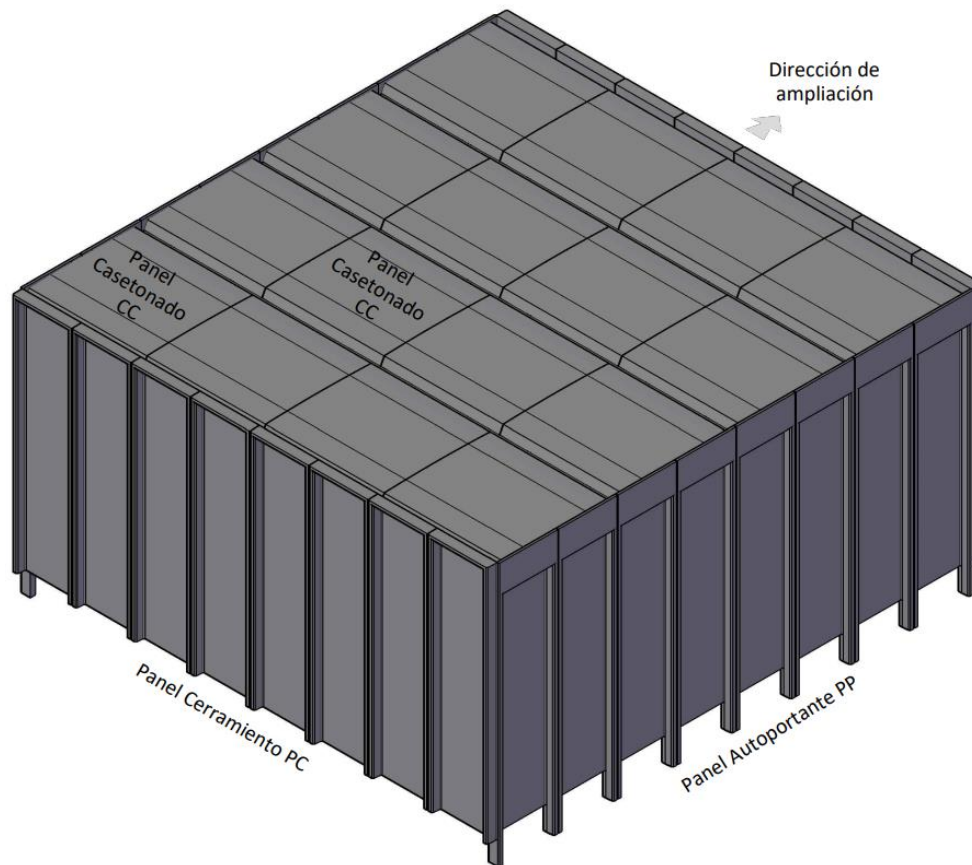


Figura 23: Vistas isométricas exteriores "Nave Modular TIPO 3"
 Figura 23b: Estilo visual conceptual

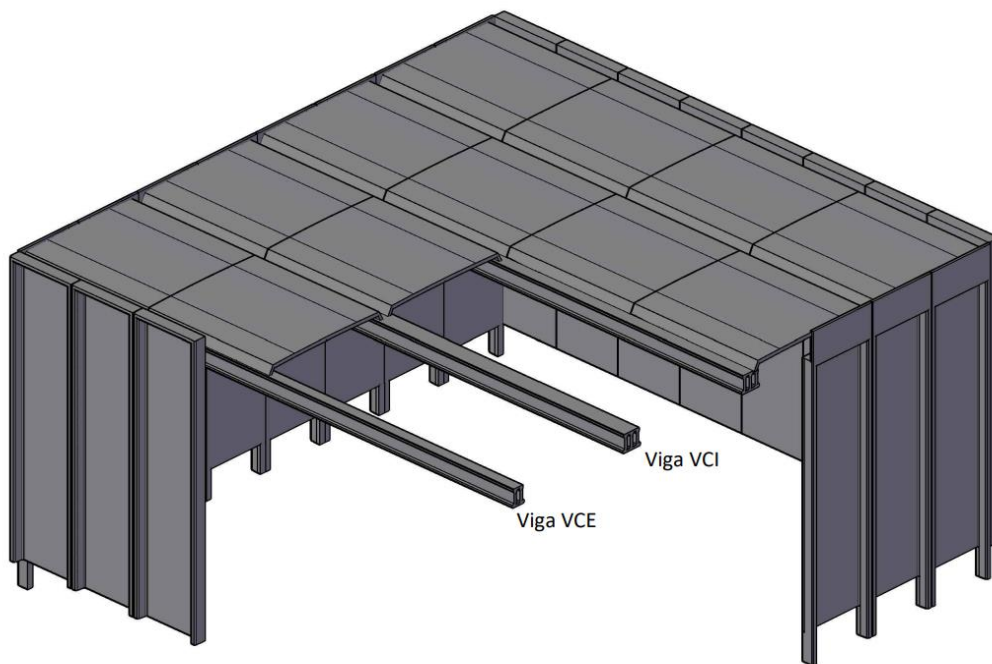


Figura 24: Vistas isométricas de partes componentes interiores "Nave Modular TIPO 3"
 Estilo visual conceptual

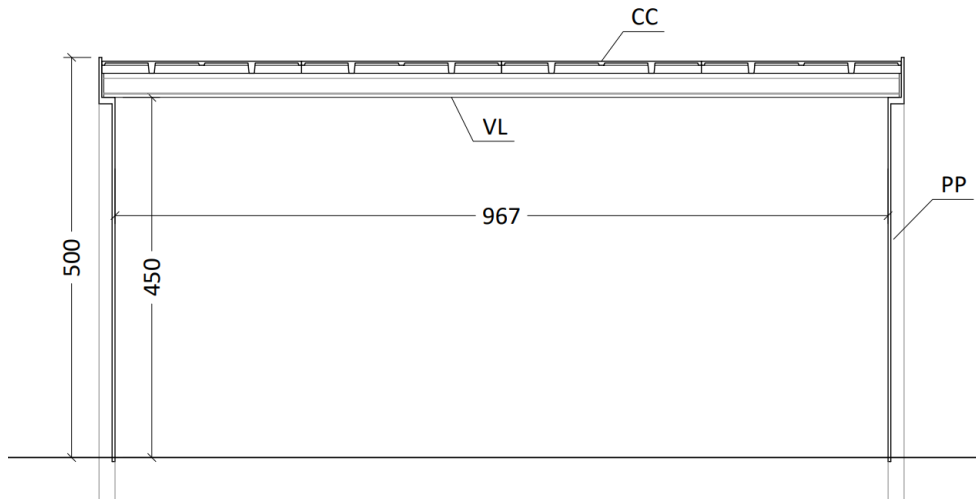


Figura 25: Sección transversal "Nave Modular TIPO 3"

En este caso, como en los anteriores, los nervios salientes de los paneles autoportantes se empotran en los tinteros de las fundaciones. A nivel de cubierta se disponen vigas ahuecadas cada 2,50m, siendo las extremas de tipo VLE y las intermedias de tipo VLI. Estas vigas apoyan en sus extremos en las pantallas de los PA, en sectores coincidentes con nervios verticales de estos.

Los paneles de cubierta CC apoyan sobre las vigas ahuecadas, y se posicionan entre sí uno contiguo al otro transversalmente, lo que se repite cada 2,50m longitudinalmente. Como cuentan con una contraflecha central, el agua de lluvia escurre hacia las vigas sobre las que se generarán canaletas que desagotan el agua en cañerías laterales bajantes por el exterior de los paneles.

Los paneles de cerramiento siguen las mismas directivas que en las tipologías antes descritas.

Para la construcción de esta nave serán necesarios los siguientes elementos premoldeados estándar (Tabla 3):

TIPOLOGÍA 3 - NAVE MODULAR MÍNIMA									
ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE	Totales
Cantidad	-	16	16	16	-	-	2	2	52
SUPERFICIE: 100m ²									

Tabla 3: Elementos premoldeados estándares para la construcción de "Nave Modular TIPO 3" de dimensiones mínimas

Las ampliaciones que se planteen para estas naves siguen las mismas cualidades que en el caso de la Tipología 2.

CAPÍTULO 3:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LAS NAVES EN SU DISPOSICIÓN FINAL

En este capítulo se analizarán las cargas y estados de carga a las que están sometidas las naves estudiadas, considerando el conjunto una vez montado en su disposición final. Más adelante, se estudiarán los estados de carga a los que están sometidos los elementos previamente a estar funcionando en conjunto con la estructura. De la conjunción de esos análisis se establecerá la estructura interna de cada elemento de manera individualizada.

Una vez determinadas las cargas, se definirán las vinculaciones que tienen los elementos entre sí, de modo que pueda resultar un conjunto estable trabajando bajo esas sollicitaciones.

De este análisis, además de las sollicitaciones finales de cada elemento y características de los vínculos, se obtendrán los resultados que nos permitan determinar las cargas que la estructura debe transmitir a las fundaciones.

3.1- ANALISIS DE CARGAS

Se aclara que estas estructuras no se consideran aptas para zonas sísmicas según el planteo que tendrá lugar a continuación y se tomará como referencia para el establecimiento de las cargas de viento la zona centro del país, cercana al punto donde se propuso está establecida la fábrica donde se llevaría a cabo la producción de estas naves.

Además, se tendrán en cuenta sobrecargas de cubierta acordes al tipo estructural. Se definen estas cubiertas como “*cubiertas inaccesibles*”.

Debido al tamaño de las aberturas tipo portón propuestas para estas naves, se considera a estos edificios para el cálculo del viento como “*parcialmente cerrados*”.

3.1.1- PESO PROPIO

A continuación, se indica el peso propio de cada uno de los elementos intervinientes en el sistema (Tabla 4), considerando un peso específico del hormigón 25 KN/m³:

ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE
Volumen [m3]	0,26	0,20	0,39	0,38	0,24	0,36	0,32	0,48
Peso [KN]	6,5	5,0	9,8	9,5	6,0	9,0	8,0	12,0

Tabla 4: Tabla de volúmenes y pesos de elementos estándares

3.1.2- SOBRECARGA DE CUBIERTA

Para establecer la sobrecarga de la cubierta se adoptan las siguientes expresiones del Reglamento CIRSOC 101:

$$L_r = 0,96 R_1 R_2 \quad \text{siendo} \quad 0,58 \leq L_r \leq 0,96 \quad (4.2)$$

donde:

L_r sobrecarga de cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal en kN/m^2

En el reglamento CIRSOC 101, apartado 4.8 (*REDUCCIÓN DE LA SOBRECARGA*), al cual también hace referencia el apartado 4.9 (*SOBRECARGAS MÍNIMAS PARA CUBIERTAS*), indica:

Sujetos a las limitaciones de los artículos 4.8.2. a 4.8.5., los elementos para los cuales el valor de $(K_{LL} A_t)$ es 37 m^2 ó más, se pueden diseñar con una sobrecarga reducida de acuerdo con la siguiente expresión:

$$L = L_0 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_t}} \right) \quad (4.1)$$

donde:

- L sobrecarga de diseño reducida por metro cuadrado de área que soporta el elemento
- L_0 sobrecarga de diseño no reducida por metro cuadrado de área que soporta el elemento (ver Tabla 4.1.)
- K_{LL} factor de sobrecarga del elemento (ver Tabla 4.2.)
- A_t área tributaria en metros cuadrados.

Siendo:

Elemento	$K_{LL}^{(1)}$
Vigas de borde sin losas en voladizo	2
Vigas interiores	2

Por lo tanto, se analiza la posibilidad de reducir la sobrecarga para los elementos tipo viga, calculándose a posteriori los elementos de techo con la sobrecarga sin reducción:

Elemento	Long. de la viga [m]	Ancho de influencia de la carga [m]	Área Tributaria [m ²]	$K_{LL} \times A_t$ [m ²]	$L_r=L_0$ [kN/m ²]	L [kN/m ²]
VCE	7,5	2,50	18,75	37,5	0,96	0,96
VCI	7,5	5,00	37,5	75	0,96	0,75
VLE	10,0	1,25	12,5	25	0,96	0,96
VLI	10,0	2,50	25	50	0,96	0,86

Tabla 5: Sobrecargas reducidas aplicables a vigas de cubierta por área tributaria

Esta reducción se aplica a los modelos donde intervienen vigas de cubierta.

3.1.3- CARGA DE VIENTO

Se establecerá la carga de viento a partir del Reglamento CIRSOC 102.

Respecto a los usos que se han definido para estas estructuras, se categorizan las estructuras según:

TABLA A-1 - Clasificación de Edificios y Otras Estructuras para Cargas de Viento

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none">▪ Instalaciones Agrícolas.▪ Ciertas instalaciones temporarias.▪ Instalaciones menores para almacenamiento.	I

La velocidad básica del viento, como ya se aclaró se considera para la ciudad de Rosario, siendo esta 50m/s, según la tabulación reglamentaria.

Respecto a la categoría de exposición se considera:

3. **Exposición C.** Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que **10 m**. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.

Se considera a los edificios como “parcialmente cerrados” por las dimensiones de los portones respecto de las caras de las naves.

Se hace uso de la Aplicación “ZONDA” para obtener las presiones a considerar para cada nave:

NAVE TIPO 1:

2.5. PRESIONES - SPRFV

2.5.1. VIENTO PARALELO A LA CUMBRERA

PARED BARLOVENTO						
Alturas (m)	K_z	K_{zt}	C_p	q_z (N/m ²)	$p_n[+GC_{pi}]$ (N/m ²)	$p_n[-GC_{pi}]$ (N/m ²)
0.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
1.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
2.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
3.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
4.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
5.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
Referencia: Figura 3 (cont.)						

PARED LATERAL						
Alturas (m)	K_h	K_{zth}	C_p	q_h (N/m ²)	$p_n[+GC_{pi}]$ (N/m ²)	$p_n[-GC_{pi}]$ (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.70	980.56	-1122.26	-44.61
Referencia: Figura 3 (cont.)						

PARED SOTAVENTO						
Alturas (m)	K_h	K_{zth}	C_p	q_h (N/m ²)	$p_n[+GC_{pi}]$ (N/m ²)	$p_n[-GC_{pi}]$ (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.30	980.56	-788.87	288.78
Referencia: Figura 3 (cont.)						

CUBIERTA						
Distancias (m)	K_h	K_{zth}	C_p	q_h (N/m ²)	$p_n[+GC_{pi}]$ (N/m ²)	$p_n[-GC_{pi}]$ (N/m ²)
0 a 2.5	0.87	1.00	-0.90	980.56	-1288.96	-211.30
2.5 a 5.0	0.87	1.00	-0.90	980.56	-1288.96	-211.30
5.0 a 10.0	0.87	1.00	-0.50	980.56	-955.57	122.09

2.5.2. VIENTO NORMAL A LA CUMBRERA

PARED BARLOVENTO						
Alturas (m)	K	K	C	q (N/m)	p [+GC](N/m)	p [-GC](N/m)
1.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
2.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
3.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
4.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61
5.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.96	1205.61

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED LATERAL						
Alturas (m)	K _h	K _{zth}	C _p	q _h (N/m ²)	p _n [+GC _{pi}] (N/m ²)	p _n [-GC _{pi}] (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.70	980.56	-1122.26	-44.61

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED SOTAVENTO						
Alturas (m)	K _h	K _{zth}	C _p	q _h (N/m ²)	p _n [+GC _{pi}] (N/m ²)	p _n [-GC _{pi}] (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.50	980.56	-955.57	122.09

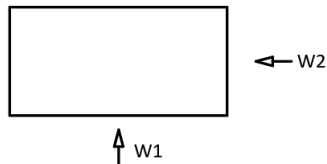
Referencia: Figura 3 (cont.)

CUBIERTA						
Distancias (m)	K _h	K _{zth}	C _p	q _h (N/m ²)	p _n [+GC _{pi}] (N/m ²)	p _n [-GC _{pi}] (N/m ²)
0 a 2.5	0.87	1.00	-1.17	980.56	-1514.00	-436.34
2.5 a 5.0	0.87	1.00	-0.70	980.56	-1122.26	-44.61

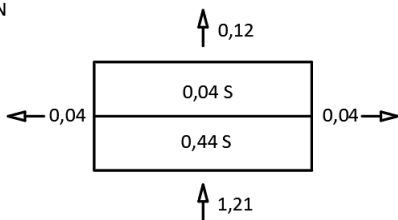
Dimensiones:
x=5m
y=10m
h=5m

Los esquemas corresponden a la cubierta de la nave

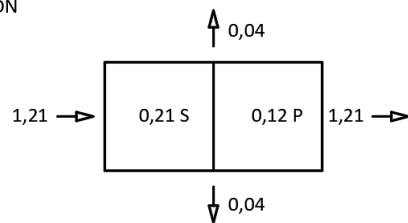
Valores de cargas en KN/m²



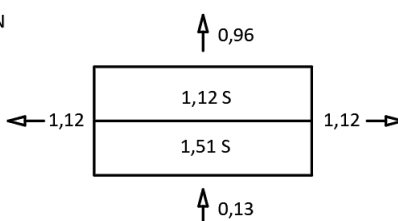
W1-SUCCIÓN INTERIOR



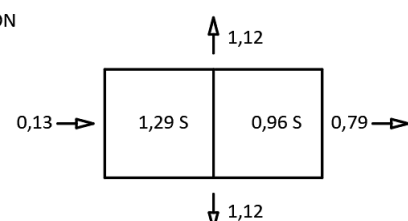
W2-SUCCIÓN INTERIOR



W1-PRESIÓN INTERIOR



W2-PRESIÓN INTERIOR



NAVE TIPO 2:

2.5.1. VIENTO PARALELO A LA CUMBRERA

PARED BARLOVENTO						
Alturas (m)	K_z	K_{zt}	C_p	q_z (N/m ²)	p_n [+GC _{pl}] (N/m ²)	p_n [-GC _{pl}] (N/m ²)
0.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58
1.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58
2.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58
3.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58
4.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58
5.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED LATERAL						
Alturas (m)	K_h	K_{zth}	C_p	q_h (N/m ²)	p_n [+GC _{pl}] (N/m ²)	p_n [-GC _{pl}] (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.70	980.56	-1122.24	-44.63

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED SOTAVENTO						
Alturas (m)	K_h	K_{zth}	C_p	q_h (N/m ²)	p_n [+GC _{pl}] (N/m ²)	p_n [-GC _{pl}] (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.43	980.56	-899.98	177.63

Referencia: Figura 3 (cont.)

CUBIERTA						
Distancias (m)	K_h	K_{zth}	C_p	q_h (N/m ²)	p_n [+GC _{pl}] (N/m ²)	p_n [-GC _{pl}] (N/m ²)
0 a 2.5	0.87	1.00	-0.90	980.56	-1288.93	-211.33
2.5 a 5.0	0.87	1.00	-0.90	980.56	-1288.93	-211.33
5.0 a 10.0	0.87	1.00	-0.50	980.56	-955.54	122.06

Referencia: Figura 3 (cont.)

2.5.2. VIENTO NORMAL A LA CUMBRERA

PARED BARLOVENTO						
Alturas (m)	K_z	K_{zt}	C_p	q_z (N/m ²)	p_n [+GC _{pl}] (N/m ²)	p_n [-GC _{pl}] (N/m ²)
0.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58

PARED BARLOVENTO						
Alturas (m)	K	K	C	q (N/m)	p [+GC](N/m)	p [-GC](N/m)
1.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58
2.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58
3.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58
4.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58
5.00	0.87	1.00	0.80	980.56	127.98	1205.58

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED LATERAL						
Alturas (m)	K _h	K _{zth}	C _p	q _h (N/m ²)	p _n [+GC _{pi}] (N/m ²)	p _n [-GC _{pi}] (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.70	980.56	-1122.24	-44.63

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED SOTAVENTO						
Alturas (m)	K _h	K _{zth}	C _p	q _h (N/m ²)	p _n [+GC _{pi}] (N/m ²)	p _n [-GC _{pi}] (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.50	980.56	-955.54	122.06

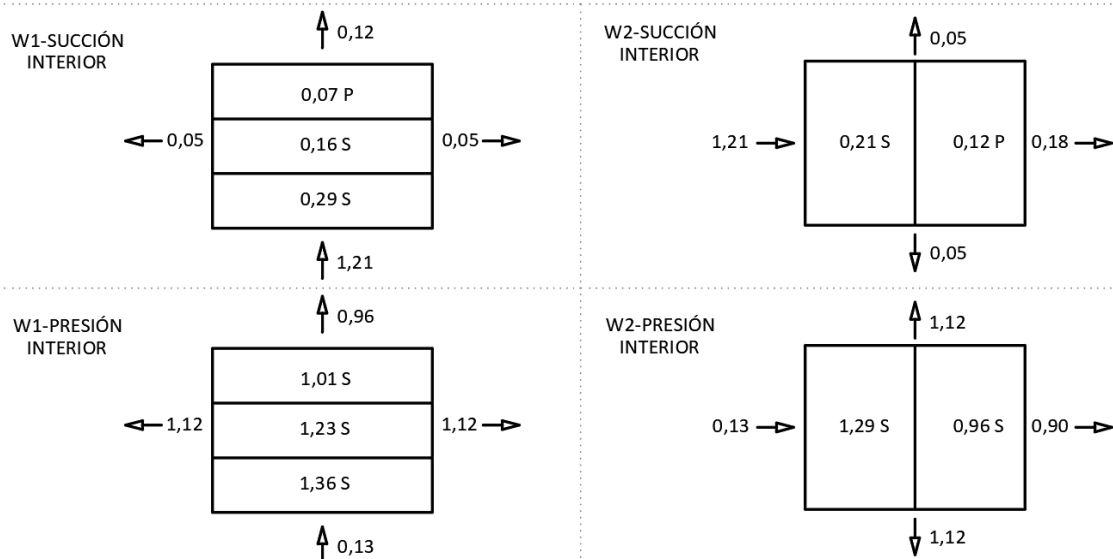
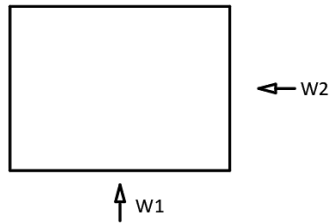
Referencia: Figura 3 (cont.)

CUBIERTA						
Distancias (m)	K _h	K _{zth}	C _p	q _h (N/m ²)	p _n [+GC _{pi}] (N/m ²)	p _n [-GC _{pi}] (N/m ²)
0 a 2.5	0.87	1.00	-0.99	980.56	-1363.95	-286.34
2.5 a 5.0	0.87	1.00	-0.83	980.56	-1233.37	-155.76
5.0 a 7.5	0.87	1.00	-0.57	980.56	-1011.11	66.50

Dimensiones:
x=7,5m
y=10m
h=5m

Los esquemas corresponden a la cubierta de la nave

Valores de cargas en KN/m²



NAVE TIPO 3:

2.5.1. VIENTO PARALELO A LA CUMBRERA

PARED BARLOVENTO						
Alturas (m)	K_z	K_{zt}	C_p	q_z (N/m ²)	$p_n[+GC_{pl}]$ (N/m ²)	$p_n[-GC_{pl}]$ (N/m ²)
0.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57
1.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57
2.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57
3.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57
4.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57
5.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED LATERAL						
Alturas (m)	K_h	K_{zth}	C_p	q_h (N/m ²)	$p_n[+GC_{pl}]$ (N/m ²)	$p_n[-GC_{pl}]$ (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.70	980.56	-1122.22	-44.65

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED SOTAVENTO						
Alturas (m)	K_h	K_{zth}	C_p	q_h (N/m ²)	$p_n[+GC_{pl}]$ (N/m ²)	$p_n[-GC_{pl}]$ (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.50	980.56	-955.53	122.05

Referencia: Figura 3 (cont.)

CUBIERTA						
Distancias (m)	K_h	K_{zth}	C_p	q_h (N/m ²)	$p_n[+GC_{pl}]$ (N/m ²)	$p_n[-GC_{pl}]$ (N/m ²)
0 a 2.5	0.87	1.00	-0.90	980.56	-1288.92	-211.34
2.5 a 5.0	0.87	1.00	-0.90	980.56	-1288.92	-211.34
5.0 a 10.0	0.87	1.00	-0.50	980.56	-955.53	122.05

Referencia: Figura 3 (cont.)

2.5.2. VIENTO NORMAL A LA CUMBRERA

PARED BARLOVENTO						
Alturas (m)	K_z	K_{zt}	C_p	q_z (N/m ²)	$p_n[+GC_{pl}]$ (N/m ²)	$p_n[-GC_{pl}]$ (N/m ²)
0.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57

PARED BARLOVENTO						
Alturas (m)	K	K	C	q (N/m)	p [+GC](N/m)	p [-GC](N/m)
1.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57
2.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57
3.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57
4.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57
5.00	0.87	1.00	0.80	980.56	128.00	1205.57

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED LATERAL						
Alturas (m)	K _h	K _{zth}	C _p	q _h (N/m ²)	p _n [+GC _{pi}] (N/m ²)	p _n [-GC _{pi}] (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.70	980.56	-1122.22	-44.65

Referencia: Figura 3 (cont.)

PARED SOTAVENTO						
Alturas (m)	K _h	K _{zth}	C _p	q _h (N/m ²)	p _n [+GC _{pi}] (N/m ²)	p _n [-GC _{pi}] (N/m ²)
Total	0.87	1.00	-0.50	980.56	-955.53	122.05

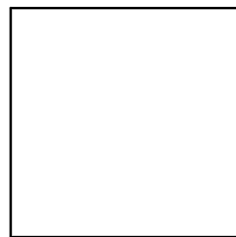
Referencia: Figura 3 (cont.)

CUBIERTA						
Distancias (m)	K _h	K _{zth}	C _p	q _h (N/m ²)	p _n [+GC _{pi}] (N/m ²)	p _n [-GC _{pi}] (N/m ²)
0 a 2.5	0.87	1.00	-0.90	980.56	-1288.92	-211.34
2.5 a 5.0	0.87	1.00	-0.90	980.56	-1288.92	-211.34
5.0 a 10.0	0.87	1.00	-0.50	980.56	-955.53	122.05

Dimensiones:
x=10m
y=10m
h=5m

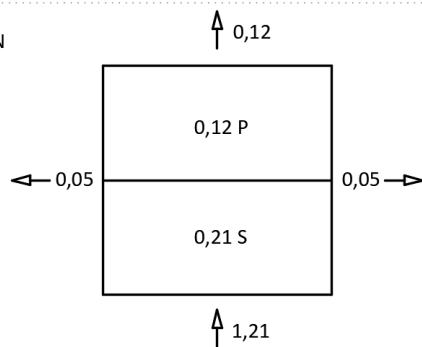
Los esquemas corresponden a la cubierta de la nave

Valores de cargas en KN/m²

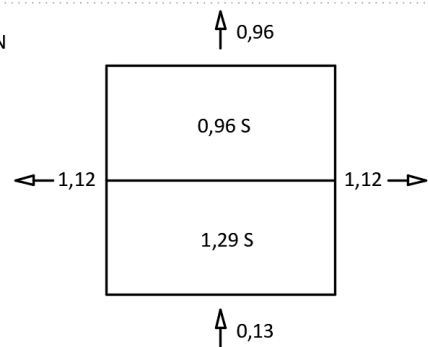


↑ W1=W2

W-SUCCIÓN INTERIOR



W-PRESIÓN INTERIOR



Respecto a la distribución del viento en los paneles de cierre, y por tratarse en estructuras isostáticas, se considerará que cada nervio toma el 50% de la carga horizontal que actúa sobre el panel, llegando a este como una carga lineal distribuida.

En cuanto a la cubierta, a modo de simplificar el análisis y concientes que todos los paneles se encuentran vinculados entre sí, se considerará para el análisis conjunto, el promedio superficial de la carga de succión. Para ser tenida en cuenta, será trasladada al sector de apoyo de los paneles casetonados.

3.2- COMBINACIONES DE CARGA

Haciendo uso del Reglamento CIRSOC 201, se considerarán las siguientes combinaciones de cargas, por un lado, en servicio, lo que permitirá dejar constancia de las reacciones sobre el suelo de la estructura para cálculos adaptados a cada nave que vaya a construirse, además de poder analizarse las deformaciones de las mismas; y por otro, en estado límite último, para el cálculo de los elementos estructurales:

Servicio:

$$(D + F) + (\Sigma L_i \text{ ó } W \text{ ó } T) \quad (\text{A-L.1.1})$$

$$(D + F) + 0,7 [(\Sigma L_i + W) \text{ ó } (W + T) \text{ ó } (\Sigma L_i + T)] \quad (\text{A-L.1.2})$$

$$(D + F) + 0,6 \Sigma L_i + 0,6 W + 0,6 T \quad (\text{A-L.1.3})$$

donde:

$$\Sigma L_i = (L + L_r + S + R + H)$$

Aplicándose (A-L.1.1) y (A-L.1.2)

Estados límites últimos:

- $U = 1,4 (D+F)$ (9-1)

- $U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-2)

- $U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$ (9-3)

- $U = 1,2 D + 1,6 W + f_1 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-4)

- $U = 1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S$ (9-5)

- $U = 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H$ (9-6)

- $U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$ (9-7)

Se toman en consideración (9-1), (9-2), (9-4), (9-6).

3.3- MODELADO PARA CÁLCULO DE LAS ESTRUCTURAS

Se muestra a continuación el modelado de las estructuras para el cálculo de las mismas consideradas trabajando una vez montadas y habiéndose aplicado las cargas que antes se describieron (Figuras 26 a 55).

Se adopta para el modelado de las diferentes naves la discretización de los elementos como barras en los sectores que estos poseen nervios o bien son vigas, y se colocan las placas de estos elementos a los fines de rigidizar la estructura. Es por ellos que las cargas se consideran aplicadas directamente sobre los elementos de barra y no sobre las placas. Para estudiar las solicitaciones sobre estas, se realiza a posteriori un análisis particular para cada caso.

Las secciones adoptadas quedan representadas por nervios y vigas teóricas que no son exactos a la realidad. En cuanto a las placas, en el caso de los cerramientos y paneles portantes, se considera 3,5cm, como es en la realidad, y en el caso de los paneles de cubierta se adopta 3cm que es un promedio del sector de la placa y los nervios secundarios.

Se realiza un análisis de 2º orden. Lo único que se obvia en este trabajo es colocar las excentricidades de apoyo de los elementos premoldeados porque no serán determinante y complejizan los modelos.

Para cada tipología se realizan dos modelos: En uno se estudian los estados de carga en servicio para establecer las deformaciones máximas y solicitaciones que debe tomar el suelo para la fundación; en el otro se estudian los estados límites últimos para el cálculo de los elementos que componen la estructura.

3.3.1- NAVE MODULAR TIPO 1

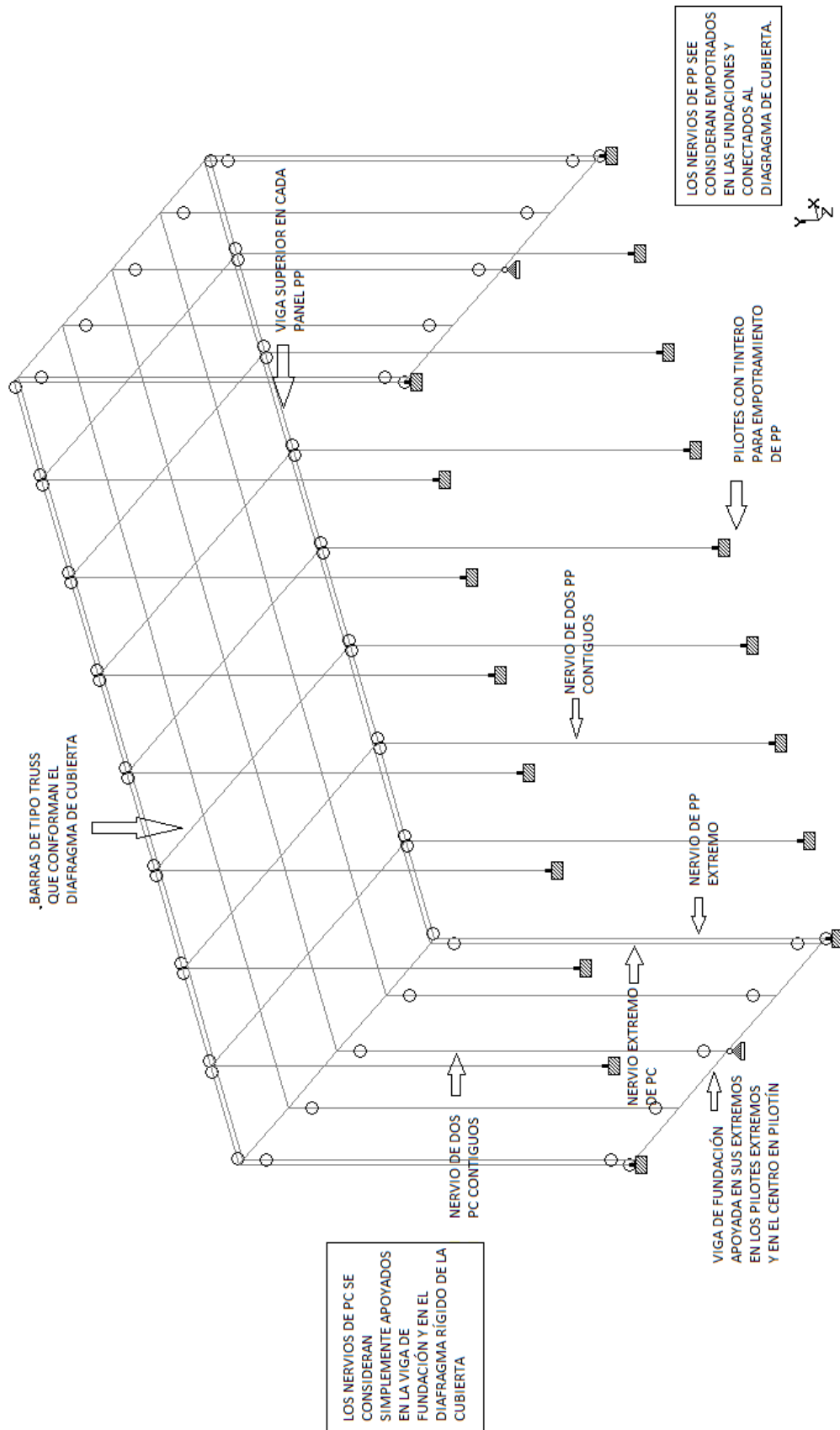


Figura 26: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 1" con indicaciones de consideraciones estructurales

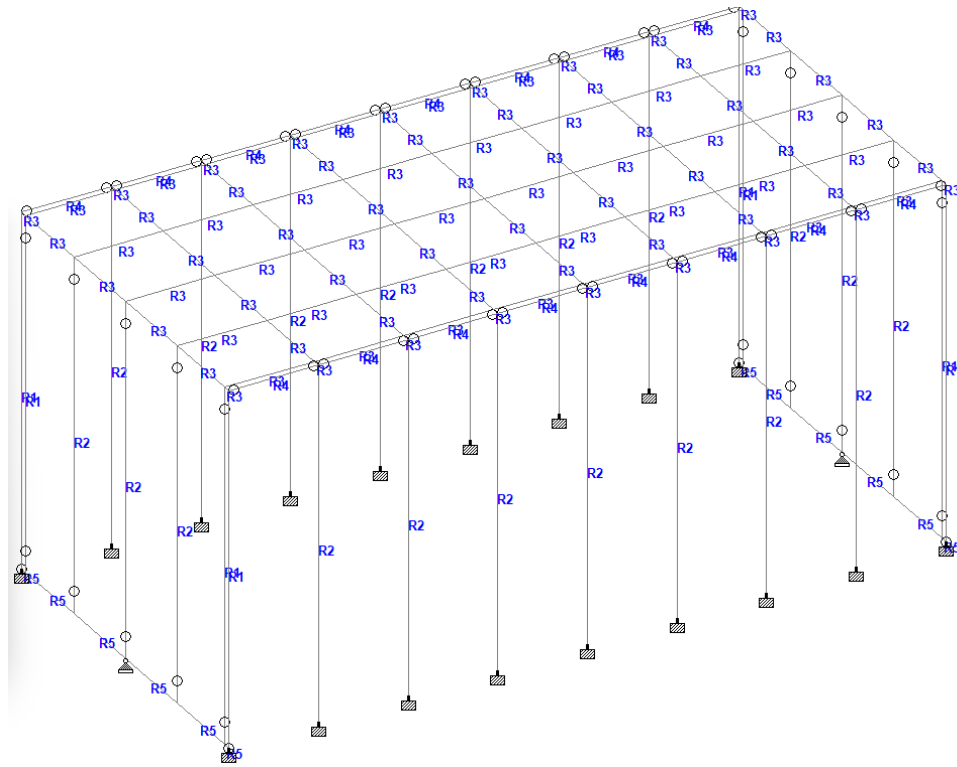
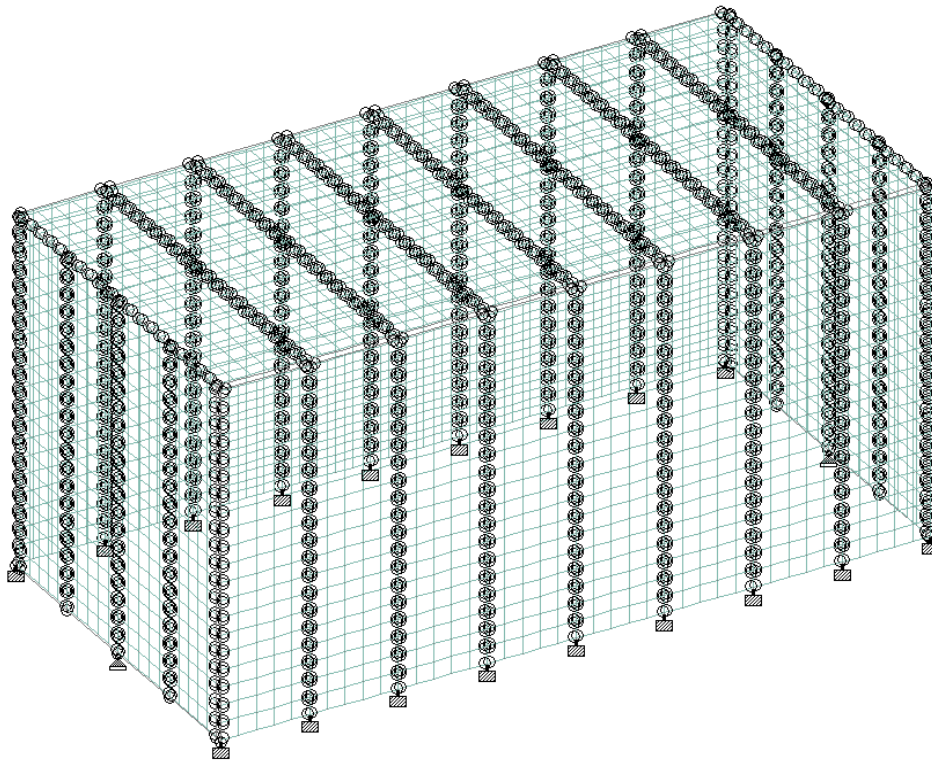


Figura 27a: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 1", indicación de secciones de barras (Las barras se seccionan en las intersecciones de las placas)

Ref	Section	Material
1	Rect 0.20x0.10	CONCRETE
2	Rect 0.20x0.20	CONCRETE
3	Rect 0.15x0.10	CONCRETE
4	Rect 0.08x0.20	CONCRETE
5	Rect 0.30x0.30	CONCRETE

Figura 27b: Modelo de cálculo completo con placas "Nave Modular TIPO 1"



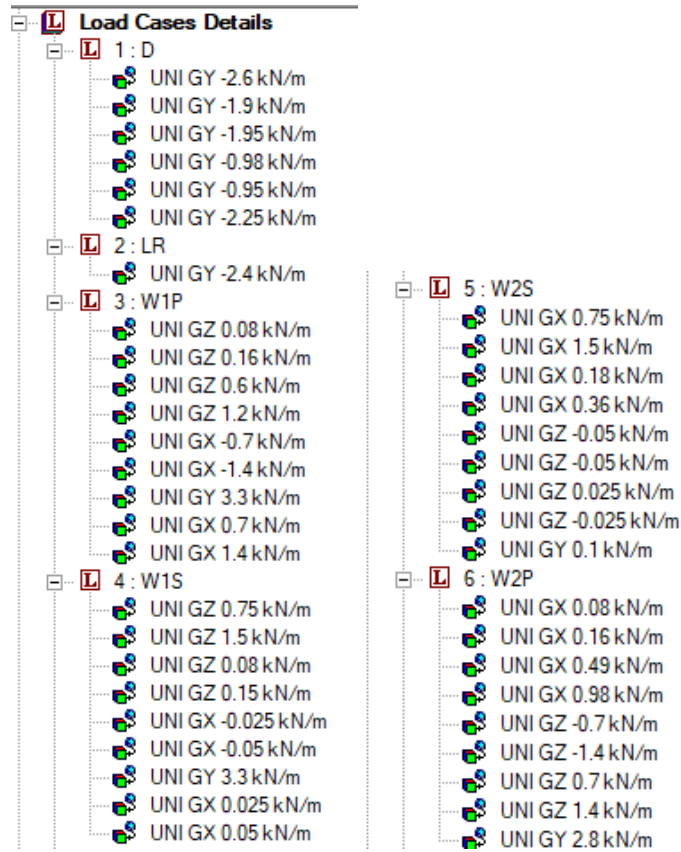


Figura 28a: "Nave Modular 1"-Cargas básicas

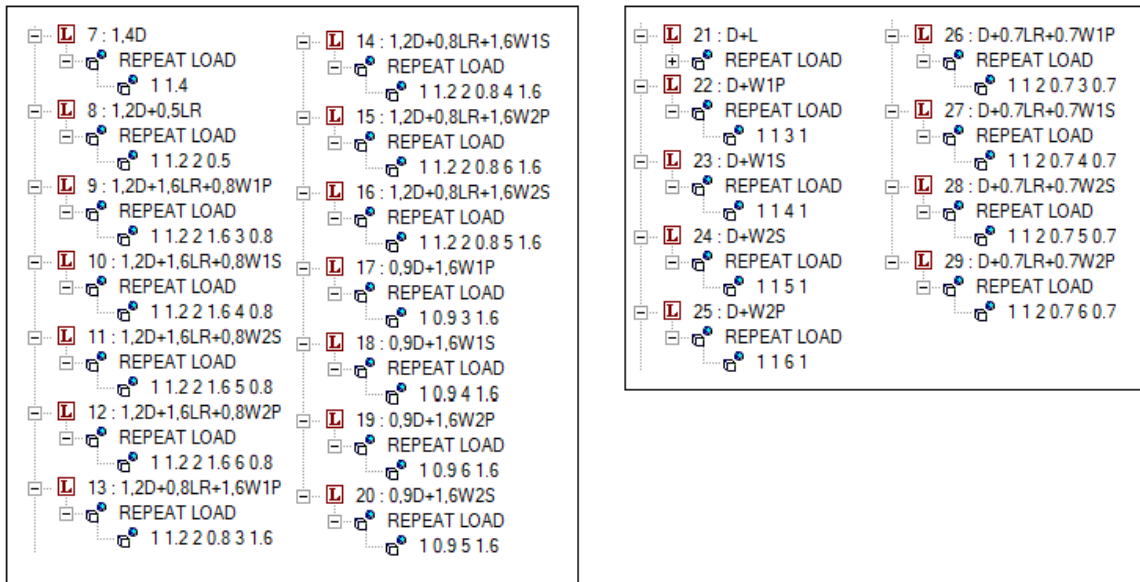


Figura 28b: "Nave Modular 1"-Combinaciones de cargas en ELU y en Servicio

EJEMPLO DE APLICACIÓN
DE CARGA
"D"

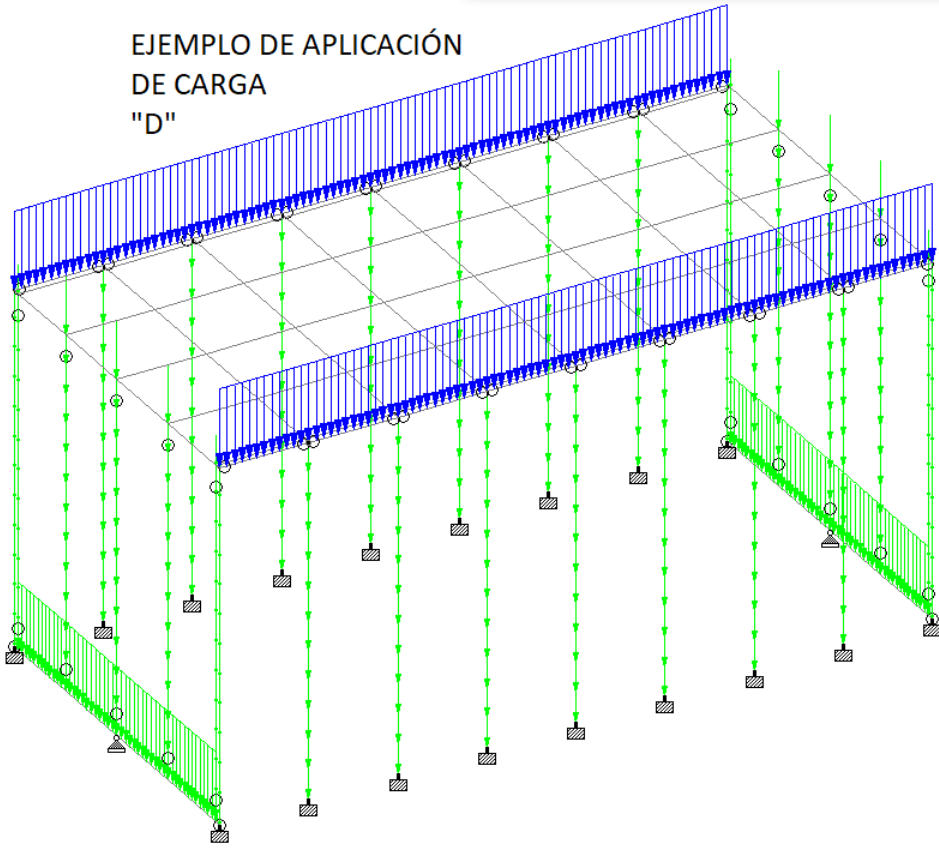


Figura 29a: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 1", aplicación de cargas "Permanentes"

EJEMPLO DE APLICACIÓN
DE "W1P"

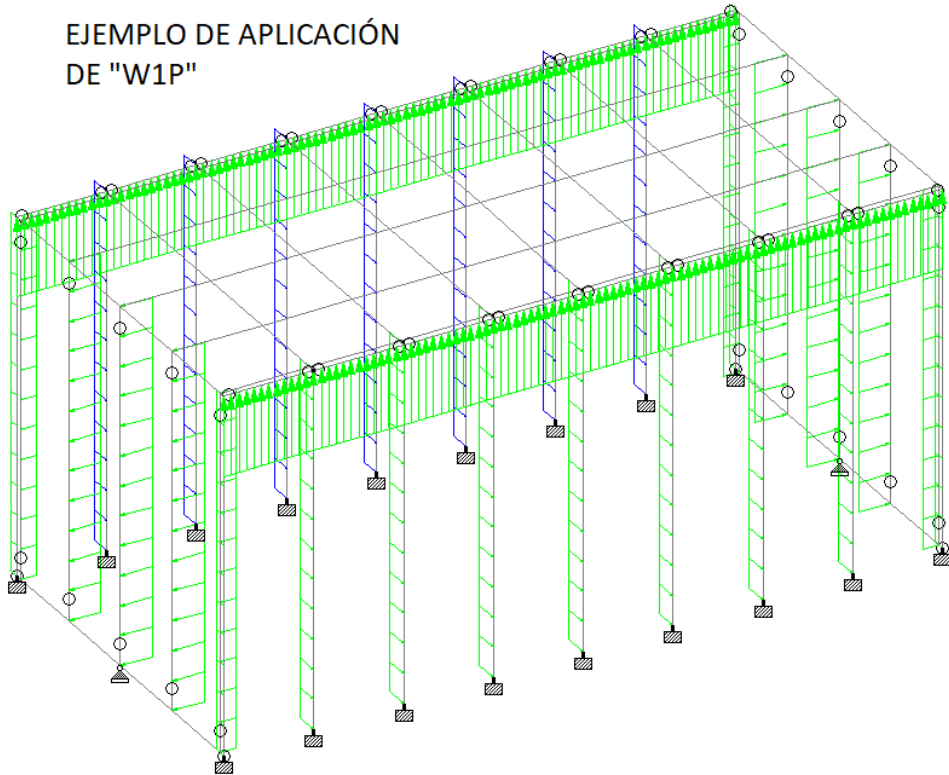


Figura 29b: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 1", aplicación de cargas "Viento en dirección 1-P"

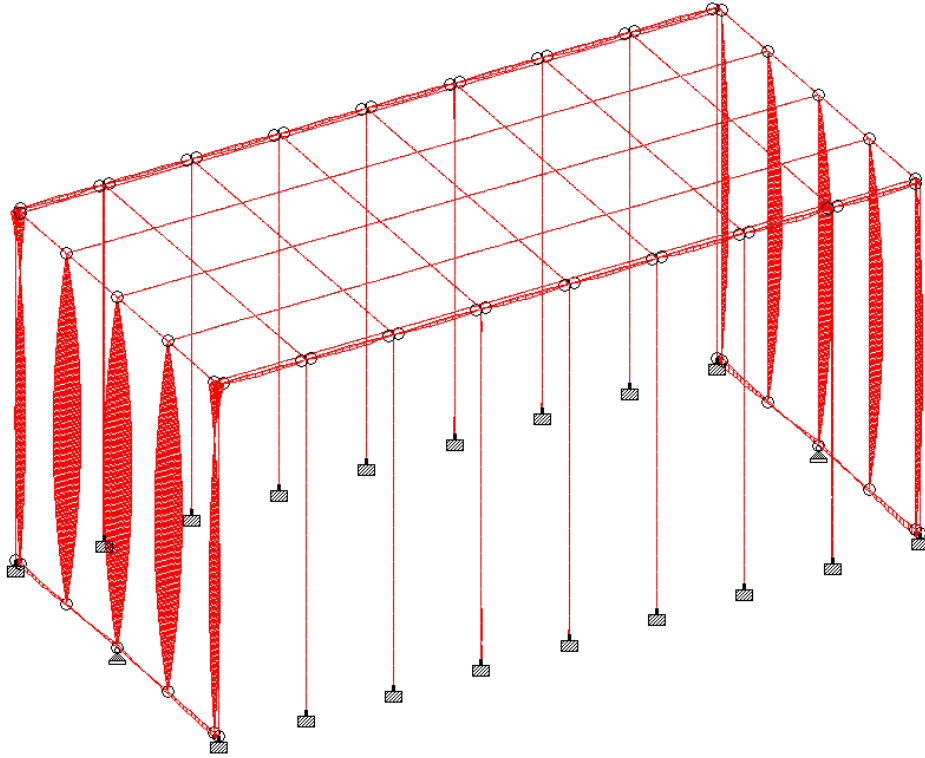


Figura 30: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 1", Envolvente de momentos flectores respecto del "Eje z" ELU

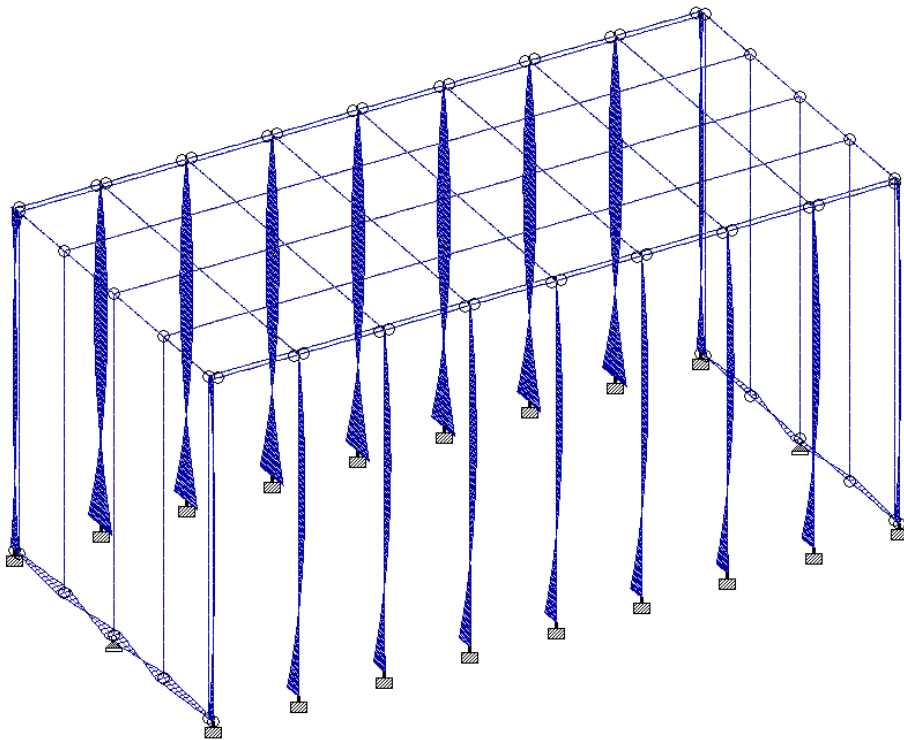


Figura 31: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 1", Envolvente de momentos flectores respecto del "Eje y" ELU

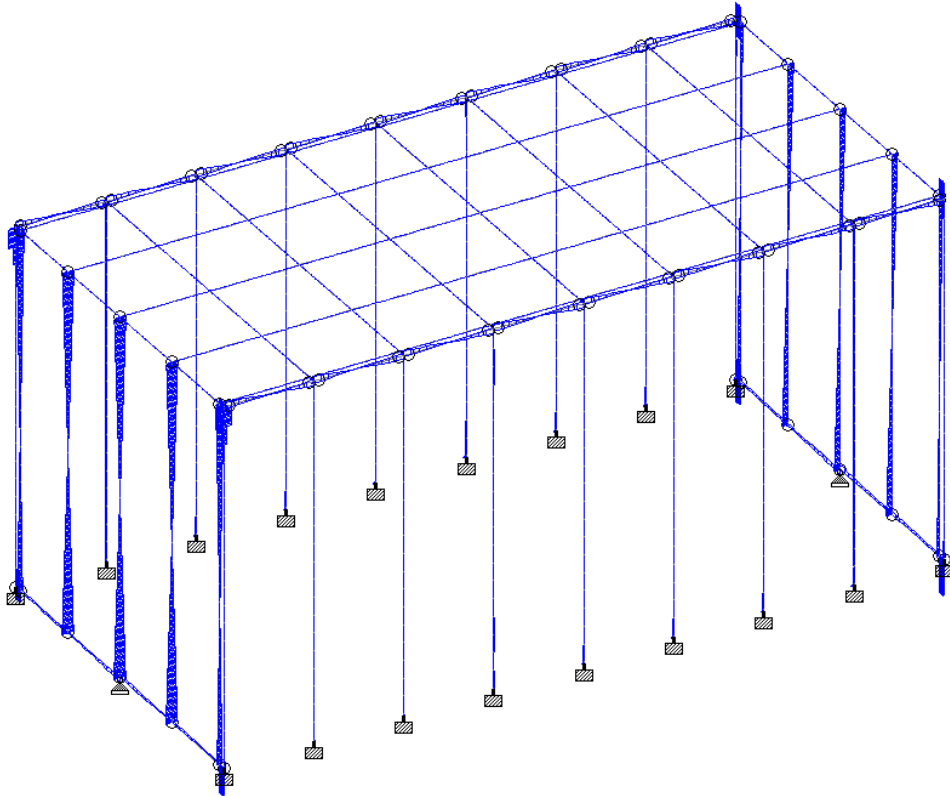


Figura 32: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 1", Envoltura de esfuerzos de corte respecto del "Eje y" ELU

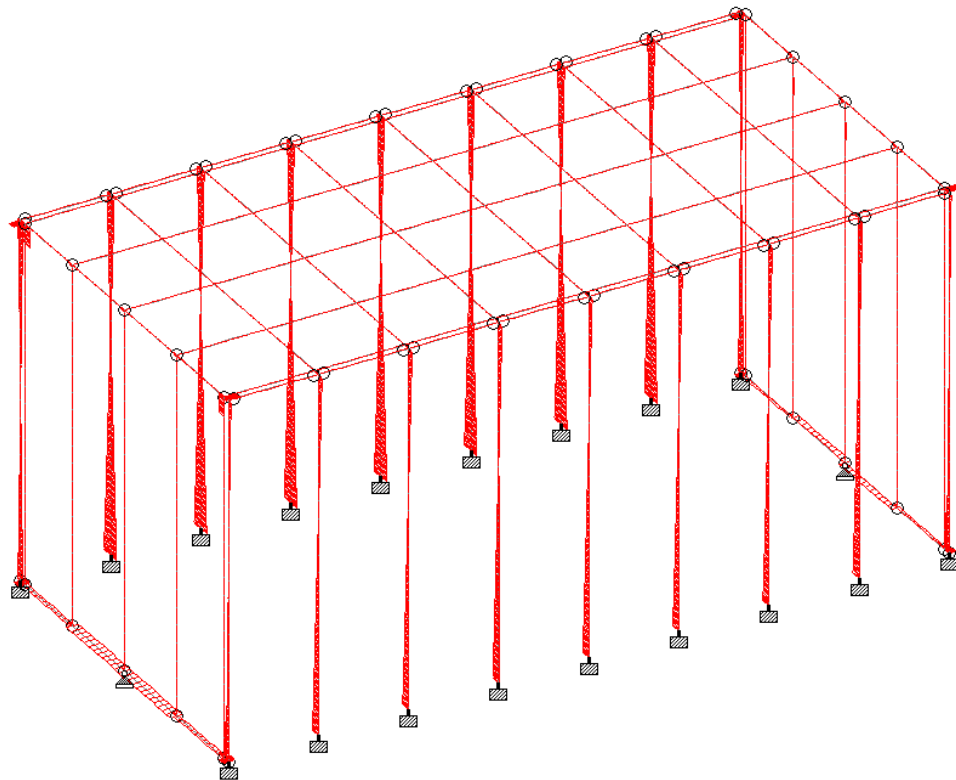


Figura 33: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 1", Envoltura de esfuerzos de corte respecto del "Eje z" ELU

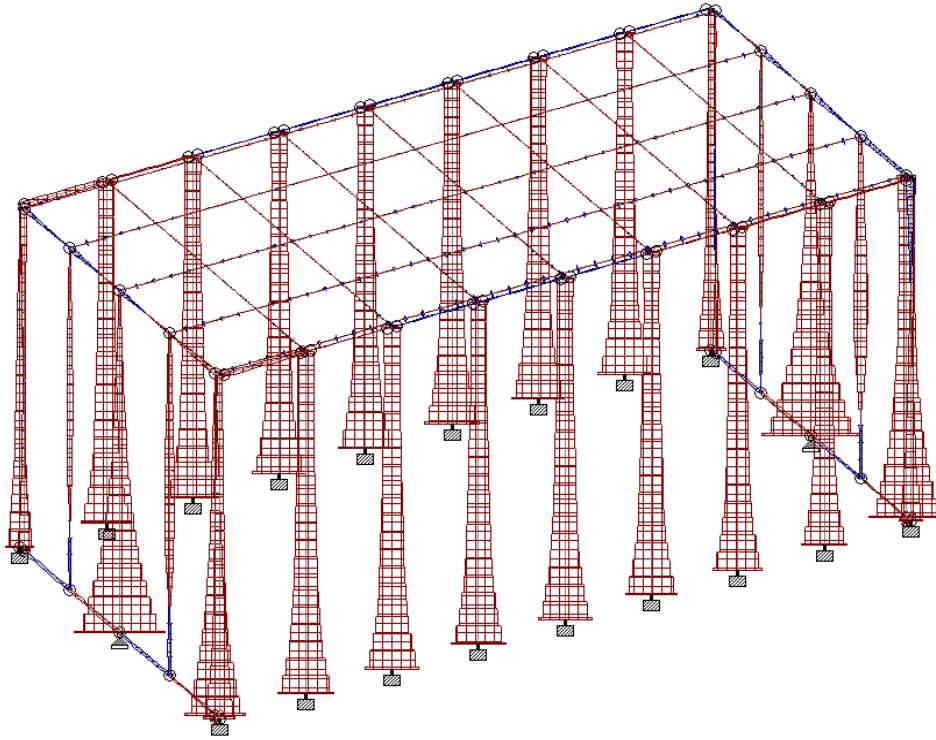
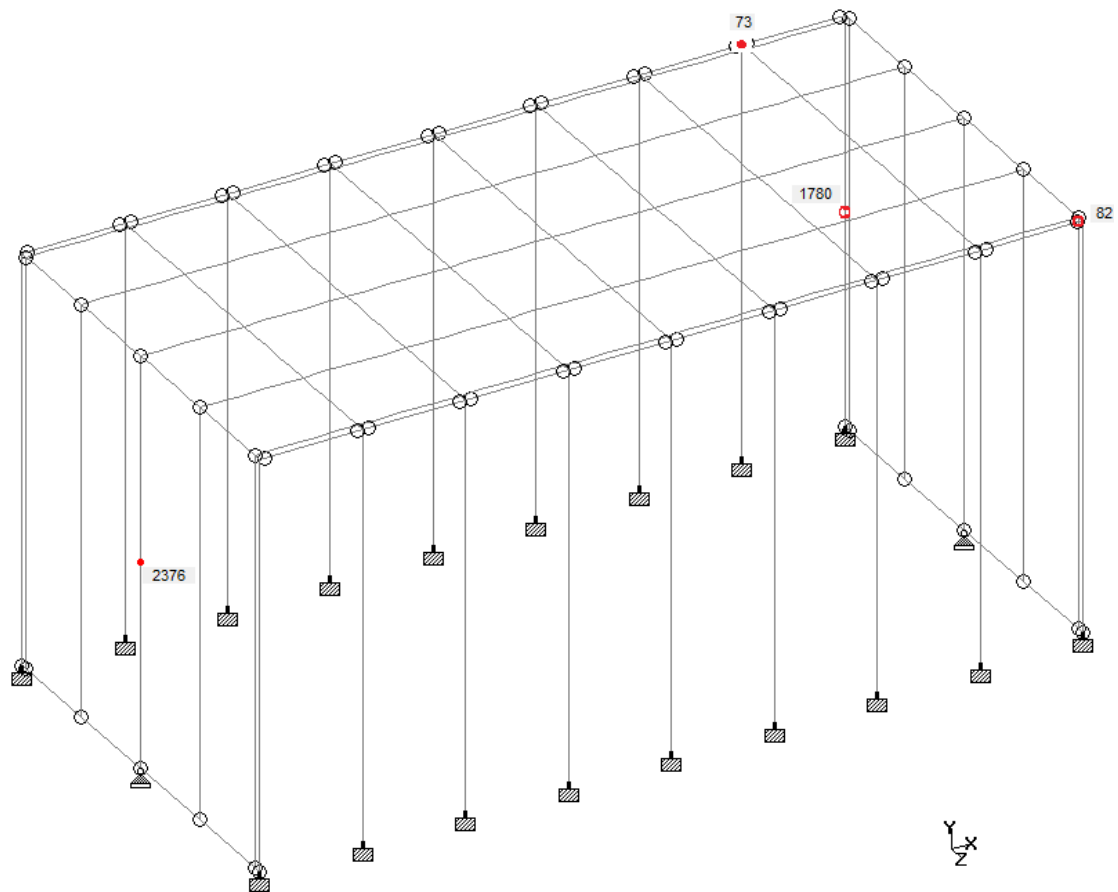


Figura 34: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 1", Diagrama de esfuerzos normales para el estado de carga "1,2D + 1,6Lr + 0,8W1P"



	Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
			X mm	Y mm	Z mm		rX rad	rY rad	rZ rad
Max X	2376	24 D+W2S	3.743	-0.023	-0.002	3.743	-0.000	0.000	-0.000
Min X	2376	22 D+W1P	-3.258	-0.023	0.035	3.258	0.000	-0.000	0.000
Max Y	73	23 D+W1S	-0.004	0.064	0.159	0.171	0.000	0.000	0.000
Min Y	82	22 D+W1P	0.005	-0.098	0.116	0.152	-0.001	-0.000	0.000
Max Z	1780	23 D+W1S	0.004	-0.024	3.336	3.336	-0.000	-0.000	-0.000
Min Z	1780	25 D+W2P	0.007	-0.001	-2.945	2.945	0.000	0.002	-0.000
Max rX	1815	23 D+W1S	0.001	-0.011	1.280	1.280	0.002	-0.000	-0.000
Min rX	1750	23 D+W1S	0.010	-0.039	1.502	1.503	-0.002	-0.000	-0.000
Max rY	14	24 D+W2S	0.517	-0.025	-0.000	0.518	0.000	0.005	0.001
Min rY	17	24 D+W2S	0.520	-0.022	-0.009	0.521	-0.000	-0.005	0.001
Max rZ	18	24 D+W2S	0.536	-0.027	-0.005	0.537	-0.000	0.000	0.002
Min rZ	97	24 D+W2S	0.058	-0.001	-0.000	0.058	-0.000	0.000	-0.002
Max Rs	2376	24 D+W2S	3.743	-0.023	-0.002	3.743	-0.000	0.000	-0.000

Figura 35: Desplazamientos máximos para cargas de servicio Nave Tipo 1

A medida que la información vaya siendo necesaria en los análisis, se irá obteniendo del modelo que se muestra.

3.3.2- NAVE MODULAR TIPO 2

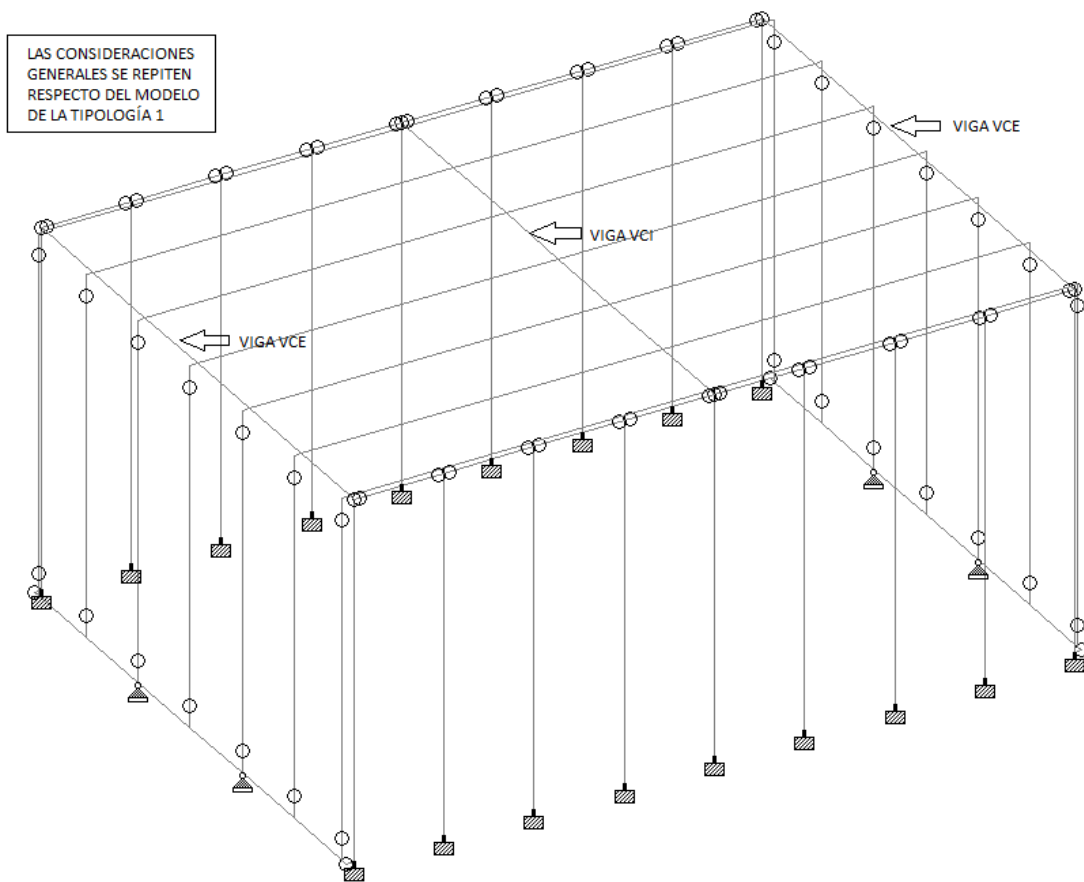


Figura 36: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 2" con indicaciones de consideraciones estructurales en barras

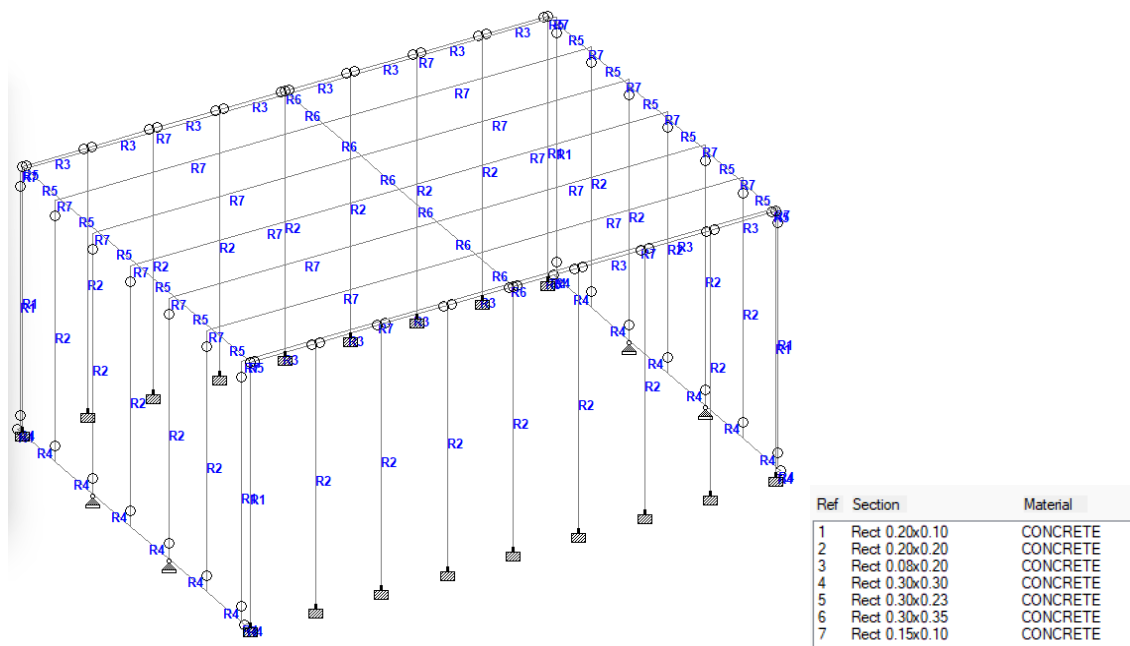


Figura 37a: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 2", indicación de secciones de barras
(Las barras se seccionan en las intersecciones de las placas)

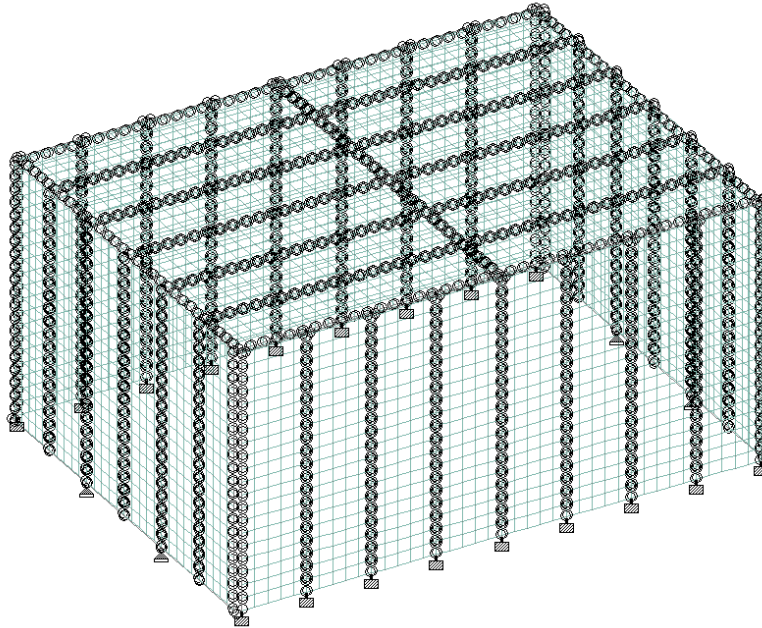


Figura 37b: Modelo de cálculo completo con placas "Nave Modular TIPO 2"

Load Cases Details

1 : D	UNI GY -2.6 kN/m	
	UNI GY -5.2 kN/m	
	UNI GY -1.95 kN/m	
	UNI GY -0.98 kN/m	
	UNI GY -1.9 kN/m	
	UNI GY -0.95 kN/m	
	UNI GY -0.8 kN/m	
	UNI GY -1.2 kN/m	
	UNI GY -2.25 kN/m	
2 : LR	UNI GY -2.4 kN/m	
	UNI GY -3.73 kN/m	
3 : W1P	UNI GZ 0.08 kN/m	
	UNI GZ 0.16 kN/m	
	UNI GZ 0.6 kN/m	
	UNI GZ 1.2 kN/m	
	UNI GX 0.7 kN/m	
	UNI GX 1.4 kN/m	
	UNI GX -1.4 kN/m	
	UNI GX -0.7 kN/m	
	UNI GY 3 kN/m	
	UNI GY 6 kN/m	
4 : W1S	UNI GZ 0.76 kN/m	
	UNI GZ 1.51 kN/m	
	UNI GZ 0.08 kN/m	
	UNI GZ 0.15 kN/m	
	UNI GX 0.03 kN/m	
	UNI GX 0.06 kN/m	
	UNI GX -0.06 kN/m	
	UNI GX -0.03 kN/m	
	UNI GY 0.315 kN/m	
	UNI GY 0.63 kN/m	
5 : W2S	UNI GX 0.77 kN/m	
	UNI GX 1.51 kN/m	
	UNI GX 0.11 kN/m	
	UNI GX 0.22 kN/m	
	UNI GZ 0.03 kN/m	
	UNI GZ 0.06 kN/m	
	UNI GZ -0.06 kN/m	
	UNI GZ -0.03 kN/m	
	UNI GY 0.41 kN/m	
	UNI GY 0.83 kN/m	
6 : W2P	UNI GX 0.08 kN/m	
	UNI GX 0.16 kN/m	
	UNI GX 0.56 kN/m	
	UNI GX 1.13 kN/m	
	UNI GZ 0.7 kN/m	
	UNI GZ 1.4 kN/m	
	UNI GZ -1.4 kN/m	
	UNI GZ -0.7 kN/m	
	UNI GY 2.81 kN/m	
	UNI GY 5.63 kN/m	

Figura 38: "Nave Modular 2"-Cargas básicas

(Las combinaciones de cargas en servicio y estados limites últimos se repiten respecto de Nave Modelar 1)

EJEMPLO DE APLICACIÓN
DE "Lr"

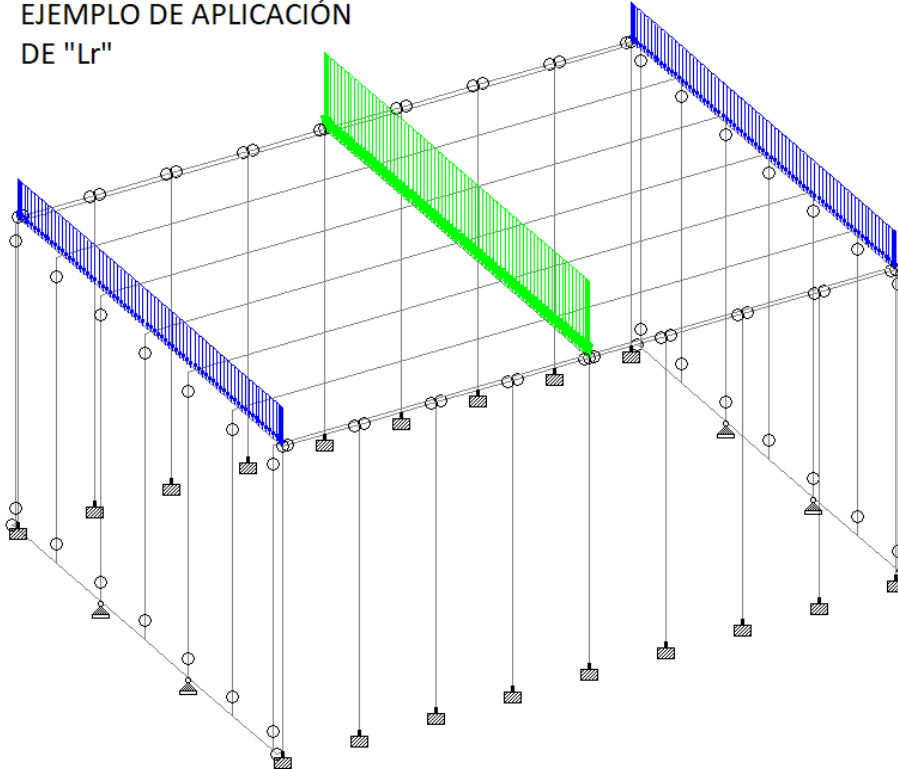


Figura 39a: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 2", aplicación de "Sobrecargas"

EJEMPLO DE APLICACIÓN
DE "W2S"

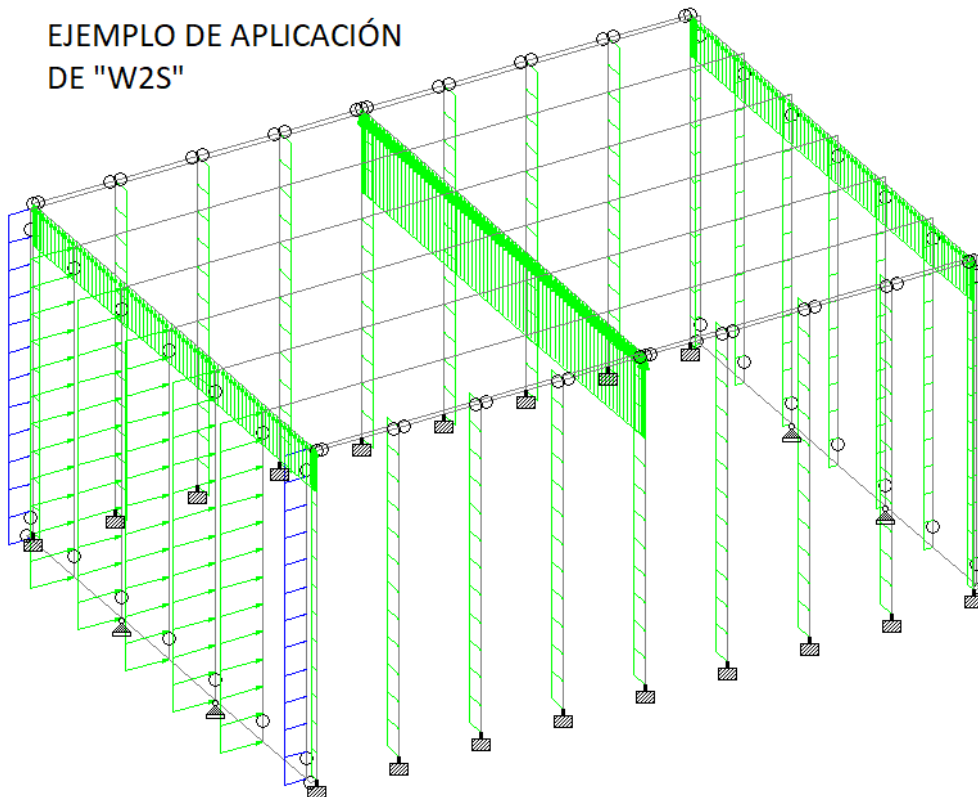


Figura 39b: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 2", aplicación de cargas "Viento en dirección 2-5"

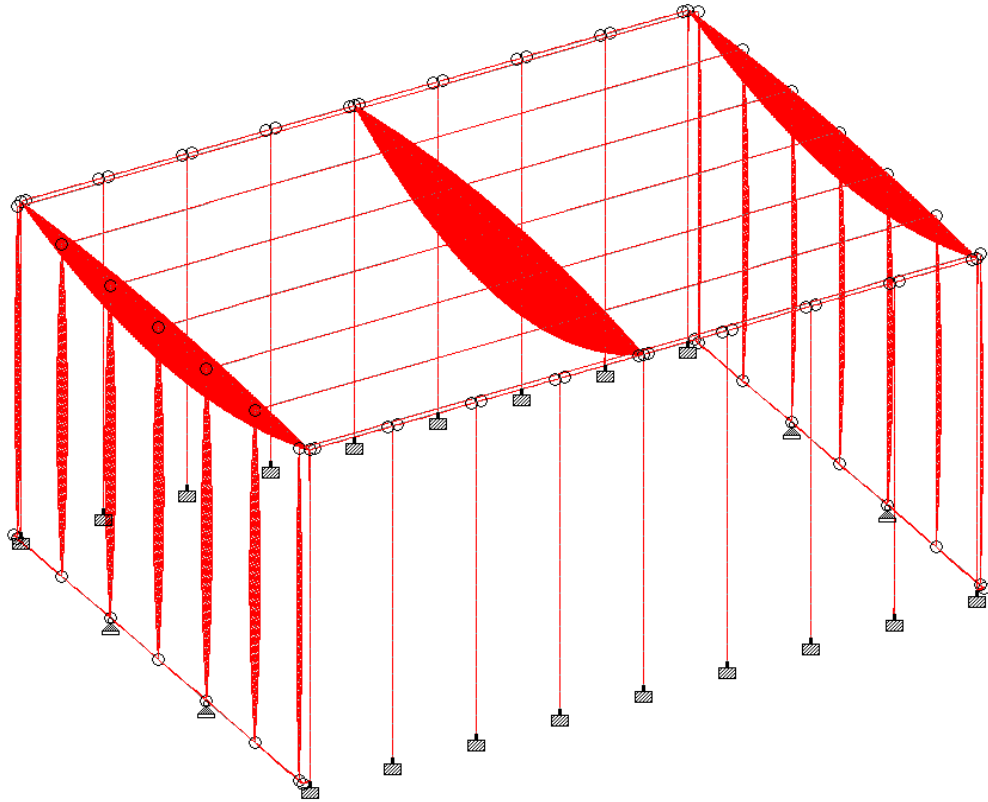


Figura 40: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 2", Envolverte de momentos flectores respecto del "Eje z" ELU

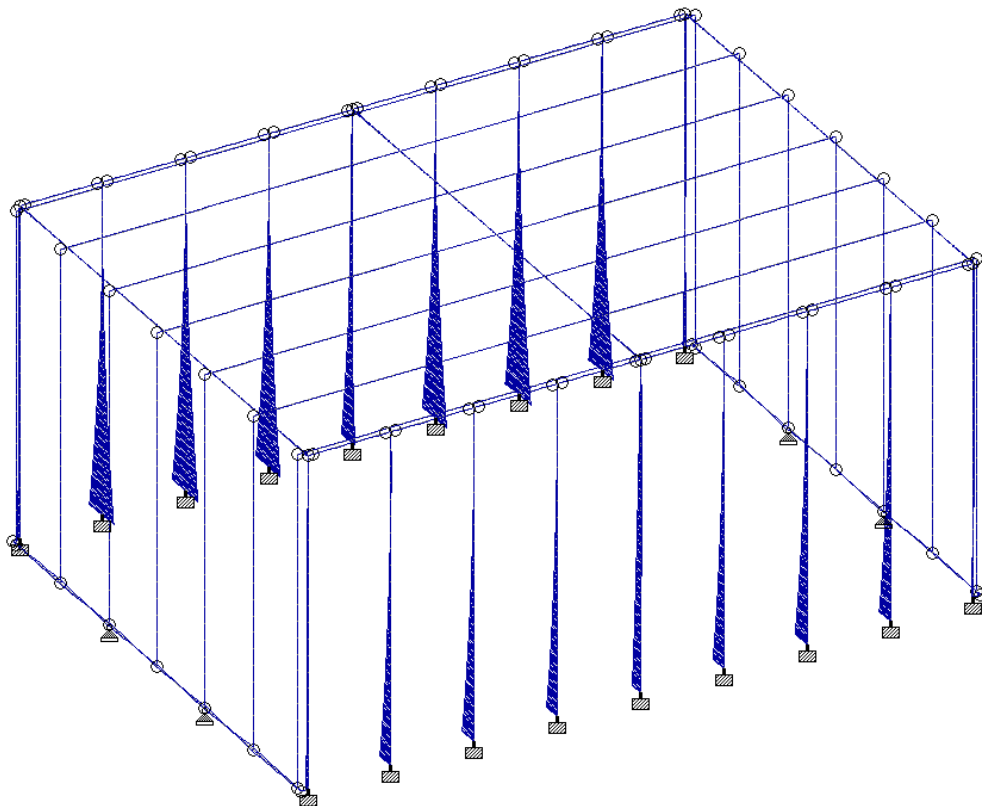


Figura 41: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 2", Envolverte de momentos flectores respecto del "Eje y" ELU

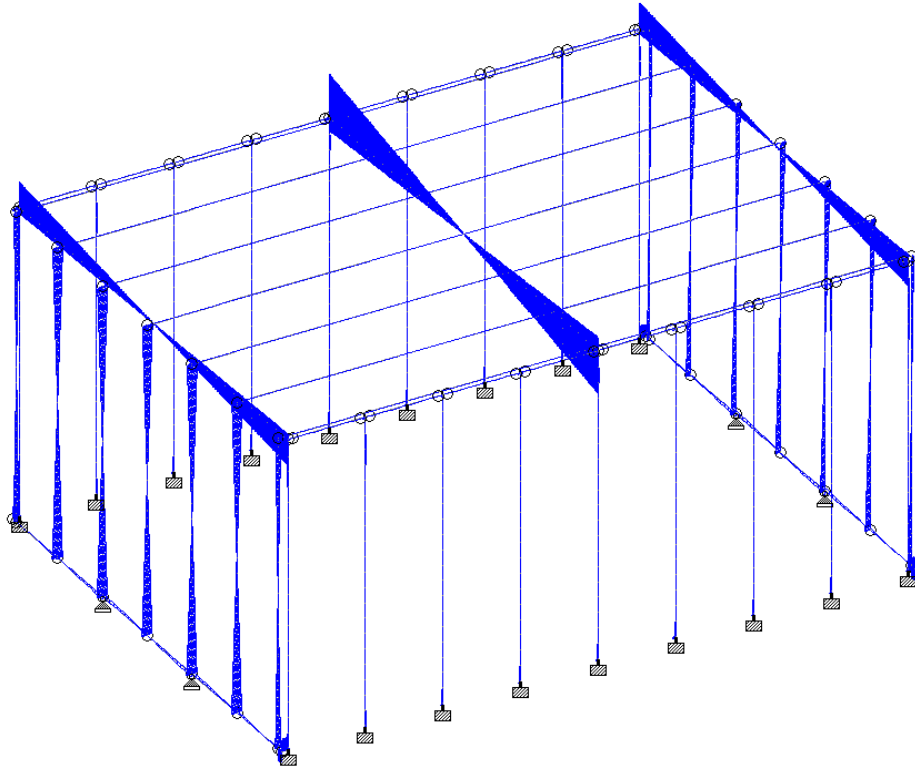


Figura 42: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 2", Envolvente de esfuerzos de corte respecto del "Eje y" ELU

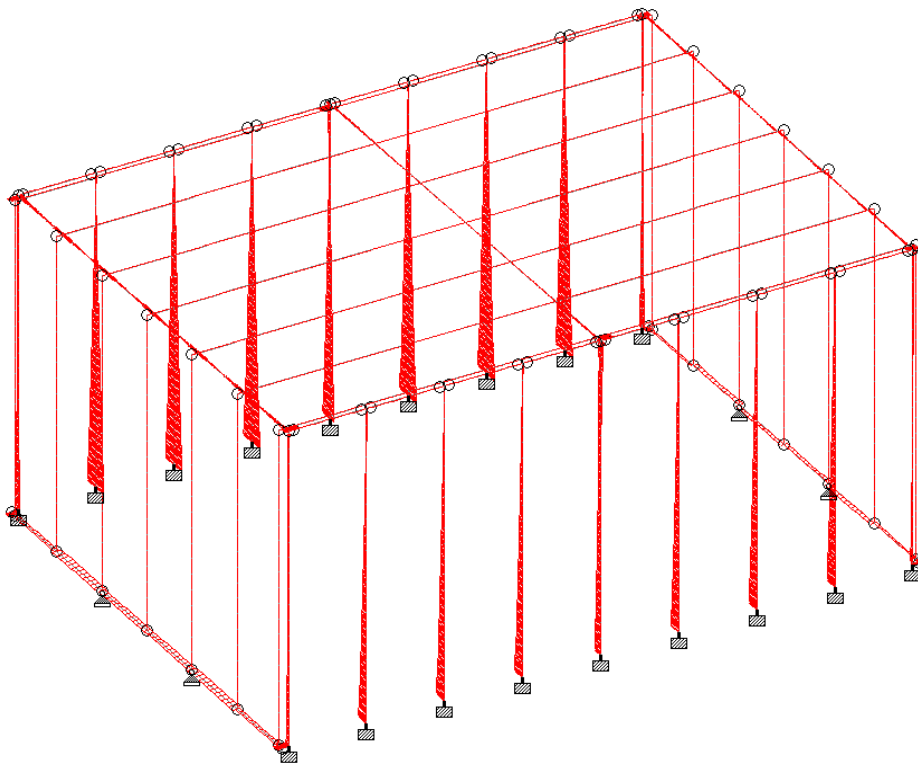


Figura 43: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 2", Envolvente de esfuerzos de corte respecto del "Eje z" ELU

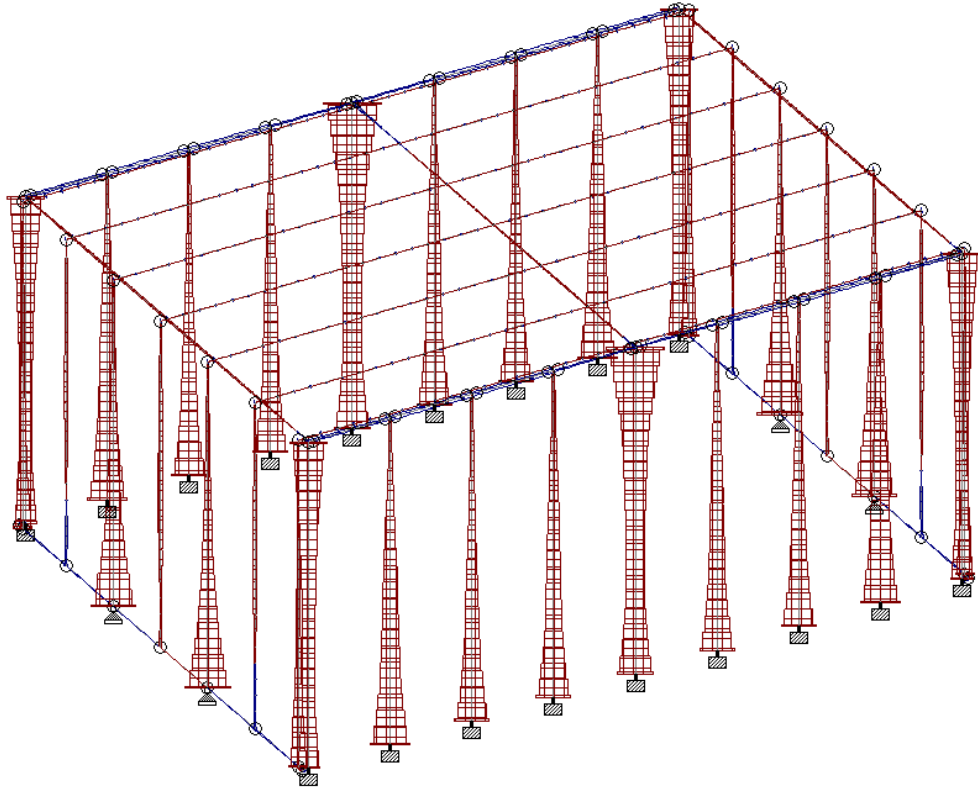
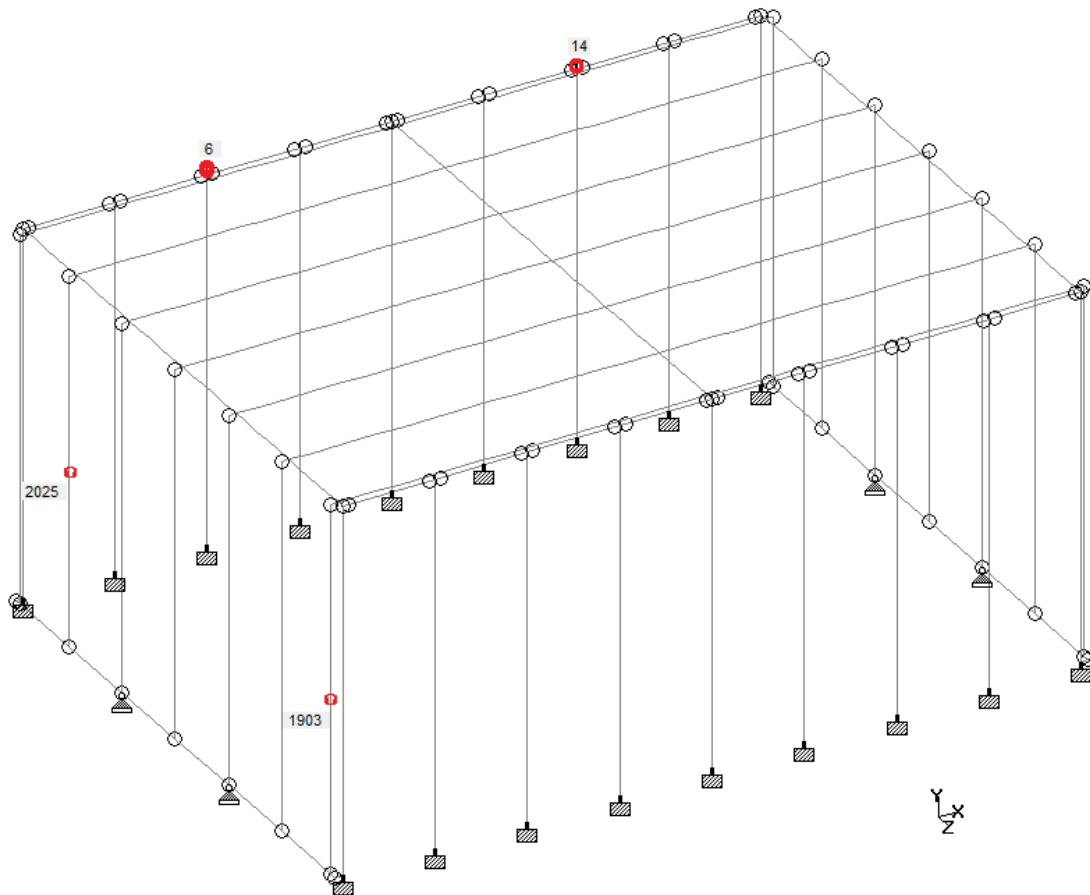


Figura 44: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 2", Diagrama de esfuerzos normales para el estado de carga "1,2D + 1,6Lr + 0,8W1P"



	Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
			X mm	Y mm	Z mm		mm	rX rad	rY rad
Max X	1903	24 D+W2S	3.596	-0.025	0.002	3.596	0.000	0.000	-0.000
Min X	2025	22 D+W1P	-3.286	-0.025	-0.001	3.286	-0.000	-0.000	-0.000
Max Y	1	21 D+L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Min Y	68	21 D+L	-0.000	-20.679	-0.000	20.679	0.000	-0.000	-0.000
Max Z	6	23 D+W1S	-0.004	-0.021	32.989	32.989	0.009	0.000	0.000
Min Z	14	25 D+W2P	0.021	-0.017	-28.663	28.663	-0.007	-0.000	-0.000
Max rX	65	21 D+L	-0.000	-0.955	-0.000	0.955	0.009	-0.000	-0.000
Min rX	71	21 D+L	-0.000	-0.955	0.000	0.955	-0.009	0.000	-0.000
Max rY	1428	25 D+W2P	0.018	-0.018	-4.985	4.985	-0.001	0.019	-0.000
Min rY	585	25 D+W2P	0.018	-0.018	4.985	4.985	0.001	-0.019	-0.000
Max rZ	145	24 D+W2S	0.090	-0.028	0.003	0.094	0.000	0.000	0.002
Min rZ	114	24 D+W2S	0.064	-0.008	-0.001	0.064	-0.000	0.000	-0.002
Max Rs	6	23 D+W1S	-0.004	-0.021	32.989	32.989	0.009	0.000	0.000

Figura 45: Desplazamientos máximos horizontales para cargas de servicio Nave Tipo 2

Respecto de la Figura 45, se aclara que las flechas en servicio para las vigas de cubierta se calculan en particular en la Sección 4.5.7- VERIFICACIONES DE ARMADURAS ADOPTADAS - ESTADO DE SERVICIO - ESTADO ÚLTIMO – FLECHAS – CORTE, ya que en los modelos no queda reflejado el efecto del pretensado de las vigas, y en estas es donde se da el máximo desplazamiento vertical (Eje Y).

A medida que la información vaya siendo necesaria en los análisis se irá obteniendo del modelo que se muestra.

3.3.3- NAVE MODULAR TIPO 3

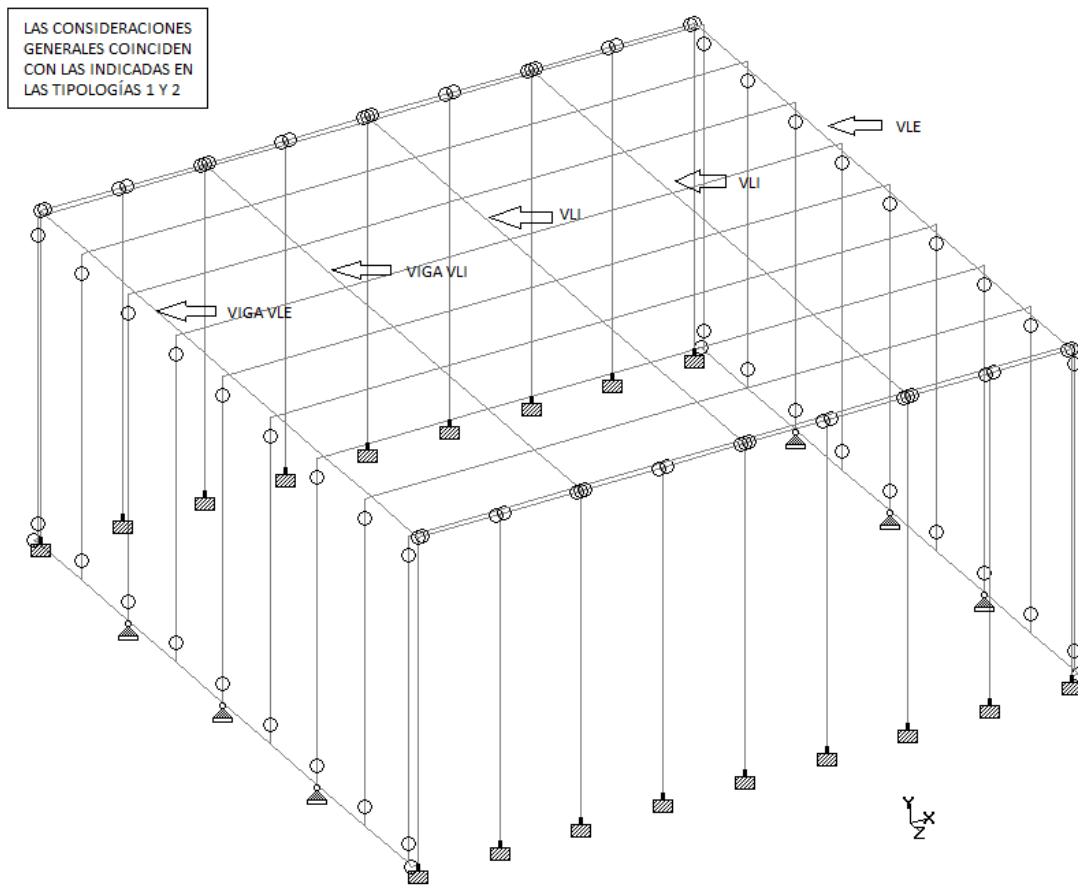


Figura 46: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 3" con indicaciones de consideraciones estructurales en barras

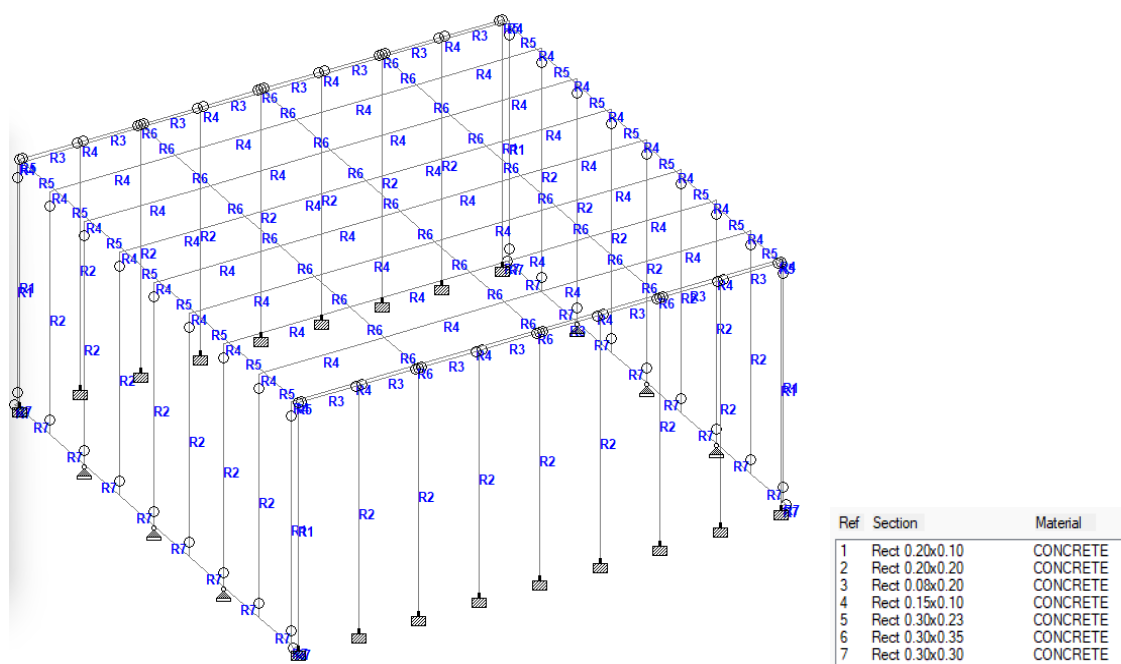


Figura 47a: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 3", indicación de secciones de barras
(Las barras se seccionan en las intersecciones de las placas)

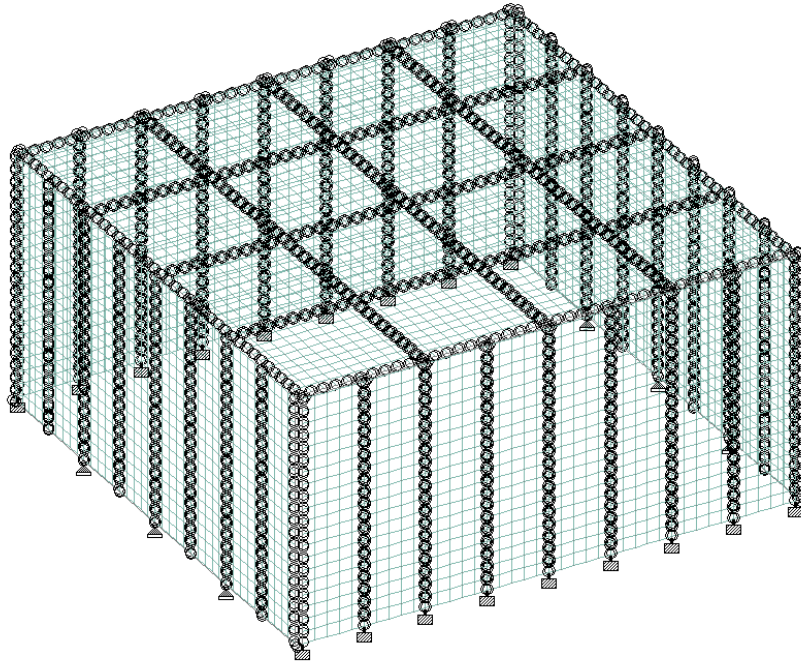


Figura 47b: Modelo de cálculo completo con placas "Nave Modular TIPO 3"

Load Cases Details	
1 : D	
	UNI GY -1 kN/m
	UNI GY -1.95 kN/m
	UNI GY -0.98 kN/m
	UNI GY -1.9 kN/m
	UNI GY -0.95 kN/m
	UNI GY -0.8 kN/m
	UNI GY -1.95 kN/m
	UNI GY -1.2 kN/m
	UNI GY -2.25 kN/m
2 : LR	
	UNI GY -1.2 kN/m
	UNI GY -2.15 kN/m
3 : W1P	
	UNI GZ 0.08 kN/m
	UNI GZ 0.16 kN/m
	UNI GZ 0.6 kN/m
	UNI GZ 1.2 kN/m
	UNI GX 0.7 kN/m
	UNI GX -0.7 kN/m
	UNI GX 1.4 kN/m
	UNI GX -1.4 kN/m
	UNI GY 1.4 kN/m
	UNI GY 2.8 kN/m
4 : W1S	
	UNI GZ 0.76 kN/m
	UNI GZ 1.51 kN/m
	UNI GZ 0.08 kN/m
	UNI GZ 0.15 kN/m
	UNI GX 0.03 kN/m
	UNI GX -0.03 kN/m
	UNI GX -0.06 kN/m
	UNI GX 0.06 kN/m
	UNI GY 0.05 kN/m
	UNI GY 0.1 kN/m
5 : W2S	
	UNI GX 0.76 kN/m
	UNI GX 1.51 kN/m
	UNI GX 0.08 kN/m
	UNI GX 0.15 kN/m
	UNI GZ 0.03 kN/m
	UNI GZ -0.03 kN/m
	UNI GZ -0.06 kN/m
	UNI GZ 0.06 kN/m
	UNI GY 0.05 kN/m
	UNI GY 0.1 kN/m
6 : W2P	
	UNI GX 0.08 kN/m
	UNI GX 0.16 kN/m
	UNI GX 0.61 kN/m
	UNI GX 1.23 kN/m
	UNI GZ 0.7 kN/m
	UNI GZ -0.7 kN/m
	UNI GZ -1.4 kN/m
	UNI GZ 1.4 kN/m
	UNI GY 1.41 kN/m
	UNI GY 2.81 kN/m

Figura 48: "Nave Modular 3"-Cargas básicas

(Las combinaciones de cargas en servicio y estados limites últimos se repiten respecto de Nave Modelar 1)

EJEMPLO DE APLICACIÓN
DE "D"

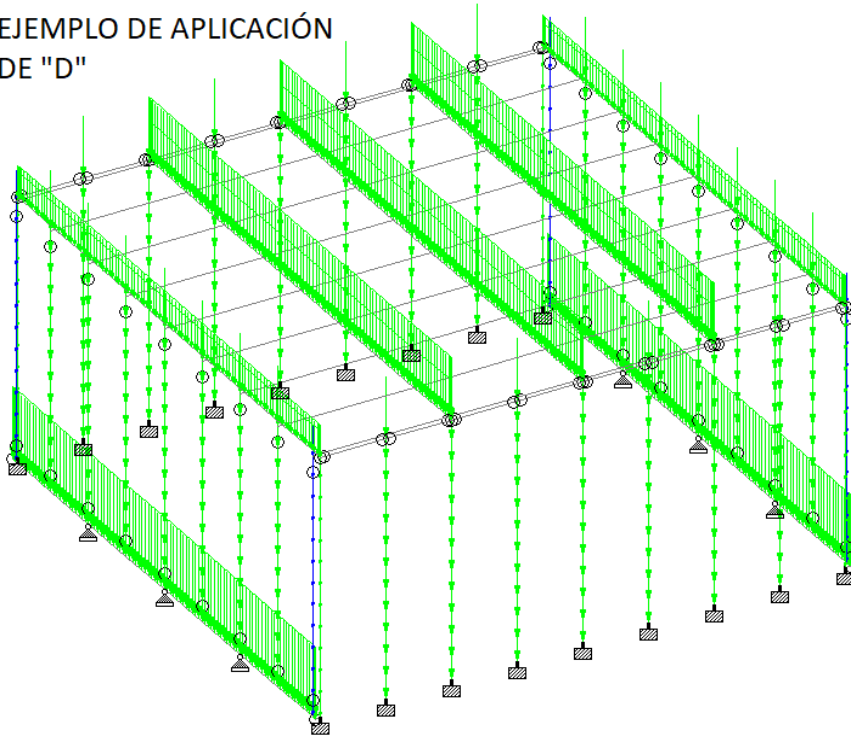


Figura 49a: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 3", aplicación de cargas "Permanentes"

EJEMPLO DE APLICACIÓN
DE W2P

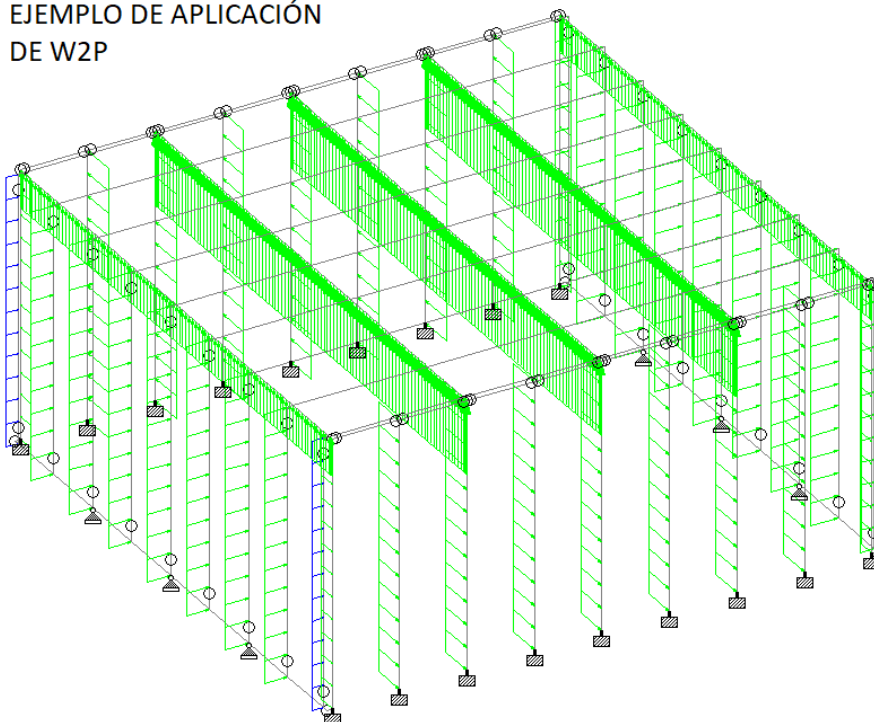


Figura 49b: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 3", aplicación de cargas "Viento en dirección 2-P"

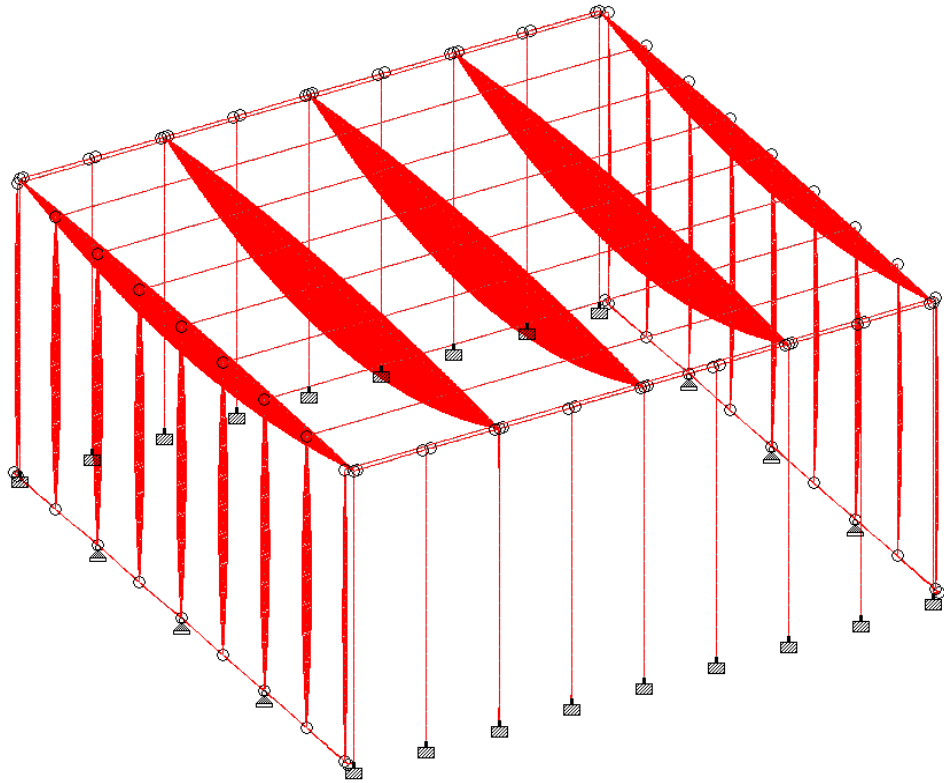


Figura 50: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 3", Envolvere de momentos flectores respecto del "Eje z" ELU

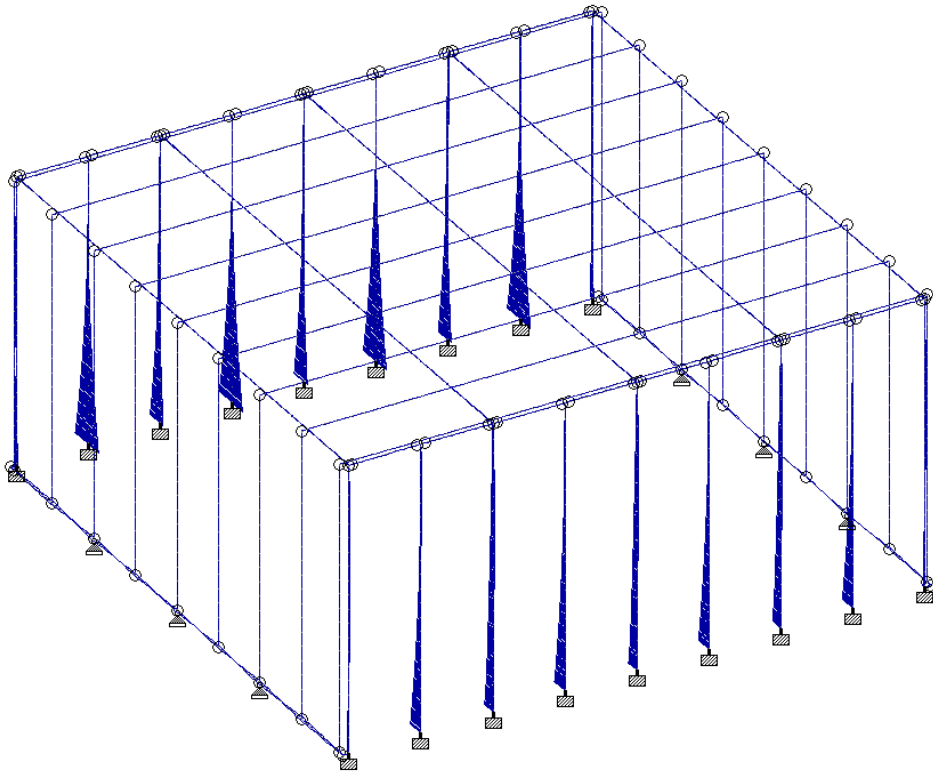


Figura 51: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 3", Envolvere de momentos flectores respecto del "Eje y" ELU

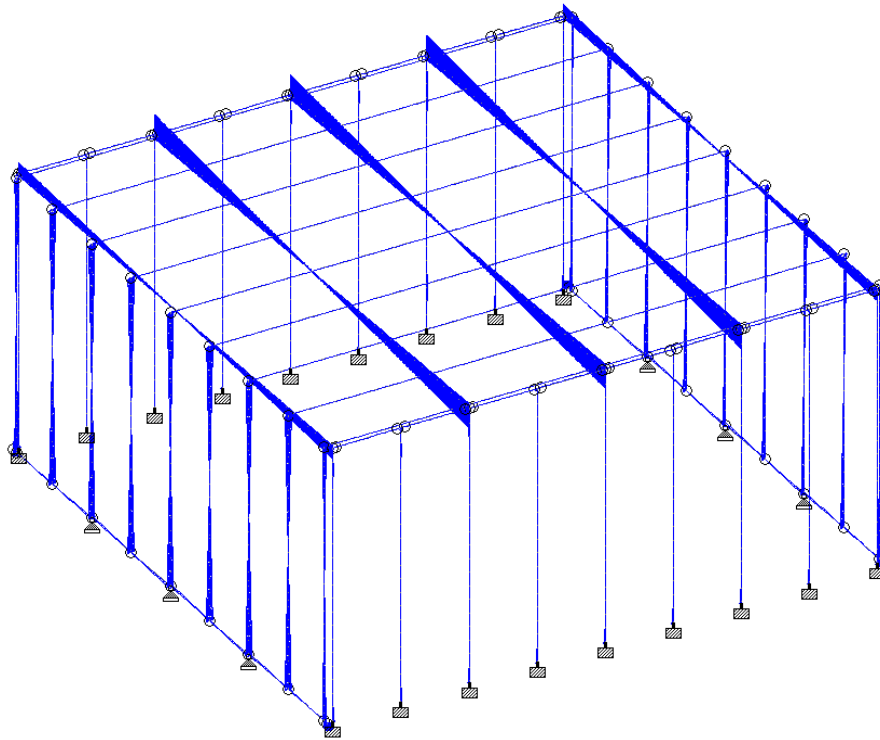


Figura 52: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 3", Envoltura de esfuerzos de corte respecto del "Eje y" ELU

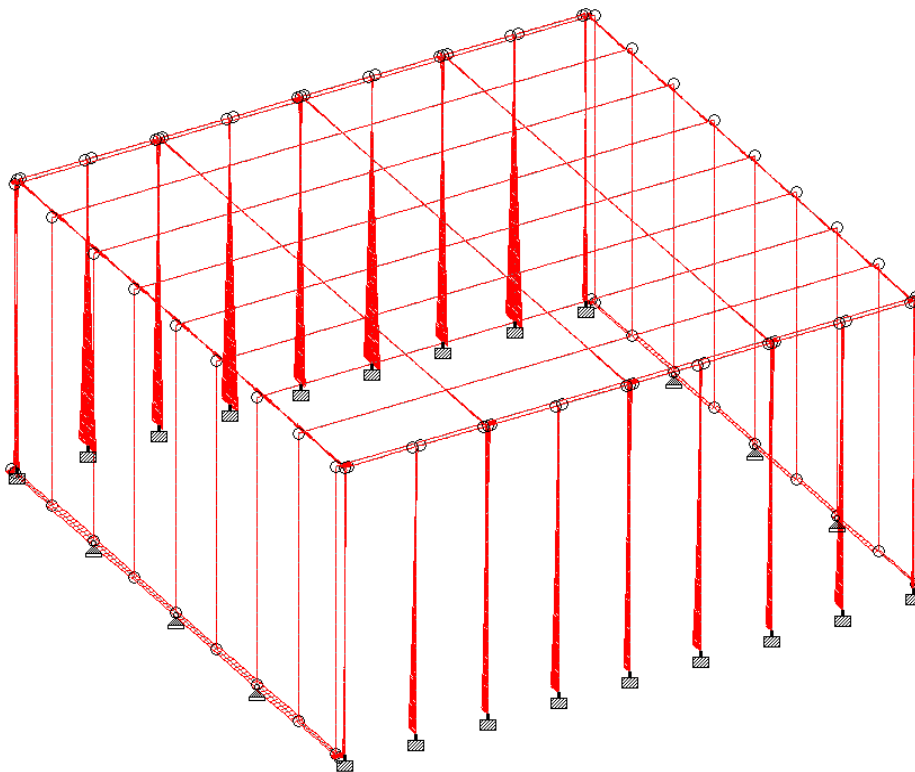


Figura 53: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 3", Envoltura de esfuerzos de corte respecto del "Eje z" ELU

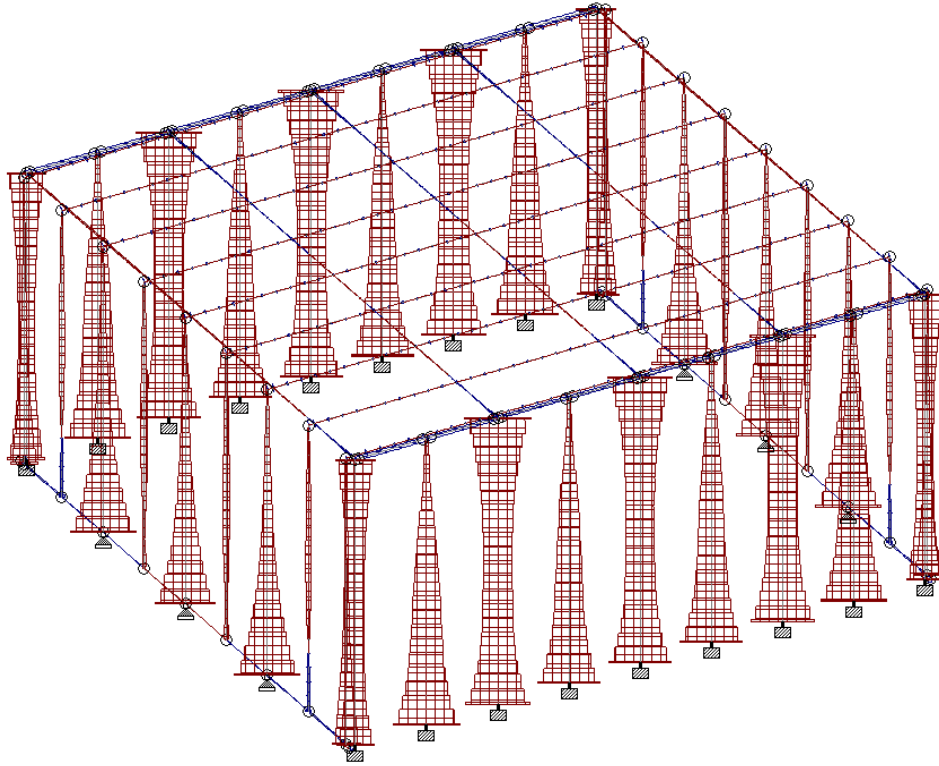
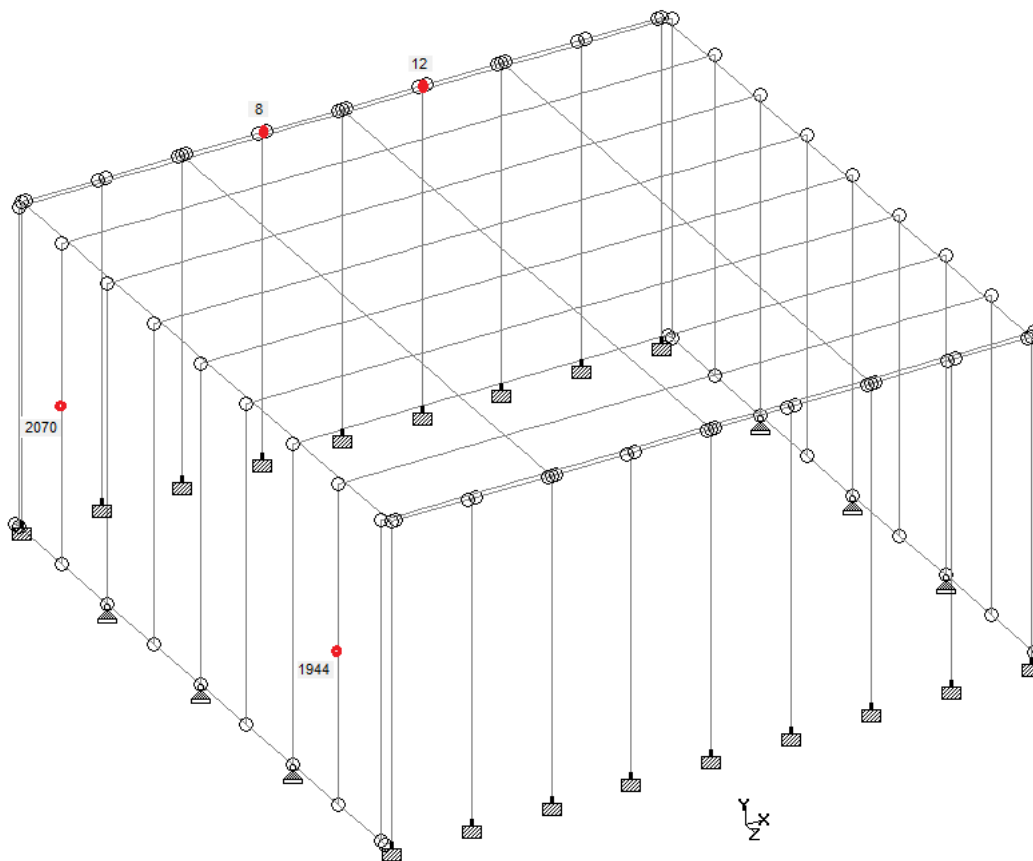


Figura 54: Modelo de cálculo "Nave Modular TIPO 3", Diagrama de esfuerzos normales para el estado de carga " $1,2D + 1,6Lr + 0,8W1P$ "



	Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
			X mm	Y mm	Z mm		mm	rX rad	rY rad
Max X	1944	24 D+W2S	3.564	-0.025	0.002	3.564	0.000	0.000	-0.000
Min X	2070	22 D+W1P	-3.285	-0.025	-0.002	3.285	-0.000	-0.000	-0.000
Max Y	1	21 D+L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Min Y	4658	21 D+L	-0.000	-34.619	0.000	34.619	0.000	-0.000	-0.000
Max Z	8	23 D+W1S	-0.002	-0.029	29.032	29.032	0.008	-0.000	0.000
Min Z	12	25 D+W2P	0.029	-0.016	-19.112	19.112	-0.005	0.000	-0.000
Max rX	65	21 D+L	-0.000	-1.154	-0.000	1.154	0.011	-0.000	-0.000
Min rX	74	21 D+L	-0.000	-1.153	0.000	1.153	-0.011	0.000	-0.000
Max rY	1473	25 D+W2P	0.025	-0.017	-3.867	3.867	-0.000	0.015	-0.000
Min rY	630	25 D+W2P	0.025	-0.017	3.867	3.867	0.000	-0.015	0.000
Max rZ	4712	21 D+L	0.000	-31.756	-0.000	31.756	0.003	-0.000	0.002
Min rZ	4578	21 D+L	-0.000	-31.756	-0.000	31.756	0.003	0.000	-0.002
Max Rs	4658	21 D+L	-0.000	-34.619	0.000	34.619	0.000	-0.000	-0.000

Figura 55: Desplazamientos máximos horizontales para cargas de servicio Nave Tipo 3

Respecto de la Figura 55, se aclara que las flechas en servicio para las vigas de cubierta se calculan en particular en la Sección 4.5.7- VERIFICACIONES DE ARMADURAS ADOPTADAS - ESTADO DE SERVICIO - ESTADO ÚLTIMO – FLECHAS – CORTE, ya que en los modelos no queda reflejado el efecto del pretensado de las vigas, y en estas es donde se dá el máximo desplazamiento vertical (Eje Y).

A medida que la información vaya siendo necesaria en los análisis se irá obteniendo del modelo que se muestra.

CAPÍTULO 4:

ELEMENTOS PREMOLDEADOS

A la hora de analizar un elemento premoldeado, debe tenerse en cuenta que, además de en su disposición final, este está sometido a estados de carga que se dan durante el desmolde y el montaje de cada pieza particularmente.

Por otra parte, debe dotarse a los premoldeados de elementos que permitan maniobrarlo hasta que su colocación en posición final.

Por último, es preciso considerar todos los elementos que luego serán necesarios para que la pieza quede vinculada a la estructura.

Se muestra en lo que sigue el cálculo pormenorizado de los elementos que intervienen en las diferentes tipologías de naves, los planos de premoldeado, los elementos necesarios para movilizarlos y luego vincularlos a la estructura, definiendo además las armaduras previstas para la fabricación y analizando las particularidades de los moldes donde tendrá lugar el hormigonado.

Como cuestiones generales se aclaran a continuación los materiales intervinientes en los elementos que se desarrollan:

Hormigón en paneles de techo, portante y de cerramiento:

Calidad H-30. $f'c = 30$ MPa; $E = 25.743$ MPa.

Hormigón en vigas de cubierta:

Calidad H-45. $f'c = 45$ MPa; $E = 31.529$ MPa.

Acero de pretensado: Calidad C-1750. $f_{py} = 1485$ MPa; $f_{pu} = 1750$ MPa; $E = 200.000$ MPa.

Calidad C-1900. $f_{py} = 1660$ MPa; $f_{pu} = 1966$ MPa; $E = 200.000$ MPa.

Armadura Pasiva: ADN-420. $f_y = 420$ MPa; $f_u = 500$ MPa; $E = 200.000$ MPa.

Acero de malla: Calidad ATR-500. $f_y = 500$ MPa; $E = 200.000$ MPa.

4.1- CASETONADO LARGO “CL”

4.1.1- GENERALIDADES DE LOS MOLDES

Son elementos premoldeados hormigonados en moldes metálicos horizontales, cuya forma inferior copia la inferior del panel y la terminación superior resulta del regleado de la superficie.

Para la construcción de estos elementos se emplearán acero de pretensado, armaduras pasivas y mallas especiales, que hacen posible el armado de elementos de espesor reducido.

Los moldes permiten que el tesado se haga sobre ellos.

Para el correcto desmolde, los moldes son “pintados” con desencofrantes y como se verá, todos los nervios que componen la parte inferior del panel tiene sección variable, siendo desde abajo hacia arriba más anchos, lo cual le dará salida por su forma acuñada.

4.1.2- GEOMETRÍA

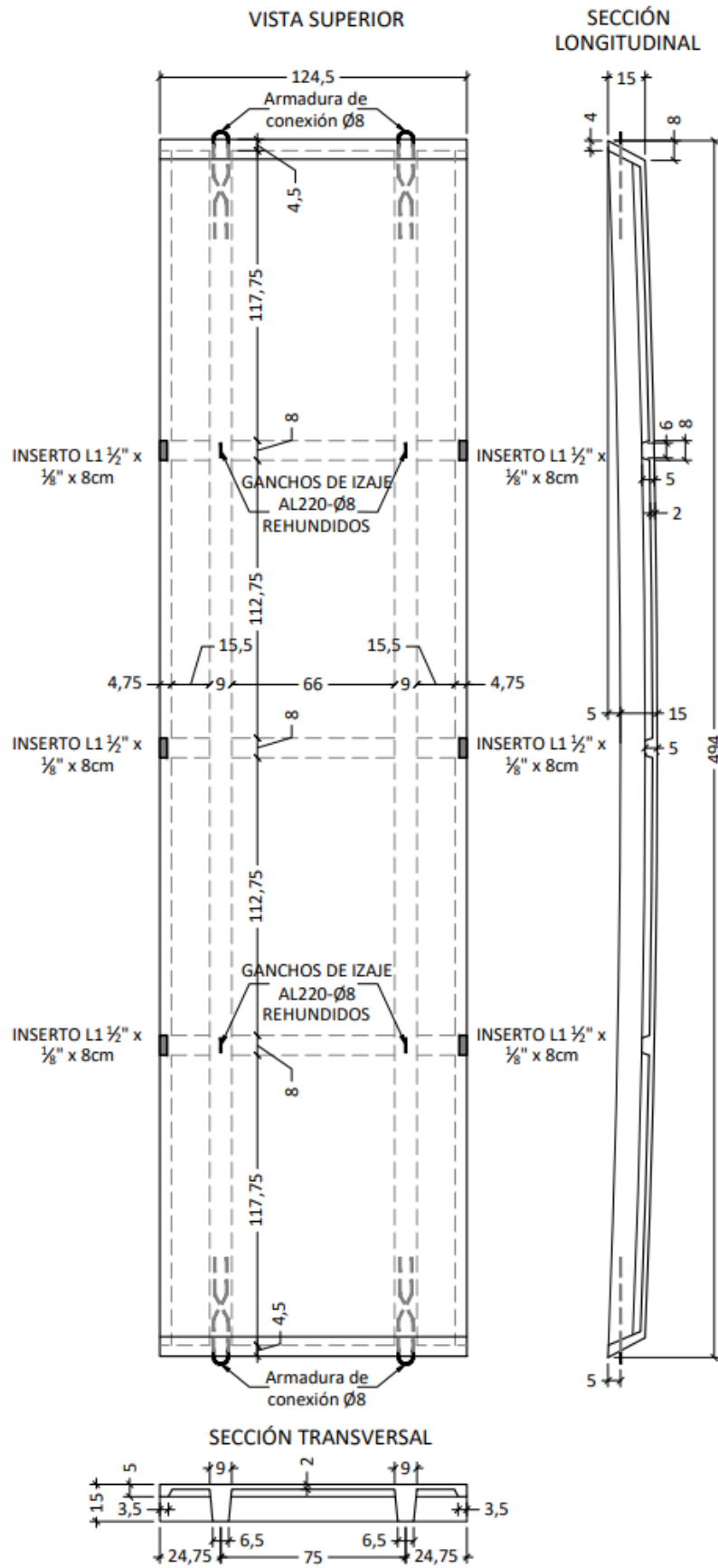


Figura 56: Geometría del panel casetonado "CL"

Se incorporan al plano de geometría de fabricación, el cual puede verse en detalle en el ANEXO "Plano 11 – Geometría y Esquema de Armaduras: CL":

- Distribución de nervios longitudinales y transversales con sus correspondientes dimensiones. Holgura transversal.
- Ganchos de izaje, con su posición, considerándose los mismos rehundidos.
Peso del elemento: 6,50KN
Cantidad de ganchos: 4
Peso por gancho: 1,63KN
Coeficiente de amplificación por desmolde: 2
Coeficiente de amplificación por izaje: 1,5
 T_n por cáncamo: 3,25KN
 T_u por cáncamo: 3,61KN
Indicando "T" un esfuerzo de tracción en el cáncamo.
Divididos a 2 ramas de un cáncamo $\varnothing 8$: 3,61KN/cm² →OK
- Armadura de conexión a vigas y paneles portantes
- Insertos para soldadura en obra una vez posicionado a los fines de vincular la cubierta.
A esto se le agregará al kit las barras de conexión para soldadura.

4.1.3- RESUMEN DE CARGAS Y ESTADOS DE SOLICITACIÓN

- PESO PROPIO: 6,50KN – PESO DE LA PLACA: 0,50KN/m²
- SOBRECARGA DE CUBIERTA: 0,98KN/m²
- VIENTO: -1,51KN/m² (Carga máxima de succión) // +0,12KN/m² (Carga máxima presión)

NERVIO

$$1,4D = 1,05\text{KN/m}^2 \rightarrow 0,66\text{KN/m}$$

$$1,2D + 0,5Lr = 1,75\text{KN/m}^2 \rightarrow 1,10\text{KN/m}$$

$$1,2D + 1,6Lr + 0,8Wp = 2,93\text{KN/m}^2 \rightarrow 1,83\text{KN/m}$$

$$0,9D + 1,6Ws = -0,92\text{KN/m}^2 \rightarrow -0,92\text{KN/m}$$

PLACA

$$1,4D = 0,70\text{KN/m}^2$$

$$1,2D + 0,5Lr = 1,09\text{KN/m}^2$$

$$1,2D + 1,6Lr + 0,8Wp = 2,26\text{KN/m}^2$$

$$0,9D + 1,6Ws = -1,97\text{KN/m}^2$$

4.1.4- CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

Se considera en el diseño que estos elementos trabajan individualmente.

Las cargas normales que se dan cuando el elemento trabaja como diafragma, son bajas y por tal se desprecian.

Para el cálculo de las placas se desprecia el aporte de los nervios secundarios.

Los nervios se dimensionan como vigas placa "L" invertida.

Localmente, la placa del casetonado se comporta como una losa isostática de un tramo y dos voladizos, transfiriendo la carga hacia los nervios. Estos últimos trabajan como vigas simplemente apoyadas.

4.1.5- DIMENSIONAMIENTO

NERVIO

$$q_{u1} = 1,83 \text{ kN/m}$$

$$M_{u1} = 5,49 \text{ kNm}$$

$$q_{u2} = -0,92 \text{ kN/m}$$

$$M_{u2} = 2,76 \text{ kNm}$$

Para el caso de tracción inferior se calcula el ancho colaborante "b" (como viga "L" invertida) de cada nervio:

$$b: \min (b_w + l/12; b_w + 6h_f; b_w + a_1/2)$$

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

HORMIGON:	H-30
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{He} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1750
dnominal=	3x3
$A_s =$	0,212 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1485 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps} =$	205000 MPa
$f_{ps} =$	1750 MPa
$\epsilon_{pdc} =$	5,5 ‰

MOMENTO
$M_u =$ 5,49 kNm
$M_n =$ 6,1 kNm

GEOMETRIA
$h =$ 0,150 m
$b =$ 0,200 m
$b_w =$ 0,075 m
$d =$ 0,110 m
$hf =$ 0,02 m
$d' =$ 0,00 m

NORMAL
$N_u =$ 0,0 kNm
$N_n =$ 0,0 kNm

TIPO DE VIGA
PRETENSADA

VALORES AUXILIARES
$m_n =$ 0,084
$k_c =$ 0,123
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$ 0,011 m
$\epsilon_s =$ 21,5 ‰
$k_z =$ 0,948
$Z =$ 0,104 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$ 27,0 ‰

VIGA RECTANGULAR
$C_a =$ 0,1 ‰
$\Delta M_n =$ 0,0 ‰
$M_{nw} =$ 0,0 ‰
$m_{nw} =$ 0,0 ‰
$k_c =$ 0,0 ‰

$$A_s = 0,33 \text{ cm}^2$$

HORMIGON:	H-30
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c= 4700 \cdot f'c^{1/2}=$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci}= 4700 \cdot f'ci^{1/2}=$	23734 MPa
$\gamma_{H90}=$	25 kN/m ³
$\beta_1=$	0,850

ARMADURA PASIVA:	ADN 420
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA:	C-1750
dnominal=	3x3
$A_s=$	0,212 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1485 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps}=$	205000 MPa
$f_{ps}=$	1678 MPa
$\epsilon_{pdc}=$	5,5 ‰

MOMENTO	
$M_u=$	2,76 kNm
$M_n=$	3,1 kNm

NORMAL	
$N_u=$	0,0 kNm
$N_n=$	0,0 kNm

GEOMETRIA	
$h=$	0,150 m
$b=$	0,075 m
$b_w=$	0,075 m
$d=$	0,110 m
$h_f=$	0,02 m
$d'=$	0,00 m

TIPO DE VIGA
ARMADA

VALORES AUXILIARES	
$m_n=$	0,113
$k_c=$	0,168
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d=$	0,016 m
$\epsilon_s=$	14,9 ‰
$k_z=$	0,929
$Z=$	0,102 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$	20,4 ‰

→ VIGA RECTANGULAR	
$C_a=$	0,0 ‰
$\Delta M_n=$	0,0 ‰
$M_{nw}=$	0,0 ‰
$m_{nw}=$	0,1 ‰
$k_c=$	0,0 ‰

$A_s=$	0,71 cm ²
--------	----------------------

Al igual que para el dimensionamiento a flexión, se calcula el corte para cada nervio por separado.

$$V_u \text{ (MN)} = 1,83 \text{ KN/m} \times (4,90/2) \text{ m} = 0,0045 \text{ MN}$$

$$V_n \text{ (MN)} = V_u / \Phi = 0,0045 \text{ MN} / 0,75 = 0,006 \text{ MN}$$

$$V_c \text{ (MN)} = 1/6 \times b_w \times d \times (f'c)^{1/2} = 1/6 \times 0,075 \text{ m} \times 0,11 \text{ m} \times (30 \text{ MPa})^{1/2} = 0,0078 \text{ MN}$$

$$V_c/2 < V_n < V_c$$

En este caso, como $h < 25\text{cm}$ queda exceptuado del requisito de armadura mínima.

En definitiva, se adopta:

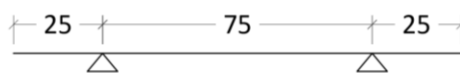
Arm. Inferior por nervio: 2 trenzas de 3x3 (0,212cm² * 2)

Arm. Superior por nervio: 2 \emptyset 8mm (0,50cm² * 2)

Para el armado de los nervios, aunque no se requiera, se colocará a modo de estribo una malla conformada por 2 ramas de 1 Φ 3 c/15 en el sentido transversal y 1 Φ 3 c/15 en el sentido longitudinal.

PLACA

Para obtener los esfuerzos se considera un esquema estructural como este:



Se obtiene a partir de $p_u = 2,26 \text{ kN/m}^2$.

$M_u = 0,088 \text{ kNm/m}$

$V_u = 0,847 \text{ kN/m}$

HORMIGÓN:	H-30
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{HE} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA	AT-500
Resistencia (f_y)=	500 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

MOMENTO	
$M_u =$	0,09 kNm
$M_n =$	0,1 kNm

NORMAL	
$N_u =$	0,0 kNm
$N_n =$	0,0 kNm

GEOMETRIA	
$h =$	0,020 m
$b =$	1,000 m
$b_w =$	1,000 m
$d =$	0,010 m
$hf =$	0,02 m
$d' =$	0,00 m

TIPO DE VIGA
ARMADA

VALORES AUXILIARES	
$m_n =$	0,033
$k_c =$	0,047
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$	0,000 m
$\epsilon_s =$	60,7 ‰
$k_z =$	0,980
$Z =$	0,010 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$	60,7 ‰

VIGA RECTANGULAR	
$C_a =$	0,0 ‰
$\Delta M_n =$	0,0 ‰
$M_{nw} =$	0,0 ‰
$m_{nw} =$	0,0 ‰
$k_c =$	0,0 ‰

$A_s =$	0,20 cm ²
---------	----------------------

$$V_n \text{ (MN)} = 0,00085 \text{ MN}$$

$$V_n \text{ (MN)} = V_u / \Phi = 0,00085 \text{ MN} / 0,75 = 0,001 \text{ MN}$$

$$V_c \text{ (MN)} = 1/6 \times b_w \times d \times (f'c)^{1/2} = 1/6 \times 1 \times 0,01 \text{ m} \times (30 \text{ MPa})^{1/2} = 0,009 \text{ MN}$$

Se comprueba que con la sola contribución del hormigón alcanza para resistir las sollicitaciones, sin la necesidad de armadura de corte.

Se adopta una malla conformada por $1\Phi 3 \text{ c}/15$ ($0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$) en el sentido transversal y $1\Phi 3 \text{ c}/15$ en el sentido longitudinal.

4.1.6- ESQUEMA DE ARMADURAS

ESQUEMA DE ARMADURAS

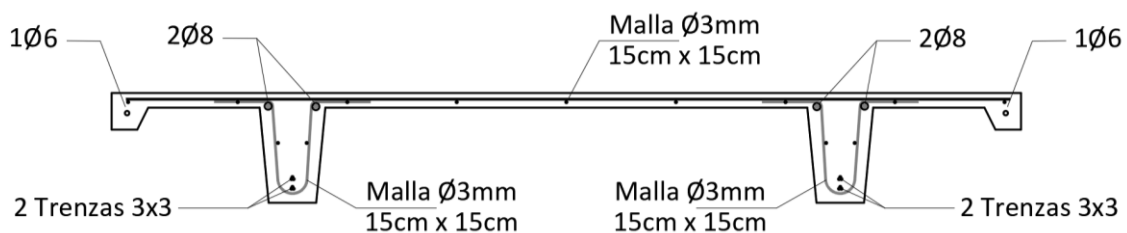


Figura 57: Esquema de armaduras panel casetonado "CL"

4.2- CASETONADO CORTO "CC"

4.2.1- GENERALIDADES DE LOS MOLDES

Las particularidades de los moldes para la ejecución de estos casetonados coinciden con las descritas en el punto 4.1.1, para casetonados CL.

4.2.2- GEOMETRÍA

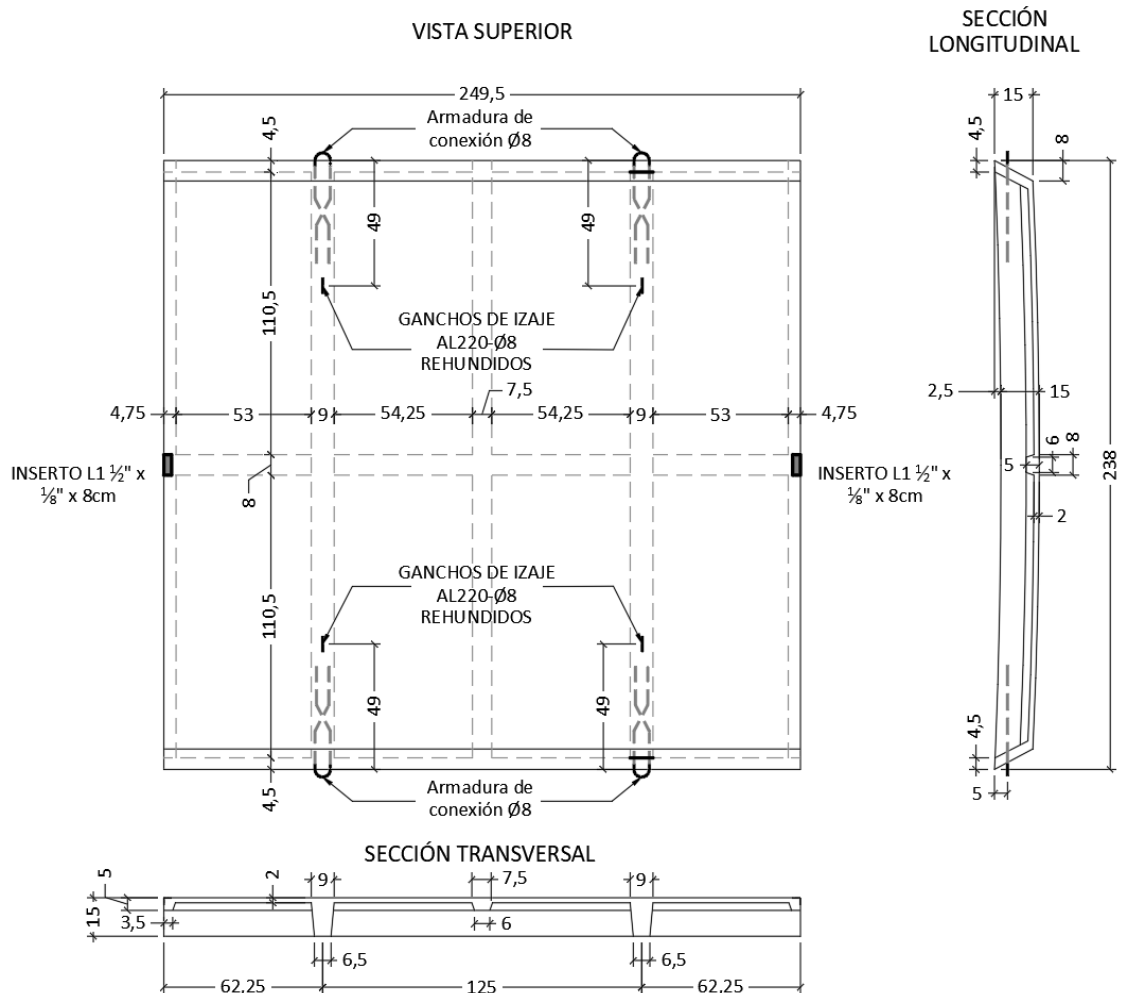


Figura 58: Geometría del panel casetonado "CC"

Se incorporan al plano de geometría de fabricación, el cual puede verse en detalle en el ANEXO "Plano 12 – Geometría y Esquema de Armaduras: CC":

- Distribución de nervios longitudinales y transversales con sus correspondientes dimensiones. Holgura transversal.
- Ganchos de izaje, con su posición, considerándose los mismos rehundidos.
Peso del elementos: 5,00KN
Cantidad de ganchos: 4
Peso por gancho: 1,25KN
Coeficiente de amplificación por desmolde: 2
Coeficiente de amplificación por izaje: 1,5

T_n por cáncamo: 2,45KN

T_u por cáncamo: 2,72KN

Indicando "T" un esfuerzo de tracción en el cáncamo.

Divididos a 2 ramas de un cáncamo $\varnothing 8$: 2,72KN/cm² →OK

- Armadura de conexión a vigas y paneles portantes
- Insertos para soldadura en obra una vez posicionado, a los fines de vincular la cubierta. A esto se le agregará al kit las barras de conexión para soldadura.

4.2.3- RESUMEN DE CARGAS Y ESTADOS DE SOLICITACIÓN

- PESO PROPIO: 5,00KN – PESO DE LA PLACA: 0,50KN/m²
- SOBRECARGA DE CUBIERTA: 0,98KN/m²
- VIENTO: -1,29KN/m² (Carga máxima de succión) // +0,12KN/m² (Carga máxima presión)
- *NERVIO*

$$1,4D = 1,18\text{KN/m}^2 \rightarrow 1,48\text{KN/m}$$

$$1,2D + 0,5Lr = 1,50\text{KN/m}^2 \rightarrow 1,88\text{KN/m}$$

$$1,2D + 1,6Lr + 0,8W = 2,68\text{KN/m}^2 \rightarrow 3,35\text{KN/m}$$

$$0,9D + 1,6W = -1,30\text{KN/m}^2 \rightarrow -1,63\text{KN/m}$$

PLACA

$$1,4D = 0,70\text{KN/m}^2$$

$$1,2D + 0,5Lr = 1,09\text{KN/m}^2$$

$$1,2D + 1,6Lr + 0,8W = 2,26\text{KN/m}^2$$

$$0,9D + 1,6W = -1,61\text{KN/m}^2$$

4.2.4- CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

Se repiten las ya expuestas en el apartado 4.1.4, del casetonado largo.

4.2.5- DIMENSIONAMIENTO

NERVIO

$$q_{u1} = 3,35\text{KN/m}$$

$$M_{u1} = 2,31\text{KNm}$$

$$q_{u2} = -1,61\text{KN/m}$$

$M_{u2} = -1,11 \text{ kNm}$

Para el caso de tracción inferior se calcula el ancho colaborante “b” (como viga “L” invertida) de cada nervio:

$$b: \min (b_w + l/12; b_w + 6h_f; b_w + a_1/2)$$

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

HORMIGON:	H-30
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{H9} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1750
$d_{nominal} =$	3x3
$A_s =$	0,212 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1485 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps} =$	205000 MPa
$f_{ps} =$	1750 MPa
$\epsilon_{pdc} =$	5,5 ‰

MOMENTO
$M_u =$ 2,31 kNm
$M_n =$ 2,6 kNm

NORMAL
$N_u =$ 0,0 kNm
$N_n =$ 0,0 kNm

GEOMETRIA
$h =$ 0,150 m
$b =$ 0,200 m
$b_w =$ 0,075 m
$d =$ 0,110 m
$h_f =$ 0,02 m
$d' =$ 0,00 m

TIPO DE VIGA
PRETENSADA

VALORES AUXILIARES
$m_n =$ 0,035
$k_c =$ 0,050
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$ 0,005 m
$\epsilon_s =$ 57,0 ‰
$k_z =$ 0,979
$Z =$ 0,108 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$ 62,5 ‰

→ VIGA RECTANGULAR
$C_a =$ 0,1 ‰
$\Delta M_n =$ 0,0 ‰
$M_{nw} =$ 0,0 ‰
$m_{nw} =$ -0,1 ‰
$k_c =$ 0,0 ‰

$A_s =$ 0,14 cm ²

HORMIGON:	H-30
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{H9} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1750
$d_{nominal} =$	3x3
$A_s =$	0,212 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1485 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps} =$	205000 MPa
$f_{ps} =$	1750 MPa
$\epsilon_{pdc} =$	5,5 ‰

MOMENTO
$M_u =$ 1,11 kNm
$M_n =$ 1,2 kNm

NORMAL
$N_u =$ 0,0 kNm
$N_n =$ 0,0 kNm

GEOMETRIA
$h =$ 0,150 m
$b =$ 0,075 m
$b_w =$ 0,075 m
$d =$ 0,110 m
$h_f =$ 0,02 m
$d' =$ 0,00 m

TIPO DE VIGA
ARMADA

VALORES AUXILIARES
$m_n =$ 0,045
$k_c =$ 0,064
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$ 0,006 m
$\epsilon_s =$ 43,5 ‰
$k_z =$ 0,973
$Z =$ 0,107 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$ 49,0 ‰

→ VIGA RECTANGULAR
$C_a =$ 0,0 ‰
$\Delta M_n =$ 0,0 ‰
$M_{nw} =$ 0,0 ‰
$m_{nw} =$ 0,0 ‰
$k_c =$ 0,0 ‰

$A_s =$ 0,27 cm ²

En cuanto al corte en los nervios:

$$V_u \text{ (MN)} = 3,35 \text{ KN/m} \times (2,38/2) \text{ m} = 0,004 \text{ MN}$$

$$V_n \text{ (MN)} = V_u / \Phi = 0,004 \text{ MN} / 0,75 = 0,0053 \text{ MN}$$

$$V_c \text{ (MN)} = 1/6 \times b_w \times d \times (f'_c)^{1/2} = 1/6 \times 0,075 \text{ m} \times 0,11 \text{ m} \times (30 \text{ MPa})^{1/2} = 0,0078 \text{ MN}$$

$$V_c/2 < V_n < V_c$$

En este caso, como $h < 25\text{cm}$ queda exceptuado del requisito de armadura mínima.

En definitiva, se adopta:

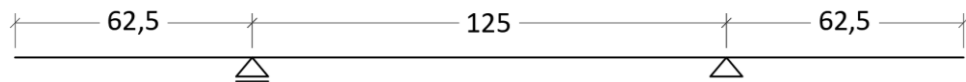
Arm. Inferior por nervio: 2 trenzas de 3×2.25 ($0,119\text{cm}^2 * 2$)

Arm. Superior por nervio: 2 \emptyset 6mm ($0,28\text{cm}^2 * 2$)

Para el armado de los nervios, aunque no se requiera, se colocará a modo de estribo una malla conformada por 2 ramas de $1\Phi 3$ c/15 en el sentido transversal y $1\Phi 3$ c/15 en el sentido longitudinal.

PLACA

Para obtener los esfuerzos se considera un esquema estructural como este:



Se obtiene a partir de $p_u = 2,26\text{KN/m}^2$

$$M_u = -0,441\text{KNm/m}$$

$$V_u = 1,41\text{KN/m}$$

HORMIGON: H-30	
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{H90} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA AT-500	
Resistencia (f_y)=	500 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

MOMENTO	
$M_u =$	0,44 kNm
$M_n =$	0,5 kNm

NORMAL	
$N_u =$	0,0 kNm
$N_n =$	0,0 kNm

GEOMETRIA	
$h =$	0,020 m
$b =$	1,000 m
$b_w =$	1,000 m
$d =$	0,010 m
$hf =$	0,02 m
$d' =$	0,00 m

TIPO DE VIGA	
ARMADA	

VALORES AUXILIARES	
$mn =$	0,163
$k_c =$	0,253
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$	0,002 m
$\epsilon_s =$	8,8 ‰
$k_z =$	0,892
$Z =$	0,009 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$	8,8 ‰

VIGA RECTANGULAR	
$Ca =$	0,0 ‰
$\Delta Mna =$	0,0 ‰
$Mnw =$	0,0 ‰
$mnw =$	0,2 ‰
$k_c =$	0,0 ‰

$A_s =$	1,10 cm ²
---------	----------------------

$$V_n \text{ (MN)} = 0,00141 \text{ MN}$$

$$V_n \text{ (MN)} = V_u / \Phi = 0,00141 \text{ MN} / 0,75 = 0,0019 \text{ MN}$$

$$V_c \text{ (MN)} = 1/6 \times b_w \times d \times (f'c)^{1/2} = 1/6 \times 1 \times 0,01 \text{ m} \times (30 \text{ MPa})^{1/2} = 0,009 \text{ MN}$$

Se comprueba que con la sola contribución del hormigón alcanza para resistir las sollicitaciones, sin la necesidad de armadura de corte.

Se adopta una malla conformada por $1\Phi 4$ c/10 (1,26 cm²/m) en el sentido transversal y $1\Phi 3$ c/15 en el sentido longitudinal.

4.2.6- ESQUEMA DE ARMADURAS

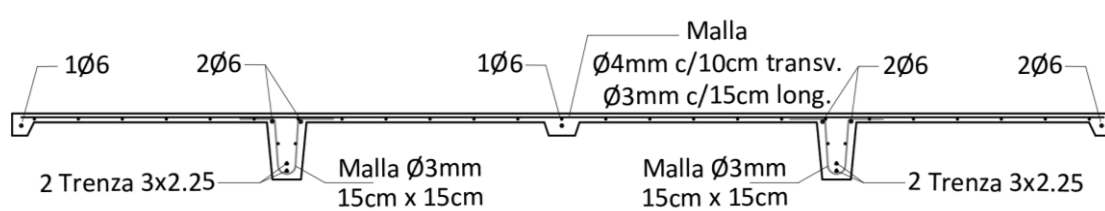


Figura 59: Esquema de armaduras panel casetonado "CC"

4.3- PANEL AUTOPORTANTE "PA"

4.3.1- GENERALIDADES DE LOS MOLDES

En la fabricación de este tipo de premoldados se emplean moldes metálicos donde, la parte inferior, copia la forma de los nervios del panel, quedando la cara interior como vista

superior de hormigonado. Esto sería, el lado exterior de la nave tiene la terminación lisa dada por el molde metálico, mientras que la interior es una superficie regleada.

Los nervios del panel tienen forma inclinada para darle salida a la pieza. Además se coloca sobre el mismo el desencofrante necesario.

En la vista superior de hormigonado, coincidente con los nervios, se dejan previstos los cáncamos de desmolde que sirve también a los traslados internos.

Como la pieza se hormigona en una posición diferente a la que tendrá una vez colocado, se dejan previstos cáncamos superiores de izaje, y será preciso calcular el elemento en la condición horizontal para asegurar que las armaduras colocadas cubran las solicitaciones que el panel tiene en esa posición.

4.3.2- GEOMETRÍA

Por la complejidad y detalles que implica la geometría de estos elementos, se recomienda ver en el ANEXO "Plano 9 – Geometría y Esquema de Armaduras: PA" el plano particular de este premoldeado. No obstante a continuación se dejan unas imágenes interpretativas de la pieza.

En la geometría de fabricación de este elemento es preciso indicar los cáncamos de izaje y desmoldes que deben dejarse previstos.

De la misma manera, se marcan en los nervios longitudinales de la pieza, pasantes que servirán como espacio para que, una vez montados los paneles, se introduzcan barras roscada que tomen un nervio al contiguo de modo que se transfieran cargas horizontales y queden vinculados solidariamente (además del punto de empotramiento). Luego se verá el detalle de este ensamble.

Para el desmolde y traslado horizontal de la pieza, se proponen 4 cáncamos de $\varnothing 8\text{mm}$. Siendo el peso del elemento igual a 9,80KN, y considerando un coeficiente de desmolde igual a 2, con lo cual la carga última para cada cáncamo resulta: 4,9KN. Considerando el esfuerzo de tracción en el cáncamo, el valor nominal es: 5,44KN, dividiendo esta carga en el cáncamo a dos ramas, la tensión nominal resulta $5,44\text{KN}/\text{cm}^2$, lo cual para acero AL220 verifica.

Para el izaje de la pieza se dejan previstos dos cáncamos superiores de $\varnothing 10\text{mm}$. El coeficiente de seguridad para estos casos es igual a 1,5. El valor último de tracción en cada uno es 7,35KN, dando un valor de Tracción nominal de 8,17KN, con lo cual el cáncamo queda solicitado con $5,20\text{KN}/\text{cm}^2$.

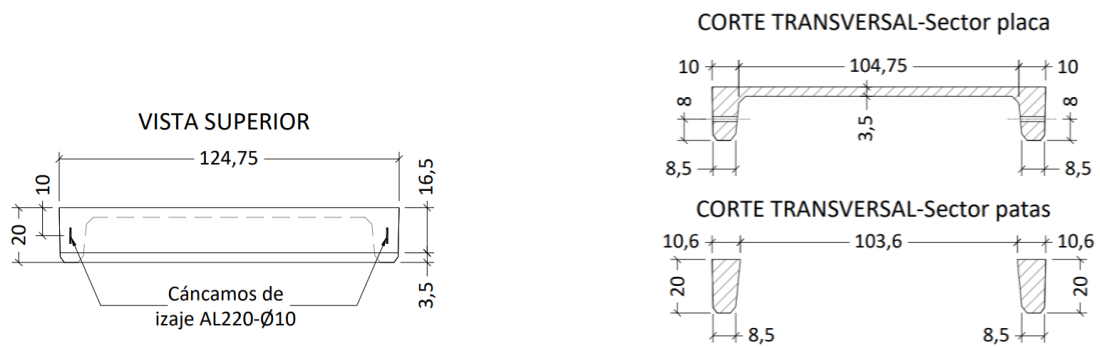
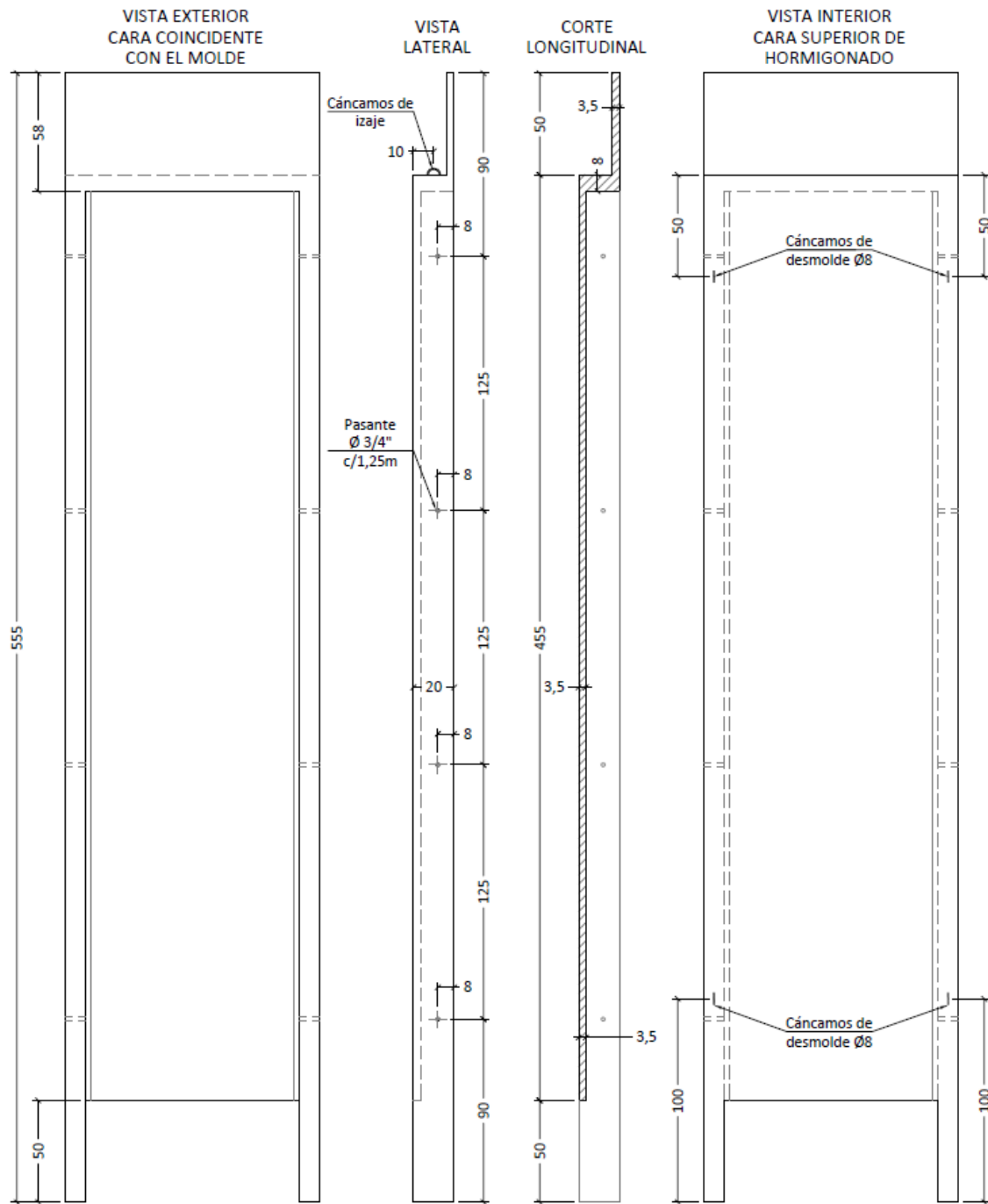


Figura 60: Geometría de paneles portantes "PA"

4.3.3- CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

El panel se considera como un conjunto en el cual la placa de cerramiento trabaja como una losa derecha apoyada en los nervios verticales, trasladando las cargas de forma lineal a este.

Por otra parte, las cargas repartidas provenientes de la cubierta (apoyo de casetonados) son recibidas por la viga superior que une transversalmente los nervios verticales del panel y sobre los que se considera simplemente apoyada. De esa manera se transmiten las cargas verticales a los nervios que luego descargan en las fundaciones.

Además, elementos lineales como son las vigas de cubierta, apoyan sobre el eje longitudinal de los nervios verticales, trasladándose por estos las cargas verticales a la fundación.

El panel debe calcularse en tres situaciones de carga diferentes: Durante el desmolde y traslado, durante la verticalización y una vez posicionado, trabajando en conjunto con la estructura.

En el primero de los casos, los nervios trabajan como vigas de un tramo con dos voladizos recibiendo la mitad de la carga del peso propio del panel.

En el segundo caso, el panel se considera apoyado-apoyado en sus extremos, ya que para verticalizarlo por lo general queda apoyado en la parte inferior y se lo eleva desde el extremo superior. En el instante en que comienza el izaje se da la peor situación de carga, donde los nervios deben trabajar como vigas de la longitud total del panel soportando su peso propio.

Por último debe calcularse cada una de las partes del panel sometido a los estados combinados de carga en el conjunto de la estructura con las vinculaciones que en cada caso correspondan.

4.3.4- SITUACIONES DE CARGA – ESTADOS DE SOLICITACIONES

- 1) DESMOLDE: Esta situación de carga puede ser determinante para la placa del panel, ya que se encuentra trabajando apoyada en los nervios, ampliando su valor al doble.

Resulta:

$$PP_p = 0,035m * 25KN/m^3 = 0,875 KN/m^2$$

Factor de amplificación de carga = 2

Distancia entre apoyos = 1,15m

$$M_u = 0,29KNm/m$$

- 2) VERTICALIZACIÓN: Sobre los nervios del panel aplica toda la carga de peso propio y este trabaja como viga apoyada en sus extremos, siendo la parte traccionada la del nervio que no está en contacto con la placa. De esta manera resulta:

$$PP_{PA} = 9,80\text{KN}$$

Factor de amplificación de carga = 1,5

Longitud del nervio = 5,00m

$$q_u = 1,47\text{KN/m}$$

$$M_u = 4,60\text{KNm}$$

3) TRABAJANDO EN CONJUNTO CON LA ESTRUCTURA

Respecto de la placa, la sollicitación más importante que puede tener es la que resulta del viento máximo a la que está expuesta, despreciando la compresión por PP que pueda darse de manera simultánea, resulta:

$$p_w = 1,21\text{KN/m}^2$$

Factor de amplificación de carga = 1,6

Distancia entre apoyos = 1,15m

$$M_u = 0,32\text{KNm/m}$$

Tomando en consideración la viga transversal superior, esta solo trabaja a flexión cuando los casetonados CL apoyan sobre esta en la tipología 1. Para tener la mayor precisión del caso, se lo analiza en lo particular.

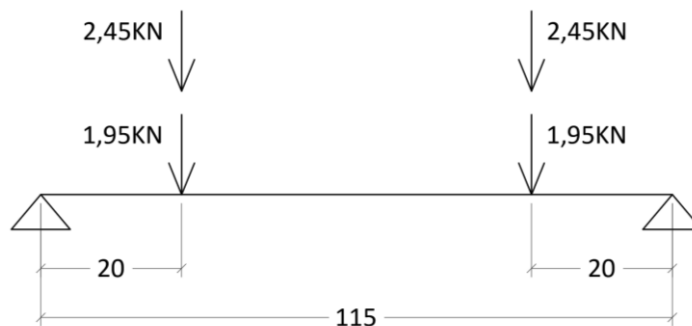
$$PP_{CL} = 6,50\text{KN}$$

$$Lr = 0,98\text{KN/m}^2$$

Combinación de carga más desfavorable: $1,2D + 1,6Lr$

Distancia entre apoyos = 1,15m

Las cargas llegan en el apoyo de los nervios del casetonado como cargas puntuales.



$$M_u = 0,88\text{KNm}$$

$$V_u = 4,40\text{KN}$$

Considerando la pantalla superior como un voladizo empotrado en la viga trasversal, se calcula el valor de momento máximo con la aplicación de la carga de viento máxima:

$$p_w = 1,21 \text{ kN/m}^2$$

Factor de amplificación de carga = 1,6

Long. Del voladizo = 0,50 m

$$M_u = 0,24 \text{ kNm/m}$$

Por último, habiendo analizado los tres modelos de cálculo de las naves que aplican el panel autoportante, se llega a la conclusión que los nervios verticales en la tipología 1, trabajan bajo momentos flectores de menor valor y para cargas normales mínimas similares a los casos determinantes. Los casos de máximas solicitaciones se encuentran tanto en la tipología de nave 2 como 3, donde los esfuerzos a considerar para el dimensionamiento de un par de nervios, vinculados en la fundación por el empotramiento y en los laterales por varillas roscadas, resultan:

M_{uy} -Tracción exterior = 29,7 kNm, con un valor de normal $N = 12,6 \text{ kN}$

M_{uy} -Tracción interior = 26,5 kNm, con un valor de normal $N = 4,8 \text{ kN}$

$$F_{z_{max}} = 13,1 \text{ kN}$$

4.3.5- DIMENSIONAMIENTO

Placa y Pantalla superior: Se proyectan armadas con una malla única en el centro del espesor. La armadura que surja del cálculo sirve a la placa en la dirección transversal al panel y a la pantalla en sentido longitudinal, trabajando como voladizo de la viga transversal.

HORMIGON: H-30		MOMENTO		NORMAL	
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa	M_u =	0,32 kNm	N_u =	0,0 kNm
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2}$ =	25743 MPa	M_n =	0,36 kNm	N_n =	0,0 kNm
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa	GEOMETRIA		TIPO DE VIGA	
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2}$ =	23734 MPa	h =	0,035 m	ARMADA	
γ_{He} =	25 kN/m ³	b =	1,000 m		
β_1 =	0,850	bw =	1,000 m		
ARMADURA PASIVA AT-500		d =	0,0175 m		
Resistencia (f_y)=	500 MPa	hf =	0,035 m		
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa	d' =	0,00 m		
		VALORES AUXILIARES		VIGA RECTANGULAR	
		mn =	0,039	Ca =	0,0 ‰
		k_c =	0,055	ΔM_n =	0,0 ‰
		$\beta_1 \cdot k_c \cdot d$ =	0,001 m	M_{nw} =	0,0 ‰
		ϵ_s =	51,7 ‰	mn_w =	0,0 ‰
		k_z =	0,977	k_c =	0,0 ‰
		Z =	0,017 m		
		$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s$ =	51,7 ‰		
		$A_s = 0,42 \text{ cm}^2$			

Viga Transversal superior:

HORMIGON:	H-30
Resistencia (f'c)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado (f'ci)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{He} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (fy)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1750
dnominal=	3x3
$A_s =$	0,212 cm ²
Tensión de rotura (fpu)=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (fpy)=	1485 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps} =$	205000 MPa
$f_{ps} =$	1750 MPa
$\epsilon_{pdc} =$	5,5 ‰

MOMENTO	
$M_u =$	0,88 kNm
$M_n =$	1,0 kNm

NORMAL	
$N_u =$	0,0 kNm
$N_n =$	0,0 kNm

GEOMETRIA	
$h =$	0,080 m
$b =$	0,200 m
$b_w =$	0,200 m
$d =$	0,060 m
$hf =$	0,00 m
$d' =$	0,00 m

TIPO DE VIGA
ARMADA

VALORES AUXILIARES	
$mn =$	0,045
$k_c =$	0,064
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$	0,003 m
$\epsilon_s =$	43,6 ‰
$k_z =$	0,973
$Z =$	0,058 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$	49,1 ‰

VIGA RECTANGULAR	
$C_a =$	0,0 ‰
$\Delta M_n =$	0,0 ‰
$M_{nw} =$	0,0 ‰
$m_{nw} =$	0,0 ‰
$k_c =$	0,0 ‰

$A_s =$	0,40 cm ²
---------	----------------------

$$V_u \text{ (MN)} = 0,0044 \text{ MN}$$

$$V_n \text{ (MN)} = V_u / \Phi = 0,0044 \text{ MN} / 0,75 = 0,0058 \text{ MN}$$

$$V_c \text{ (MN)} = 1/6 \times b_w \times d \times (f'c)^{1/2} = 1/6 \times 0,2 \text{ m} \times 0,06 \text{ m} \times (30 \text{ Mpa})^{1/2} = 0,011 \text{ MN}$$

$V_n < V_c / 2$ no es necesaria armadura de corte

Nervios longitudinales: Se realizarán con armadura pasiva. No se considera el ancho colaborante de la placa ya que el momento máximo se da en la parte inferior donde la misma ya no tiene lugar, y además este tipo de elementos pueden ser interrumpidos por aberturas no previstas inicialmente. Las armaduras obtenidas resultan para dos nervios, ya que se modelan de a pares vinculados entre sí.

ARMADURA EXTERIOR:

HORMIGON:	H-30
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{He} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1750
dnominal=	3x3
$A_s =$	0,212 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1485 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps} =$	205000 MPa
$f_{ps} =$	1518 MPa
$\epsilon_{pdc} =$	5,5 ‰

MOMENTO	
$M_u =$	29,70 kNm
$M_n =$	33,0 kNm

NORMAL	
$N_u =$	12,6 kNm
$N_n =$	14,0 kNm

GEOMETRIA	
$h =$	0,200 m
$b =$	0,180 m
$bw =$	0,180 m
$d =$	0,170 m
$hf =$	0,00 m
$d' =$	0,00 m

TIPO DE VIGA
ARMADA

VALORES AUXILIARES	
$mn =$	0,211
$k_c =$	0,343
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$	0,049 m
$\epsilon_s =$	5,8 ‰
$k_z =$	0,854
$Z =$	0,145 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$	11,3 ‰

→ VIGA RECTANGULAR

$Ca =$	0,0 ‰
$\Delta Mna =$	0,0 ‰
$Mnw =$	0,0 ‰
$mnw =$	0,2 ‰
$k_c =$	0,0 ‰

$A_s =$	5,41 cm ²
---------	----------------------

ARMADURA INTERIOR:

HORMIGON:	H-30
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{He} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1750
dnominal=	3x3
$A_s =$	0,212 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1485 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps} =$	205000 MPa
$f_{ps} =$	1546 MPa
$\epsilon_{pdc} =$	5,5 ‰

MOMENTO	
$M_u =$	26,50 kNm
$M_n =$	29,4 kNm

NORMAL	
$N_u =$	4,8 kNm
$N_n =$	5,3 kNm

GEOMETRIA	
$h =$	0,200 m
$b =$	0,180 m
$bw =$	0,180 m
$d =$	0,170 m
$hf =$	0,00 m
$d' =$	0,00 m

TIPO DE VIGA
ARMADA

VALORES AUXILIARES	
$mn =$	0,189
$k_c =$	0,299
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$	0,043 m
$\epsilon_s =$	7,0 ‰
$k_z =$	0,873
$Z =$	0,148 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$	12,5 ‰

→ VIGA RECTANGULAR

$Ca =$	0,0 ‰
$\Delta Mna =$	0,0 ‰
$Mnw =$	0,0 ‰
$mnw =$	0,2 ‰
$k_c =$	0,0 ‰

$A_s =$	4,72 cm ²
---------	----------------------

Considerando por cada nervio vinculado el 50% del valor del corte obtenido de los modelos de cálculo, resulta:

$$V_u \text{ (MN)} = 0,0066 \text{ MN}$$

$$V_n \text{ (MN)} = V_u / \Phi = 0,0066 \text{ MN} / 0,75 = 0,0088 \text{ MN}$$

$$V_c \text{ (MN)} = 1/6 \times b_w \times d \times (f'_c)^{1/2} = 1/6 \times 0,09 \text{ m} \times 0,17 \text{ m} \times (30 \text{ Mpa})^{1/2} = 0,014 \text{ MN}$$

$$V_c/2 < V_n < V_c$$

En este caso, como $h < 25\text{cm}$ queda exceptuado del requisito de armadura mínima. No obstante, se adopta esta para el armado al corte de los nervios verticales.

Armadura mínima:

$$A_v/s \text{ min (cm}^2 / \text{m)} = \text{máx}(1/16 \times (f'_c)^{1/2} \times b_w/f_y ; 0,33 \times b_w/f_y) = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En resumen, se adopta:

Placa-Pantalla: #R131 ($\phi 5 - 15\text{cm} \times 15\text{cm}$)

Viga transversal superior: $2\phi 6$ - Malla #R131

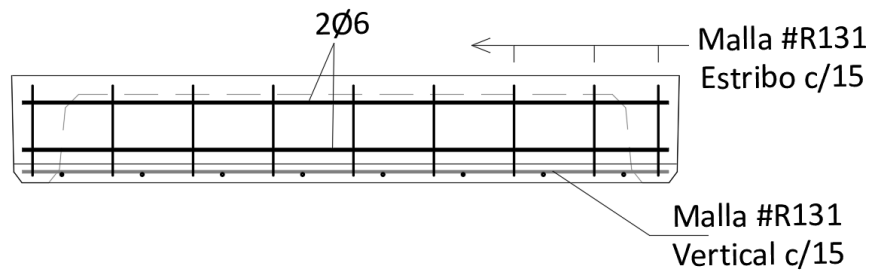
Nervio Sector Exterior: $4\phi 12$ (Dos de las barras se cortan a los 3m)

Nervio Sector Interior: $2\phi 16$

Estribos en nervio: Malla #R131

4.3.6- ESQUEMA DE ARMADURAS

Sector Viga-Pantalla



Sector Nervios-Placa

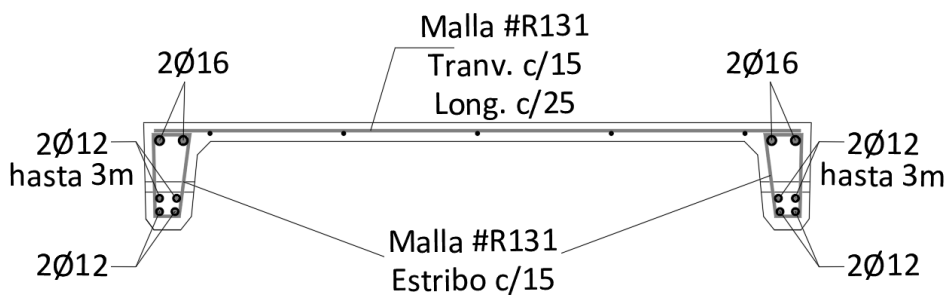


Figura 61: Esquema de armaduras de paneles portante "PA"

4.4- PANEL DE CERRAMIENTO “PC”

4.4.1- GENERALIDADES DE LOS MOLDES

Respecto de los moldes, las caracterizaciones y particularidades coinciden con las ya descritas para “PA” en 4.3.1.

4.4.2- GEOMETRÍA

Por la complejidad y detalles que implica la geometría de estos elementos, se recomienda ver en el ANEXO “Plano 10 – Geometría y Esquema de Armaduras: PC” el plano particular de este premoldeado. No obstante a continuación se dejan unas imágenes interpretativas de la pieza.

En la geometría de fabricación de este elemento es preciso indicar los cáncamos de izaje y desmolde que deben dejarse previstos.

En cuanto a los cáncamos para el desmolde y el izaje, se adoptan los mismos calculados en 4.3.2 para el panel “PA”, ya que son similares en cuanto a su peso y a la forma en que se manipulan.

Respecto de la vinculación entre paneles contiguos, se sigue la misma lógica que en “PA”.

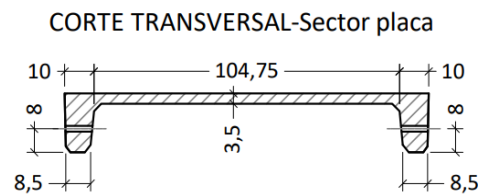
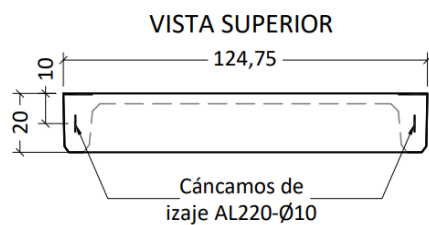
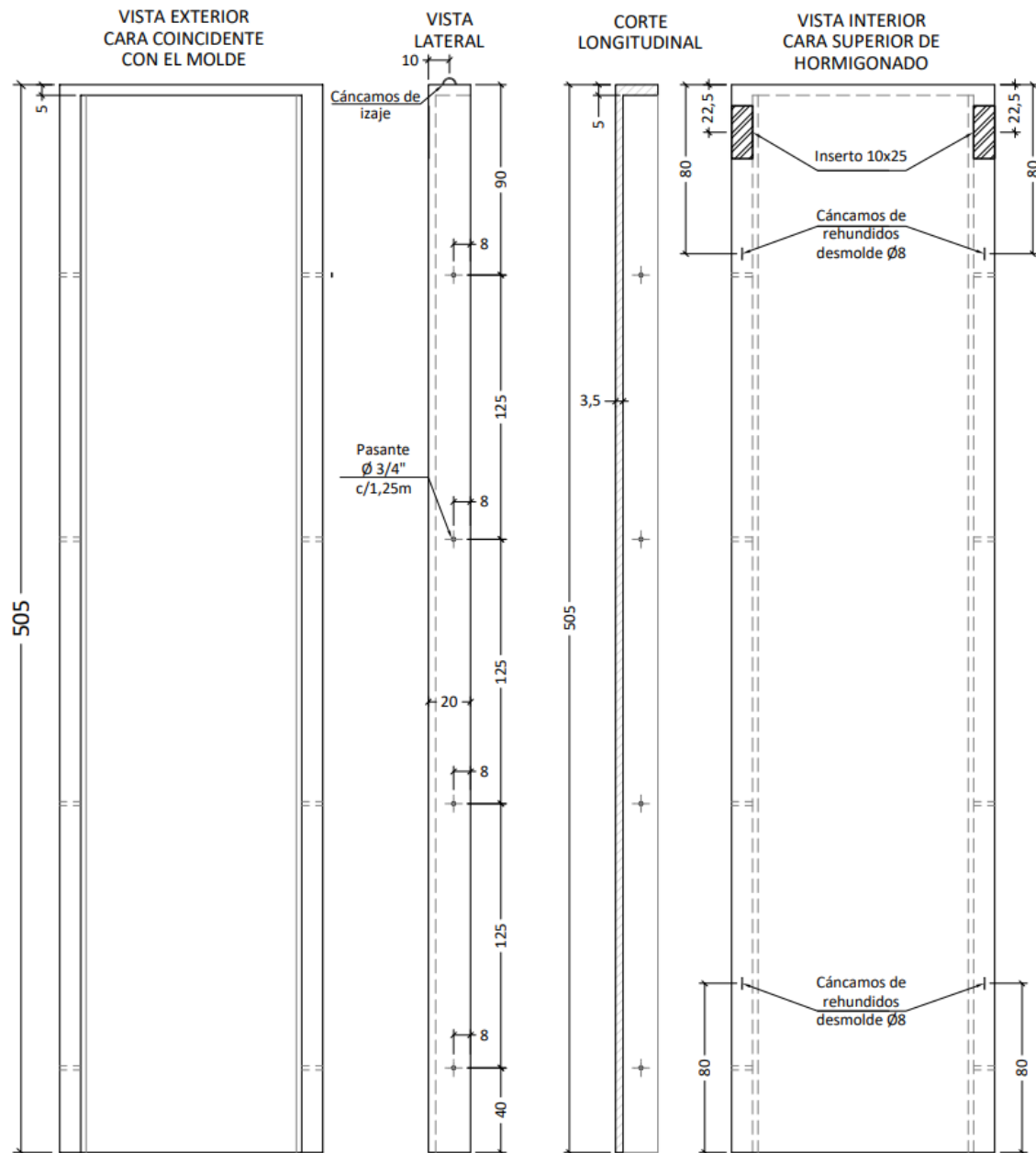


Figura 62: Geometría de paneles se cerramiento "PC"

4.4.3- CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

Las cuestiones que hacen al funcionamiento del panel durante el desmolde, traslado y montaje se repiten respecto de lo descrito en 4.3.3. para el panel portante "PA".

En cuanto al panel una vez posicionado en la obra, este trabaja únicamente como cerramiento y toma las cargas de viento que sobre este aplican, para luego trasladarlo a las fundaciones. El panel en la parte superior se sujeta al diafragma rígido de la cubierta a partir del inserto previsto en la parte superior, soldándose en el caso de la tipología 1, al casetonado CL, y en el caso de las tipologías 2 y 3, a las vigas extremas VE.

4.4.4- SITUACIONES DE CARGA – ESTADOS DE SOLICITACIONES

Como se anticipó, las situaciones de carga de 1) DESMOLDE y 2) VERTICALIZACIÓN, se asumen idénticas a las que se describieron en 4.3.4. Tomar los valores de referencia de ese ítem.

3) TRABAJANDO EN CONJUNTO CON LA ESTRUCTURA

El trabajo de la placa frente a la exposición al viento coincide con los indicado para "PA".

Se analizan en particular los nervios de este elemento. Los esfuerzos resultantes son similares para las tres tipologías de naves. Para el dimensionamiento se consideran los esfuerzos resultantes para de un par de nervios vinculados lateralmente:

M_{uy} -Tracción exterior= 6,39KNm, con un valor de normal $N= 1,55KN$

M_{uy} -Tracción interior= 7,39KNm, con un valor de normal $N= 1,13KN$

$Fz_{max}= 5,35KN$

4.4.5- DIMENSIONAMIENTO

ARMADURA EXTERIOR:

HORMIGON:	H-30
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{He} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1750
dnominal=	3x3
$A_s =$	0,212 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1485 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps} =$	205000 MPa
$f_{ps} =$	1750 MPa
$\epsilon_{pdc} =$	5,5 ‰

MOMENTO	
$M_u =$	6,84 kNm
$M_n =$	7,6 kNm

NORMAL	
$N_u =$	1,1 kNm
$N_n =$	1,3 kNm

GEOMETRIA	
$h =$	0,200 m
$b =$	0,180 m
$bw =$	0,180 m
$d =$	0,170 m
$hf =$	0,00 m
$d' =$	0,00 m

TIPO DE VIGA
ARMADA

VALORES AUXILIARES	
$mn =$	0,049
$k_c =$	0,069
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$	0,010 m
$\epsilon_s =$	40,2 ‰
$k_z =$	0,970
$Z =$	0,165 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$	45,7 ‰

→ VIGA RECTANGULAR

$Ca =$	0,0 ‰
$\Delta M_n =$	0,0 ‰
$M_{nw} =$	0,0 ‰
$mnw =$	0,0 ‰
$k_c =$	0,0 ‰

$A_s =$	1,10 cm ²
---------	----------------------

ARMADURA INTERIOR:

HORMIGON:	H-30
Resistencia ($f'c$)=	30 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	25743 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	26 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	23734 MPa
$\gamma_{He} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,850

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1750
dnominal=	3x3
$A_s =$	0,212 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1485 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps} =$	205000 MPa
$f_{ps} =$	1750 MPa
$\epsilon_{pdc} =$	5,5 ‰

MOMENTO	
$M_u =$	7,39 kNm
$M_n =$	8,2 kNm

NORMAL	
$N_u =$	1,6 kNm
$N_n =$	1,7 kNm

GEOMETRIA	
$h =$	0,200 m
$b =$	0,180 m
$bw =$	0,180 m
$d =$	0,170 m
$hf =$	0,00 m
$d' =$	0,00 m

TIPO DE VIGA
ARMADA

VALORES AUXILIARES	
$mn =$	0,053
$k_c =$	0,075
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$	0,011 m
$\epsilon_s =$	36,9 ‰
$k_z =$	0,968
$Z =$	0,165 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$	42,4 ‰

→ VIGA RECTANGULAR

$Ca =$	0,0 ‰
$\Delta M_n =$	0,0 ‰
$M_{nw} =$	0,0 ‰
$mnw =$	0,1 ‰
$k_c =$	0,0 ‰

$A_s =$	1,19 cm ²
---------	----------------------

En este caso el corte es menor que en los paneles PA, donde la armadura es mínima, por lo tanto, se adoptará la misma armadura de corte para los nervios.

Para los nervios longitudinales se adoptan 2ø10 en cada nervio tanto en la zona exterior del nervio como en el mismo en el sector en contacto con la placa.

4.4.6- ESQUEMA DE ARMADURAS

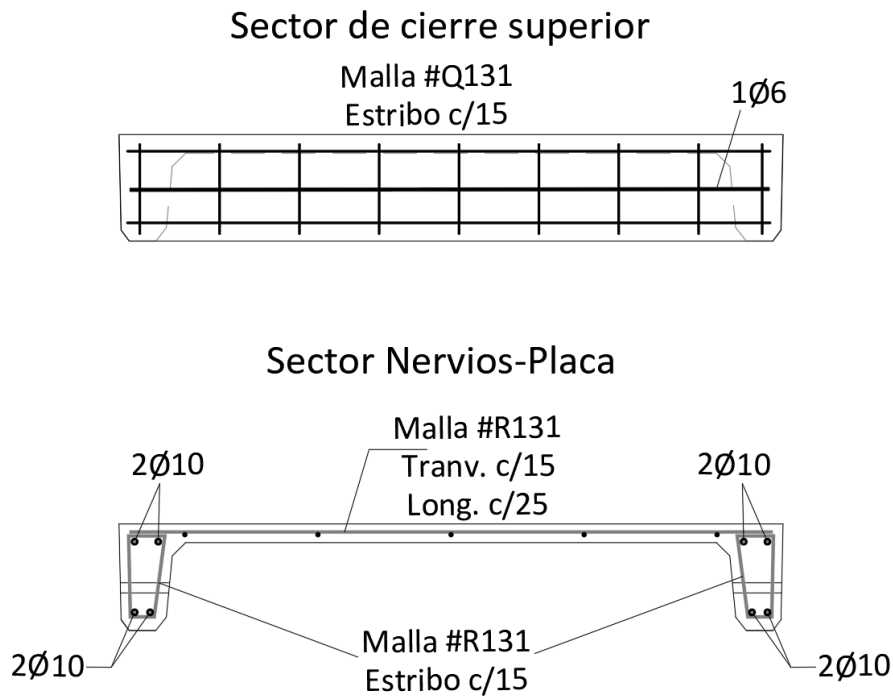


Figura 63: Esquema de armaduras de paneles de cerramiento "PC"

4.5- VIGAS DE CUBIERTA "V"

4.5.1- GENERALIDADES DE LOS MOLDES

Las vigas planteadas para las tipologías 2 y 3 son elementos lineales ahuecados que se obtienen de la fabricación en pistas continuas, donde el paso de un equipo de tipo moldeadora (como los que se describieron en el apartado 1.3), va colando el hormigón sobre la superficie de fabricación y dándole la forma específica.

En estas pistas previamente se encuentran tesados los alambres de pretensado que serán la armadura activa de estas vigas.

Teniendo en cuenta la fábrica donde se propone ejecutar estos premoldeados, se sabe que las pistas tienen un ancho total de 125cm y una longitud total de 200m (Figura 64). Esta aclaración es importante ya que, proyectos como el que se está estudiando, son difíciles de poner en marcha, debido al monto de los equipos de fabricación, si estas instalaciones no son preexistentes. De esta manera, también los elementos a diseñar quedan sujeto a la geometría y posibilidades de estos equipos, y estará dentro de los costos de implementación del proyecto, solo aquellas adaptaciones de los moldes para obtener el premoldeado diseñado.

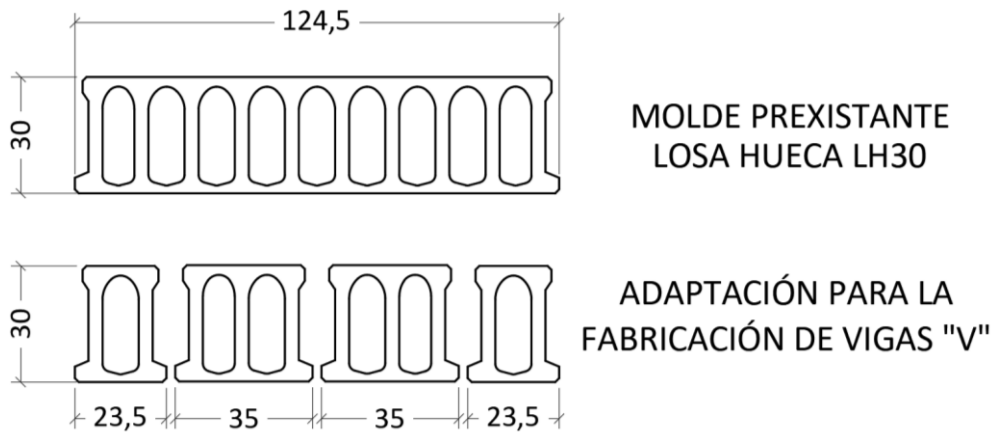


Figura 64: Adaptación de moldes de moldeadoras para la fabricación de vigas "V"

Según lo que se muestra en la figura, al mismo tiempo podrán fabricarse la sección de dos vigas de tipo VE y dos vigas de tipo VI sin tener desperdicios en el espacio total de la pista.

En estas vigas pueden disponerse alambre de pretensado en cada uno de los nervios verticales tanto en la parte superior como en la parte inferior, a los fines de cubrir las sollicitaciones con tracción inferior y superior del elemento.

Respecto del hormigón a emplear para la fabricación de estos elementos, se aclara que se trata de mezclas con relación agua/cemento muy bajas para darle estabilidad a las paredes verticales en el paso de la moldeadora. Estos hormigones por tal motivo resultan de mayor calidad, siendo su resistencia más elevada. Para nuestro análisis se considera hormigón calidad H-45.

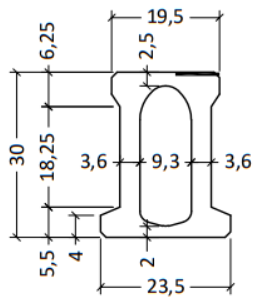
Por último, cabe destacar que estas "vigas" deberán ser fabricadas sin estibos por la forma de funcionamiento del equipo de fabricación. Es por esto que deberá verificarse que la contribución del hormigón pretensado sea suficiente para soportar los esfuerzos de corte, o en su defecto plantear alternativas para el macizado de la sección en los sectores que sea necesario.

4.5.2- GEOMETRÍA

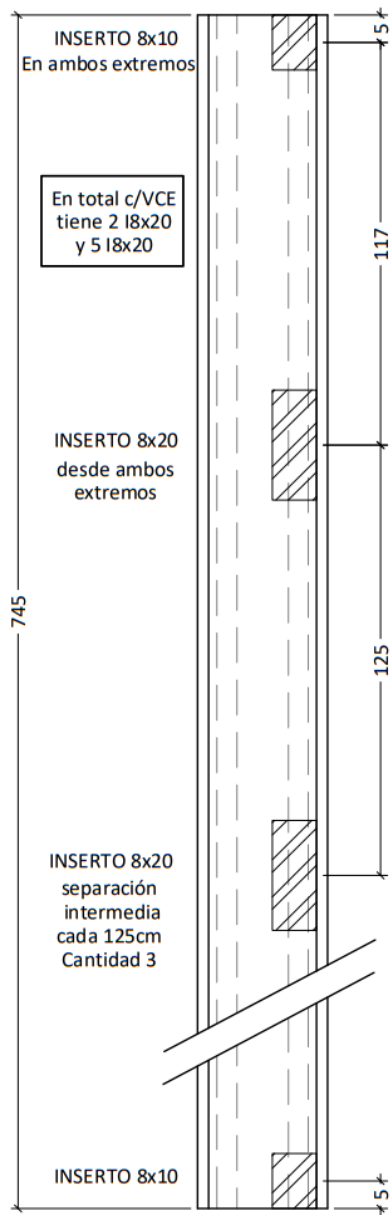
Puede verse en detalle en los ANEXOS "Plano 13 – Geometría y Esquema de Armaduras: VE" – "Plano 14 - Geometría y Esquema de Armaduras: VI". En los mencionados planos de premoldeado se muestra cómo, en definitiva, luego de los análisis estructurales finales de las vigas, resulta la geometría.

Los esquemas mostrados en las figuras 65 y 66 corresponden a las geometrías iniciales con las que se comenzaron las verificaciones.

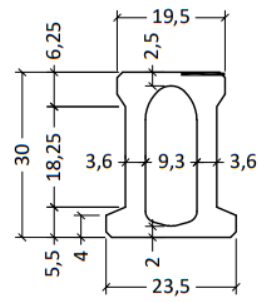
SECCION VCE
Área 323cm² - Long. 745cm



VISTA SUPERIOR VCE
(En este esquema las longitudes son esquemáticas)



SECCION VLE
Área 323cm² - Long. 995cm



VISTA SUPERIOR VLE
(En este esquema las longitudes son esquemáticas)



Figura 65: Geometría de estudio de vigas "VCE" y "VLE"

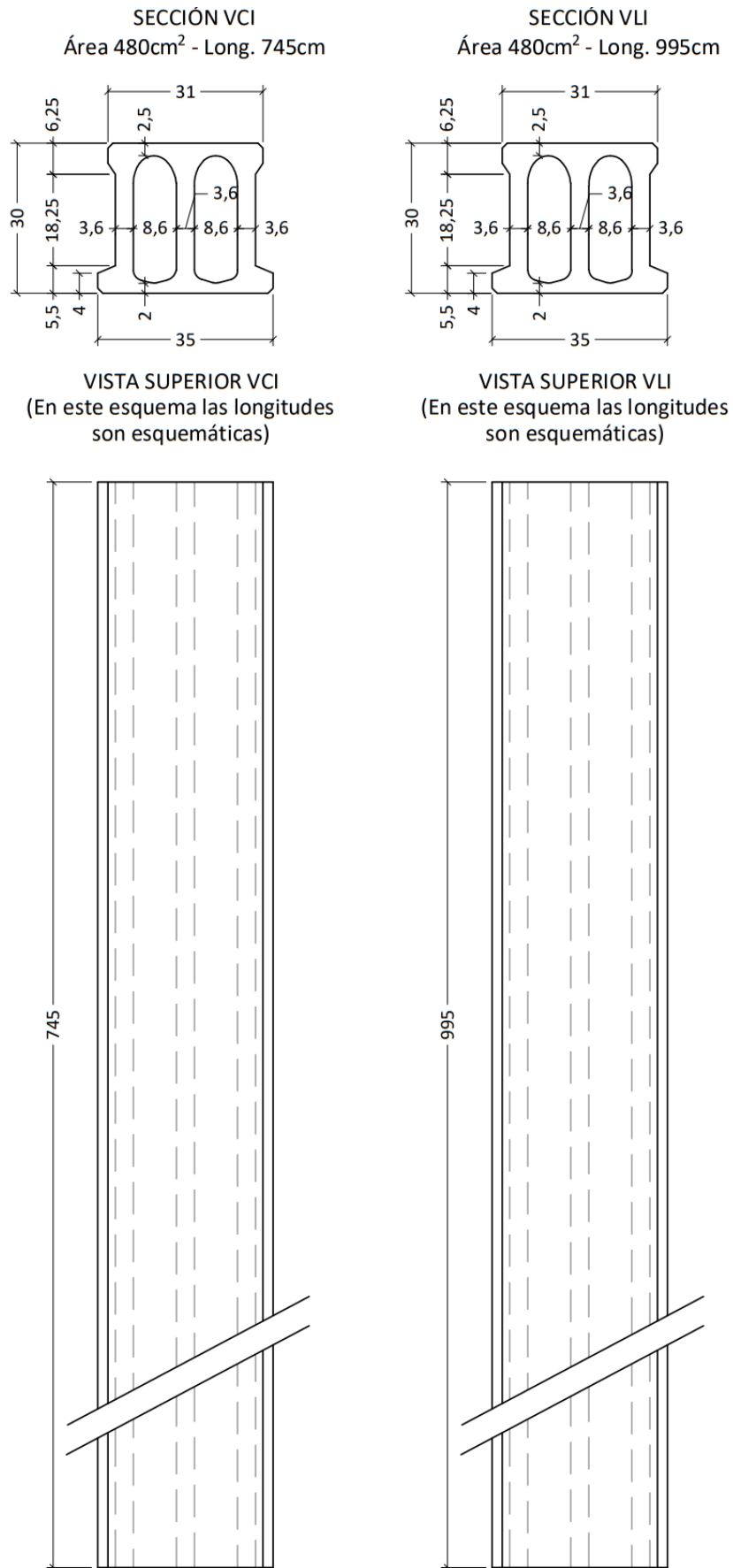


Figura 66: Geometría de estudio de vigas "VCI" y "VLI"

4.5.3- CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

Estas vigas se calculan apoyadas-apoyadas en sus extremos, coincidentes con los nervios de paneles "PA", trabajando a flexión. Sobre estas, apoyan los casetonados de la cubierta, siendo en la tipología de nave 2 el casetonado largo "CL", y en la tipología de nave 3 el casetonado corto "CC".

Para el cálculo se tendrán en cuenta los momentos flectores obtenidos de los modelos, considerándose la tracción-compresión en el sentido vertical de la sección.

Se realiza un precálculo para obtener una armadura estimativa a partir de la cual se realizarán las verificaciones de tensiones en la sección, flechas para estados de servicio y verificación pormenorizada en estado último de las vigas.

Para el precálculo se obtienen los anchos equivalentes de las vigas dividiendo el área de la sección por la altura de la misma.

De esto último surge que las secciones pretensadas a evaluar son:

$$VE= 10,8\text{cm} \times 30\text{cm}$$

$$VI= 16,0\text{cm} \times 30\text{cm}$$

4.5.4- SOLITACIONES

Del modelo de la tipología 2 de estructura resulta:

VCE

$$Mz_{umax} \text{ (tracción inferior)}= 54,0\text{KNm}$$

$$Mz_{umax} \text{ (tracción superior)}= 12,3\text{KNm}$$

$$Vy_{umax}= 28,8\text{KN}$$

VCI

$$Mz_{umax} \text{ (tracción inferior)}= 92,3\text{KNm}$$

$$Mz_{umax} \text{ (tracción superior)}= 26,9\text{KNm}$$

$$Vy_{umax}= 49,3\text{KN}$$

Del modelo de la tipología 3 de estructura resulta:

VLE

$$Mz_{umax} \text{ (tracción inferior)}= 50,7\text{KNm}$$

$$Mz_{umax} \text{ (tracción superior)}= 8,1\text{KNm}$$

$$Vy_{umax}= 20,2\text{KN}$$

VLI

$$Mz_{umax} \text{ (tracción inferior)}= 89,0\text{KNm}$$

$$Mz_{umax} \text{ (tracción superior)}= 20,6\text{KNm}$$

$$V_{y_{\max}} = 35,7 \text{ KN}$$

4.5.5- PREDIMENSIONAMIENTO

Por la forma en que se fabrican estas vigas, y siendo los valores de las solicitaciones similares para las vigas cortas y largas de cada alternativa, se predimensiona para los máximos esfuerzos de flexión de cada sección.

VE $M_{z_{\max}}$ (tracción inferior):

HORMIGON: H-45	
Resistencia ($f'c$)=	45 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	31529 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	38 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	29068 MPa
γ_{H2} =	25 kN/m ³
β_1 =	0,743

ARMADURA PASIVA: ADN 420	
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA: C-1750	
d_{nominal} =	3x3
A_s =	0,212 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1485 MPa
Módulo de elasticidad E_{ps} =	205000 MPa
f_{ps} =	1552 MPa
ϵ_{pdc} =	5,5 ‰

MOMENTO	
M_u =	54,00 kNm
M_n =	60,0 kNm

GEOMETRIA	
h =	0,300 m
b =	0,108 m
bw =	0,108 m
d =	0,275 m
hf =	0,00 m
d' =	0,00 m

VALORES AUXILIARES	
m_n =	0,163
k_c =	0,290
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d$ =	0,059 m
ϵ_s =	7,4 ‰
k_z =	0,892
Z =	0,245 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s$ =	12,9 ‰

NORMAL	
N_u =	0,0 kNm
N_n =	0,0 kNm

TIPO DE VIGA	
PRETENSADA	

VIGA RECTANGULAR	
C_a =	0,0 ‰
ΔM_n =	0,0 ‰
M_{nw} =	0,1 ‰
m_{nw} =	0,2 ‰
k_c =	0,0 ‰

$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

Se adopta colocar 6 alambre 3x3 de acero C-1750 ($0,212 \text{ cm}^2 \cdot 6$) + 2 alambres 3x2,25 de acero C-1900 ($0,1193 \text{ cm}^2 \cdot 2 \cdot 1966/1750$) – Área: $1,54 \text{ cm}^2$ en la parte inferior de los nervios.

VE Mz_{umax} (tracción superior):

HORMIGON:	H-45
Resistencia (f'c)=	45 MPa
Módulo elasticidad Ec= 4700 . f'c ^{1/2} =	31529 MPa
Resistencia en el tesado (f'ci)=	38 MPa
Módulo elasticidad en tesado Eci= 4700 . f'ci ^{1/2} =	29068 MPa
γ _{He} =	25 kN/m ³
β ₁ =	0,743

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (fy)=	420 MPa
Modulo de elasticidad Ey	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1950
dnominal=	3x2,25
As=	0,119 cm ²
Tensión de rotura (fpu)=	1970 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (fpy)=	1660 MPa
Módulo de elasticidad Eps=	205000 MPa
fps=	1950 MPa
ε _{pdC} =	5,5 ‰

MOMENTO	
Mu=	12,30 kNm
Mn=	13,7 kNm

GEOMETRIA	
h=	0,300 m
b=	0,108 m
bw=	0,108 m
d=	0,275 m
hf=	0,00 m
d'=	0,00 m

NORMAL	
Nu=	0,0 kNm
Nn=	0,0 kNm

TIPO DE VIGA
PRETENSADA

VALORES AUXILIARES	
mn=	0,037
k _c =	0,060
β ₁ .k _c .d =	0,012 m
ε _s =	46,8 ‰
k _z =	0,978
Z=	0,269 m
ε _{pt} = ε _{pdC} + ε _s =	52,3 ‰

→ VIGA RECTANGULAR

Ca=	0,0 ‰
ΔMna=	0,0 ‰
Mnw=	0,0 ‰
mnw=	0,0 ‰
k _c =	0,0 ‰

As=	0,26 cm ²
-----	----------------------

Se adopta colocar 2 alambres 3x2,25 de acero C-1900 (0,1193cm² * 2) – Área: 0,24cm² en la parte superior de los nervios.

VI Mz_{umax} (tracción inferior):

HORMIGON:	H-45
Resistencia (f'c)=	45 MPa
Módulo elasticidad Ec= 4700 . f'c ^{1/2} =	31529 MPa
Resistencia en el tesado (f'ci)=	38 MPa
Módulo elasticidad en tesado Eci= 4700 . f'ci ^{1/2} =	29068 MPa
γ _{He} =	25 kN/m ³
β ₁ =	0,743

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (fy)=	420 MPa
Modulo de elasticidad Ey	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1750
dnominal=	3x3
As=	0,212 cm ²
Tensión de rotura (fpu)=	1750 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (fpy)=	1485 MPa
Módulo de elasticidad Eps=	205000 MPa
fps=	1519 MPa
ε _{pdC} =	5,5 ‰

MOMENTO	
Mu=	92,30 kNm
Mn=	102,6 kNm

GEOMETRIA	
h=	0,300 m
b=	0,160 m
bw=	0,160 m
d=	0,275 m
hf=	0,00 m
d'=	0,00 m

NORMAL	
Nu=	0,0 kNm
Nn=	0,0 kNm

TIPO DE VIGA
PRETENSADA

VALORES AUXILIARES	
mn=	0,188
k _c =	0,342
β ₁ .k _c .d =	0,070 m
ε _s =	5,8 ‰
k _z =	0,873
Z=	0,240 m
ε _{pt} = ε _{pdC} + ε _s =	11,3 ‰

→ VIGA RECTANGULAR

Ca=	0,0 ‰
ΔMna=	0,0 ‰
Mnw=	0,1 ‰
mnw=	0,2 ‰
k _c =	0,0 ‰

As=	2,81 cm ²
-----	----------------------

Se adopta colocar 15 alambre 3x3 de acero C-1750 (0,212cm² * 15) de acero C-1750– Área: 3,18cm² en la parte inferior de los nervios.

VI $M_{z_{umax}}$ (tracción superior):

HORMIGON:	H-45
Resistencia ($f'c$)=	45 MPa
Módulo elasticidad $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2} =$	31529 MPa
Resistencia en el tesado ($f'ci$)=	38 MPa
Módulo elasticidad en tesado $E_{ci} = 4700 \cdot f'ci^{1/2} =$	29068 MPa
$\gamma_{He} =$	25 kN/m ³
$\beta_1 =$	0,743

ARMADURA PASIVA	ADN 420
Resistencia (f_y)=	420 MPa
Modulo de elasticidad E_y	200000 MPa

ARMADURA ACTIVA	C-1950
$d_{nominal} =$	3x2,25
$A_s =$	0,119 cm ²
Tensión de rotura (f_{pu})=	1970 MPa
Tensión de fluencia al 1% de alargamiento (f_{py})=	1660 MPa
Módulo de elasticidad $E_{ps} =$	205000 MPa
$f_{ps} =$	1950 MPa
$\epsilon_{pdc} =$	5,5 ‰

MOMENTO
$M_u =$ 26,90 kNm
$M_n =$ 29,9 kNm

NORMAL
$N_u =$ 0,0 kNm
$N_n =$ 0,0 kNm

GEOMETRIA
$h =$ 0,300 m
$b =$ 0,160 m
$bw =$ 0,160 m
$d =$ 0,275 m
$hf =$ 0,00 m
$d' =$ 0,00 m

TIPO DE VIGA
PRETENSADA

VALORES AUXILIARES
$mn =$ 0,055
$k_c =$ 0,090
$\beta_1 \cdot k_c \cdot d =$ 0,018 m
$\epsilon_s =$ 30,4 ‰
$k_2 =$ 0,967
$Z =$ 0,266 m
$\epsilon_{pt} = \epsilon_{pdc} + \epsilon_s =$ 35,9 ‰

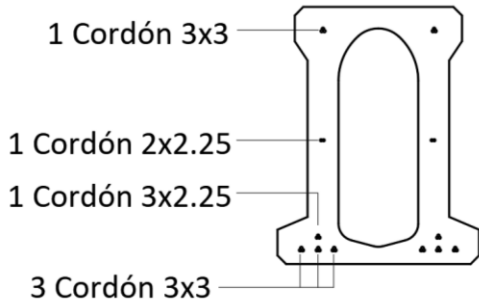
→	VIGA RECTANGULAR
$Ca =$	0,0 ‰
$\Delta Mna =$	0,0 ‰
$Mnw =$	0,0 ‰
$mnw =$	0,1 ‰
$k_c =$	0,0 ‰

$A_s =$ 0,58 cm ²

Se adopta colocar 3 alambre 3x3 de acero C-1750 (0,212cm² * 3) de acero C-1750–Área: 0,64cm² en la parte superior de los nervios.

4.5.6- ESQUEMA DE ARMADURAS

Armadura por nervio



Armadura por nervio

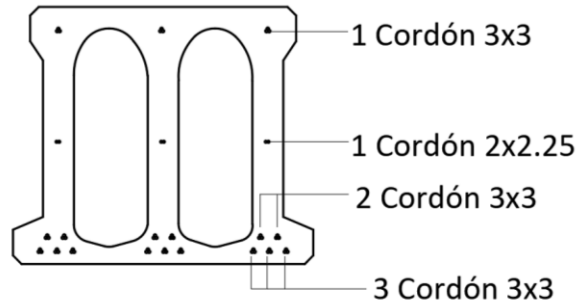


Figura 69: Esquema de Armaduras para vigas de cubierta

4.5.7- VERIFICACIONES DE ARMADURAS ADOPTADAS: ESTADO DE SERVICIO – ESTADO LÍMITE ÚLTIMO – FLECHAS – ESFUERZOS DE CORTE

MATERIALES UTILIZADOS

HORMIGON	H-45
Resistencia ($f'c$)=	45 MPa
Resistencia en transferencia ($f'ci$)=	39 MPa
Módulo de elast. $E_c = 4700 \cdot f'c^{1/2}$	31529 MPa
γ_{H^R}	25 kN/m ³

1 Mpa	=	10,1972 kg/cm ²
1 kg	=	0,0098 kN
1 kN	=	101,97 kg
1 Mpa	=	1000 kN/m ²
1 kg/cm ²	=	0,0980661 Mpa

TRENZAS	ACERO	SECCION	f_{pu}	Q_t		f_{py}	$Q_{1\%}$		Fuerza de tesado	Fuerza en transfer. 90 % tes.
2x2,25	C-1950	7,95 mm ²	1962 Mpa	15,6 kN	1589 kg	1660 Mpa	13,20 kN	1346 kg	975 kg	878 kg
3x2,25	C-1950	11,93 mm ²	1970 Mpa	23,5 kN	2395 kg	1660 Mpa	19,80 kN	2020 kg	1475 kg	1328 kg
3x3	C-1750	21,21 mm ²	1749 Mpa	37,1 kN	3780 kg	1485 Mpa	31,50 kN	3212 kg	2392 kg	2153 kg

TRENZAS	ACERO	SECCION	Tensión de rotura (kg/cm ²)	Mod. Elasticidad (kg/cm ²)	ϵ (mm/m)	Longitud pista (m)	Elongación (cm)
2x2,25	C-1950	7,95 mm ²	12264	2050000	5,98	184	110
3x2,25	C-1950	11,93 mm ²	12364	2050000	6,03	184	111
3x3	C-1750	21,21 mm ²	11278	2050000	5,50	184	101

TENSIONES ADMISIBLES

HORMIGON	Tiempo 0 (viga en transferencia)	En fibra comprimida extrema ($f'ci = 0,85 \cdot f'c$)	$\leq 0,6 f'ci$	≤ 23 Mpa
		En fibra traccionada extrema	$\leq 1/4 \cdot f'ci^{1/2}$	$\leq 1,5$ Mpa
		En fibra traccionada extrema en apoyos	$\leq 1/2 \cdot f'ci^{1/2}$	$\leq 3,1$ Mpa
		Tiempo ∞ en servicio	En fibra comp. extrema (carga total)	$\leq 0,6 f'c$

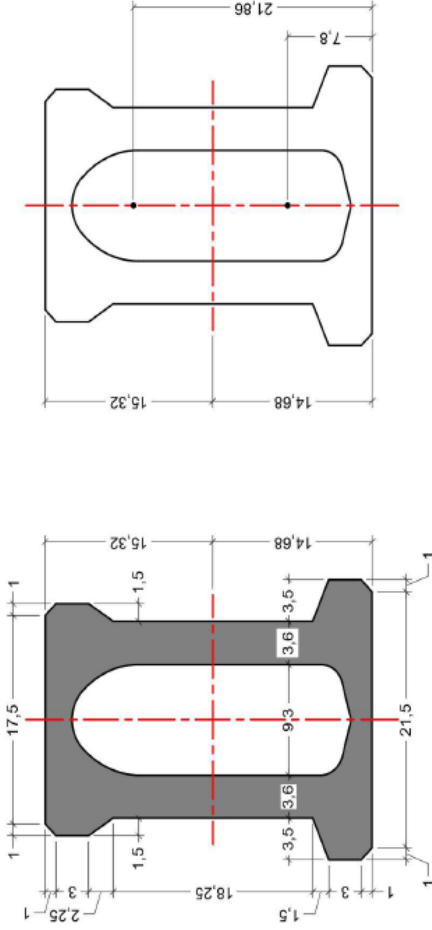
ACERO	Por acción del gato en banco	trenz 2x2,25 y 3x2,25	C-1950	$\leq \min(0,80 f_{pu}; 0,94 f_{py})$	≤ 1560 Mpa
		trenza 3x3	C-1750	$\leq \min(0,80 f_{pu}; 0,94 f_{py})$	≤ 1396 Mpa
	En transferencia	trenz 2x2,25 y 3x2,25	C-1950	$\leq \min(0,74 f_{pu}; 0,82 f_{py})$	≤ 1361 Mpa
		trenza 3x3	C-1750	$\leq \min(0,74 f_{pu}; 0,82 f_{py})$	≤ 1218 Mpa

VIGAS EXTREMAS CORTAS

GEOMETRIA DE LA VIGA

Características geométricas de las vigas

Altura viga hueca:	$h_{viga} = 30,00$ cm
Area viga hueca:	$AV = 323,4$ cm ²
Peso viga:	$g = 82,4$ kg/m
Baricentro:	$Y_0 = 14,68$ cm
Momento de inercia x:	$I_x = 34084,75$ cm ⁴
Módulo resistente sup.:	$W_s = 2224,85$ cm ³
Módulo resistente inf.:	$W_i = 2321,85$ cm ³
Núcleo central:	$Y_{sup} = 21,86$ cm
Núcleo central:	$Y_{inf} = 7,80$ cm



VERIFICACIÓN DE LA VIGA EN ESTADO DE TRANSFERENCIA

Tensiones en el hormigón

VIGA	Largo viga (m)	Ubicación	Altura (cm)	Cantidad	Tipo	Sección (mm ²)	Fuerza en transf. (kg)	Fuerza total (kg)	Baricentro resultante (cm)	Verificación	tensión de borde (Mpa)	
											Apoyo	Tramo
VCE	7,45	Superior	27,5	2	3x2,25	23,86	2655	2655	6,38	OK	-1,3	1,2
		Inferior	11,0	2	2x2,25	15,90	1755	19982	6,38	verificar tracción	-8,30	10,7
			3,5	2	3x2,25	23,86	2655	12917	13,1	OK	13,1	1816,7
			2,0	6	3x3	127,26	12917	190,88				

A	fpu
63,62	1950
127,26	1750
	1816,7

Nota: la fuerza de compresión es positiva (+). La excentricidad es positiva (+) y negativa (-) si el resultante está debajo del eje neutro.

Tensiones en el acero

TRENZAS	SECCION	Fuerza de rotura (kg)	Tensión en banco (Mpa)	Fuerza en transf. (kg)	Tensión en transferencia (Mpa)
2x2,25	7,95 mm ²	1589 kg	< 1560	878 kg	< 1361
3x2,25	11,93 mm ²	2395 kg	< 1560	1328 kg	< 1361
3x3	21,21 mm ²	3780 kg	< 1361	2153 kg	< 1218

VERIFICACIÓN EN ESTADO DE SERVICIO DE LA VIGA

Tensión en fibra superior:

M/Ws

M: momento flector

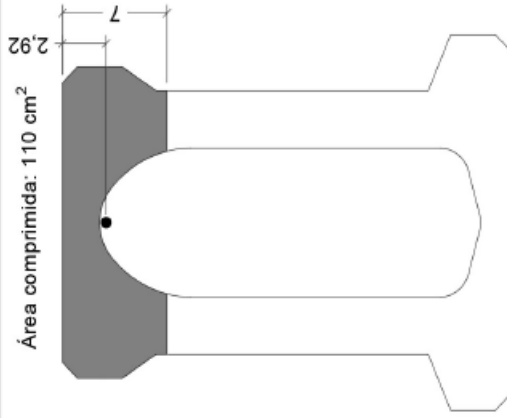
N: Fuerza de pretensado de la viga (transferencia)

Av: área de la viga

e: excentricidad de N respecto al baricentro de Av

W_i: mod. resist. inf en viga

W_s: mod. resist. Sup. en viga



Área comprimida: 110 cm²

Tensión en fibra inferior:

N/Av - N.e / W_i - M / W_i

VERIFICACIÓN EN ESTADO ÚLTIMO

$\omega = 0$

$\omega' = 0$

f_{py}/f_{pu} = 0,85 trenza 2x2,25 y 3x2,25

f_{py}/f_{pu} = 0,85 trenza 3x3

$\beta_1 = 0,743$

$\gamma_p = 0,40$

$\gamma'_p = 0,40$

surge del precálculo

d _p (m)	ρ _p	Tensiones (Mpa)		Tracción a rotura		Z (cm)	M _N		ØM _N ≥ Mu (kgm/losa)			
		f _c	f _{pu}	f _{ps}	(kg)		(kNm/m)	(kgm/m)				
0,236	0,0008081	45 MPa	1810	1778	34614	339,5	7,00	314	7166	70,27	6449	6449

promedio ponderado

OK

47,9 Limitado por tensiones (tracción inferior)

275,3

Limitado por tensiones (compresión superior)

6449 Limitado por rotura (Mu)

Pretensado clase

No fisurado

U: ≤ 0,7 √(f_c)

47,9Kg/cm2

Transición

T: 0,7 √(f_c) < ft ≤ √(f_c)

47,9Kg/cm2

a 68,4Kg/cm2

LARGO (m)	Luz cálculo (m)	SC (D) Kg/m	SC (L) Kg/m	Verificación de tensiones				RESUMEN				
				Tensiones (kg/cm2)		Tensiones (Mpa)		q _{tot} (kg/m)	MOMENTOS CENTRO DE TRAMO (kgm/m)			
7,45	7,35	255	240	Inf. Viga	Sup. Viga	Inf. Viga	Sup. Viga		M ₀ (pp-scb)	M _L	M _{max}	M _u
				-35	176	-3,4	17,3	577	2279	1621	3899	5328

NO FISURADO - OK

OK

VERIFICACIÓN FLECHA

$f_i = (M_p \times L^2) / (8 \times E \times I)$ – Flecha por pretensado

$$M_{ps} = F_{t_{sup}} \cdot (Y_{gs} - Y_{res.sup})$$

$$F_{t_{sup}} = 2655$$

$$Y_{gs} = 15,32$$

$$Y_{res.sup} = 2,5$$

$$M_{ps} = 34037 \text{ kgcm}$$

$$M_{pi} = F_{t_{inf}} \cdot (Y_{gi} - Y_{res.inf})$$

$$F_{t_{inf}} = 17327$$

$$Y_{gi} = 14,68$$

$$Y_{res.inf} = 3,07$$

$$M_{pi} = 201146 \text{ kgcm}$$

$$M_p = M_{ps} - M_{pi}$$

$$M_p = -167109 \text{ kgcm}$$

$f_g = (5/384) \cdot q \cdot L^4 / (E \times I)$ – Flecha por cargas gravitatorias

$f = f_i + f_g$ - Flecha instantánea total

LARGO (m)		Flecha			L / ?
Largo de viga (m)	Luz cálculo (m)	f_i (cm)	f_g (cm)	f (cm)	
7,45	7,35	-1,06	2,00	0,94	L / 779

$f_{max} = L/180$ Limitado por flecha

OK

MATERIALES

HORMIGÓN H-45
Resistencia (f^c)= 45 MPa

ANÁLISIS DE CARGA Y SOLICITACIONES

Long. total=	7,45 m	Peso Propio=	0,80 kN/m
Luz de cálculo=	7,31 m	Cargas D=	2,55 kN/m
Apoyo=	0,14 m	Cargas Lr=	2,40 kN/m
		Carga Última=	7,86 kN/m

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

$$f^c \cdot 0,5 \text{ (MPa)} = 6,71$$

e reducción de resistencia a corte = 0,75

Dimensionamiento a Corte (ELU)

Dist. desde Eje Apoyo (m)	d (m)	dp (m)	bw (m)	Vu (MN)	Mu (MNm)	Vc (MN)	Vc min (MN)	Vc max (MN)	Vc (MN)	Vn (MN)	Vc/Vn	Vs nec (MN)
0,07	0,240	0,235	0,11	0,0285	0,0020	0,14	0,03	0,07	0,071	0,038	1,867	SI
0,32	0,240	0,235	0,11	0,0262	0,0088	0,10	0,03	0,07	0,071	0,035	2,027	SI
0,57	0,240	0,235	0,11	0,0242	0,0151	0,06	0,03	0,07	0,059	0,032	1,814	SI
0,82	0,240	0,235	0,11	0,0223	0,0209	0,04	0,03	0,07	0,042	0,030	1,410	SI
1,07	0,240	0,235	0,11	0,0203	0,0262	0,03	0,03	0,07	0,033	0,027	1,213	SI
1,32	0,240	0,235	0,11	0,0184	0,0311	0,03	0,03	0,07	0,030	0,024	1,206	SI
1,57	0,240	0,235	0,11	0,0164	0,0354	0,02	0,03	0,07	0,030	0,022	1,351	SI
1,82	0,240	0,235	0,11	0,0144	0,0393	0,02	0,03	0,07	0,030	0,019	1,535	SI
2,07	0,240	0,235	0,11	0,0125	0,0426	0,02	0,03	0,07	0,030	0,017	1,777	SI
2,32	0,240	0,235	0,11	0,0105	0,0455	0,02	0,03	0,07	0,030	0,014	2,110	-
2,57	0,240	0,235	0,11	0,0085	0,0479	0,01	0,03	0,07	0,030	0,011	2,596	-
2,82	0,240	0,235	0,11	0,0066	0,0498	0,01	0,03	0,07	0,030	0,009	3,373	-
3,07	0,240	0,235	0,11	0,0046	0,0512	0,01	0,03	0,07	0,030	0,006	4,814	-
3,32	0,240	0,235	0,11	0,0026	0,0521	0,01	0,03	0,07	0,030	0,004	8,407	-
3,57	0,240	0,235	0,11	0,0007	0,0525	0,01	0,03	0,07	0,030	0,001	33,134	-
3,66	0,240	0,235	0,11	0,0000	0,0525	0,01	0,03	0,07	0,030	0,000	#¡DIV/0!	-

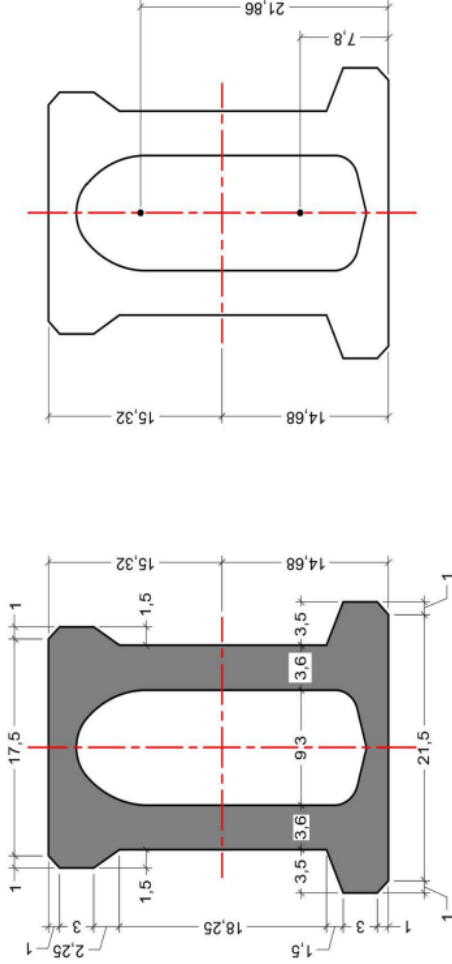
Debido a que la sección de hormigón en los extremos no es suficiente para soportar los esfuerzos de corte, se propone que en el análisis definitivo se evalúe macizar la sección en esos sectores. Esto queda sujeto a la verificación completa por el aumento de peso propio de las vigas VEC.

VIGAS EXTREMAS LARGAS

GEOMETRIA DE LA VIGA

Características geométricas de las vigas

Altura viga hueca:	$h_{viga} =$	30,00 cm
Area viga hueca:	$AV =$	323,4 cm ²
Peso viga:	$g =$	82,4 kg/m
Baricentro:	$Y_0 =$	14,68 cm
Momento de inercia x:	$I_x =$	34084,75 cm ⁴
Módulo resistente sup.:	$W_s =$	2224,85 cm ³
Módulo resistente inf.:	$W_i =$	2321,85 cm ³
Núcleo central:	$Y_{sup} =$	21,86 cm
Núcleo central:	$Y_{inf} =$	7,80 cm



VERIFICACIÓN DE LA VIGA EN ESTADO DE TRANSFERENCIA

Tensiones en el hormigón

VIGA	Largo viga (m)	Ubicación	Altura (cm)	Cantidad	Tipo	Sección (mm2)	Fuerza en transf. (kg)	Fuerza total (kg)	Baricentro resultante (cm)	Verificación	Excentr. (cm)	tensión de borde (Mpa)	
												Apoyo	Tramo
VLE	9,95	Superior	27,5	2	3x2,25	23,86	2655	19082	6,51	verificar tracción	-8,17	-1,1	3,3
							1755					OK	
							1755					OK	
VLE	9,95	Inferior	3,5	2	2x2,25	15,90	1755	19082	6,51	verificar tracción	-8,17	12,4	8,1
							1755					OK	
													182,92

A	fpu
55,66	1950
127,26	1750
1810,9	

Nota: la fuerza de compresión es positiva (+). La excentricidad es negativa (-) si la resultante está debajo del eje neutro.

Tensiones en el acero

TRENZAS	SECCION	Fuerza de rotura (kg)	Tesado: % de rotura	Tensión en banco (Mpa)	Fuerza en transf. (kg)	Tensión en transferencia (Mpa)
2x2,25	7,95 mm2	1589 kg	975 kg	< 1560	878 kg	1082 < 1361
3x2,25	11,93 mm2	2395 kg	1475 kg	< 1560	1328 kg	1091 < 1361
3x3	21,21 mm2	3780 kg	2392 kg	< 1361	2153 kg	995 < 1218

VERIFICACIÓN EN ESTADO DE SERVICIO DE LA VIGA

Tensión en fibra superior:
M/Ws

M: momento flector

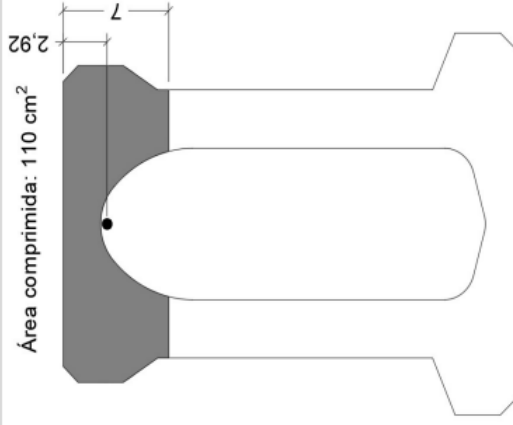
N: Fuerza de pretensado de la viga (transferencia)

Av: área de la viga

e: excentricidad de N respecto al baricentro de Av

W_i: mod. resist. inf en viga

W_s: mod. resist. Sup. en viga



VERIFICACIÓN EN ESTADO ÚLTIMO

$\omega = 0$
 $\omega' = 0$
 $f_{py}/f_{pu} = 0,85$ trenza 2x2,25 y 3x2,25 $\gamma_p = 0,40$
 $f_{py}/f_{pu} = 0,85$ trenza 3x3 $\gamma_p = 0,40$
 $\beta_1 = 0,743$

surge del precálculo

d _p (m)	ρ _p	Tensiones (Mpa)			Tracción a rotura		a = β ₁ x c (cm)	Tensión (kgm/m)	Z (cm)	M _N		φM _N ≥ Mu (kgm/losa)
		f'c	f _{pu}	f _{ps}	(kg)	(kNm/m)				(kgm)	(kgm/losa)	
0,235	0,0007788	45 MPa	1810	1779	33192	325,5	7,00	6826	20,6	66,94	6144	6144

promedio ponderado

OK

47,9 Limitado por tensiones (tracción inferior)

275,3 Limitado por tensiones (compresión superior)

6144 Limitado por rotura (Mu)

Pretensado clase No fisurado
 Transición

U: ≤ 0,7 √(f'c) 47,9kg/cm2
 T: 0,7 √(f'c) < ft ≤ √(f'c) 47,9kg/cm2 a 68,4kg/cm2

LARGO (m)	Luz viga cálculo (m)	SC (D) Kg/m	SC (L) Kg/m	Verificación de tensiones				RESUMEN				
				Tensiones (kg/cm2)		Tensiones (Mpa)		MOMENTOS CENTRO DE TRAMO (kgm/m)		MOMENTOS CENTRO DE TRAMO (kgm/m)		
9,95	9,85	100	120	Inf. Viga	Sup. Viga	Inf. Viga	Sup. Viga	q _{tot} (kg/m)	M _D (PP+SCD)	M _L	M _{max}	M _U
				-32	165	-3,1	16,2	302	2213	1455	3668	4984

NO FISURADO - OK

OK

VERIFICACIÓN FLECHA

$f_i = (M_p \times L^2) / (8 \times E \times I)$ – Flecha por pretensado

$M_{ps} = F_{t_{sup}} \times (Y_{gs} - Y_{res.sup})$ $F_{t_{sup}} = 2655$ $Y_{gs} = 15,32$ $Y_{res.sup} = 2,5$ $M_{ps} = 34037$ kgcm

$M_{pi} = F_{t_{inf}} \times (Y_{gi} - Y_{res.inf})$ $F_{t_{inf}} = 16427$ $Y_{gi} = 14,68$ $Y_{res.inf} = 3,05$ $M_{pi} = 191050$ kgcm

$M_p = M_{ps} - M_{pi}$ $M_p = -157013$ kgcm

$f_g = (5/384) \times q \times L^4 / (E \times I)$ – Flecha por cargas gravitatorias

$f_{max} = L/180$ Limitado por flecha

$f = f_i + f_g$ - Flecha instantánea total

LARGO (m)		Flecha			L / ?
Largo de viga (m)	Luz cálculo (m)	f_i (cm)	f_g (cm)	f (cm)	
9,95	9,85	-1,77	3,38	1,61	L / 612

OK

MATERIALES

HORMIGÓN H-45	
Resistencia ($f'c$)=	45 MPa

ANÁLISIS DE CARGA Y SOLICITACIONES

Long. total=	9,95 m	Peso Propio=	0,80 kN/m
Luz de cálculo=	9,81 m	Cargas D=	1,00 kN/m
Apoyo=	0,14 m	Cargas Lr=	1,20 kN/m
		Carga Última=	4,08 kN/m

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

$f'c^{0.5}$ (MPa) 6,71

Reducción de resistencia a corte 0,75

Dimensionamiento a Corte (ELU)												
Dist. desde Eje Apoyo (m)	d (m)	dp (m)	bw (m)	Vu (MN)	Mu (MNm)	Vc (MN)	Vc min (MN)	Vc max (MN)	Vc (MN)	Vn (MN)	Vc/Vn	Vs nec (MN)
0,07	0,240	0,235	0,11	0,0199	0,0014	0,14	0,03	0,07	0,071	0,026	2,674	-
0,32	0,240	0,235	0,11	0,0187	0,0062	0,10	0,03	0,07	0,071	0,025	2,840	-
0,57	0,240	0,235	0,11	0,0177	0,0107	0,06	0,03	0,07	0,060	0,024	2,540	-
0,82	0,240	0,235	0,11	0,0167	0,0150	0,04	0,03	0,07	0,043	0,022	1,945	SI
1,07	0,240	0,235	0,11	0,0156	0,0191	0,03	0,03	0,07	0,034	0,021	1,643	SI
1,32	0,240	0,235	0,11	0,0146	0,0229	0,03	0,03	0,07	0,030	0,020	1,513	SI
1,57	0,240	0,235	0,11	0,0136	0,0264	0,02	0,03	0,07	0,030	0,018	1,627	SI
1,82	0,240	0,235	0,11	0,0126	0,0297	0,02	0,03	0,07	0,030	0,017	1,759	SI
2,07	0,240	0,235	0,11	0,0116	0,0327	0,02	0,03	0,07	0,030	0,015	1,914	SI
2,32	0,240	0,235	0,11	0,0105	0,0354	0,02	0,03	0,07	0,030	0,014	2,099	-
2,57	0,240	0,235	0,11	0,0095	0,0380	0,02	0,03	0,07	0,030	0,013	2,324	-
2,82	0,240	0,235	0,11	0,0085	0,0402	0,02	0,03	0,07	0,030	0,011	2,602	-
3,07	0,240	0,235	0,11	0,0075	0,0422	0,01	0,03	0,07	0,030	0,010	2,957	-
3,32	0,240	0,235	0,11	0,0065	0,0440	0,01	0,03	0,07	0,030	0,009	3,423	-
3,57	0,240	0,235	0,11	0,0054	0,0454	0,01	0,03	0,07	0,030	0,007	4,064	-
3,82	0,240	0,235	0,11	0,0044	0,0467	0,01	0,03	0,07	0,030	0,006	5,001	-
4,07	0,240	0,235	0,11	0,0034	0,0477	0,01	0,03	0,07	0,030	0,005	6,498	-
4,32	0,240	0,235	0,11	0,0024	0,0484	0,01	0,03	0,07	0,030	0,003	9,275	-
4,57	0,240	0,235	0,11	0,0014	0,0489	0,01	0,03	0,07	0,030	0,002	16,196	-
4,91	0,240	0,235	0,11	0,0000	0,0491	0,01	0,03	0,07	0,030	0,000	#DIV/0!	-

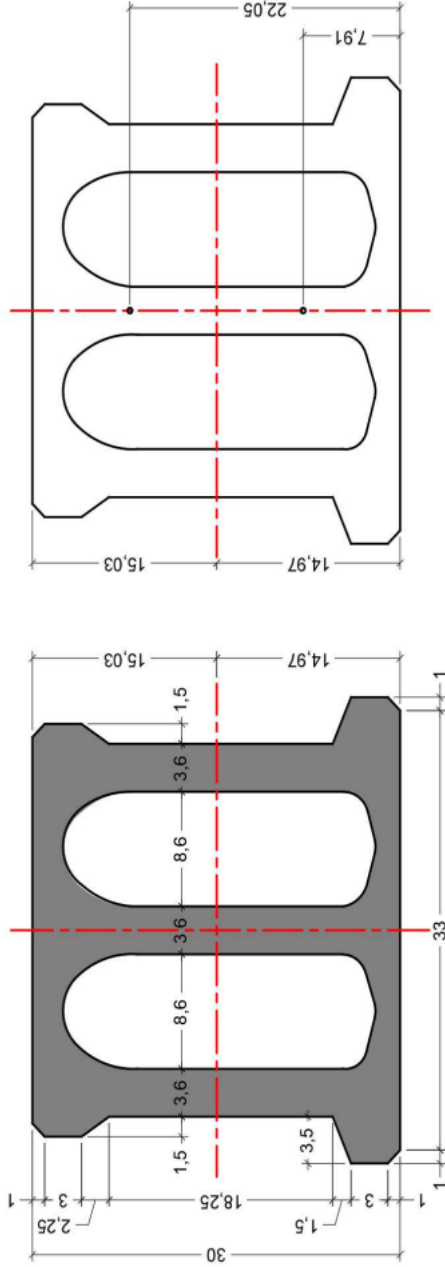
Debido a que la sección de hormigón en los extremos no es suficiente para soportar los esfuerzos de corte, se propone que en el análisis definitivo se evalúe macizar la sección en esos sectores. Esto queda sujeto a la verificación completa por el aumento de peso propio de las vigas VEL.

GEOMETRIA DE LA VIGA

VIGAS INTERIORES CORTAS

Características geométricas de las vigas

Altura viga hueca:	$h_{viga} =$	30,00 cm
Area viga hueca:	$AV =$	480,0 cm ²
Peso viga:	$g =$	122,4 kg/m
Baricentro:	$Y_0 =$	14,97 cm
Momento de inercia x:	$I_x =$	50897 cm ⁴
Módulo resistente sup.:	$W_s =$	3385,43 cm ³
Módulo resistente inf.:	$W_i =$	3400,90 cm ³
Núcleo central:	$Y_{sup} =$	22,05 cm
Núcleo central:	$Y_{inf} =$	7,91 cm



VERIFICACIÓN DE LA VIGA EN ESTADO DE TRANSFERENCIA

Tensiones en el hormigón

VIGA	Largo viga (m)	Ubicación	Altura (cm)	Cantidad	Tipo	Sección (mm ²)	Fuerza en transf. (kg)	Fuerza total (kg)	Baricentro resultante (cm)	Verificación	Excentr. (cm)	tensión de borde (Mpa)	
												Apoyo	Tramo
VCI	7,45	Superior	27,5	3	3x3	63,63	6458	41383	7,02		-7,95	-1,1	1,3
		Inferior	11,0	3	2x2,25	23,85	2633						
			3,5	6	3x3	127,26	12917						
			2,0	9	3x3	190,89	19375					17,9	15,5

405,63

Nota: la fuerza de compresión es positiva (+). La excentricidad es positiva (+) y negativa (-) si el resultante está debajo del eje neutro.

Tensiones en el acero

TRENZAS	SECCION	Fuerza de rotura (kg)	Tesado: % de rotura	Tensión en banco (Mpa)	Fuerza en transf. (kg)	Tensión en transferencia (Mpa)
2x2,25	7,95 mm ²	1589 kg	975 kg	< 1560	878 kg	1082
3x2,25	11,93 mm ²	2395 kg	1475 kg	< 1560	1328 kg	1091
3x3	21,21 mm ²	3780 kg	2392 kg	< 1361	2153 kg	995

A	fpu
23,85	1950
381,78	1750
	1761,8

VERIFICACIÓN FLECHA

$f_i = (M_p \times L^2) / (8 \times E \times I)$ – Flecha por pretensado

$M_{ps} = F_{t_{sup}} * (Y_{gs} - Y_{res.sup})$ $F_{t_{sup}} = 6458$ $Y_{gs} = 15,03$ $Y_{res.sup} = 2,5$ $M_{ps} = 80951$ kgcm

$M_{pi} = F_{t_{inf}} * (Y_{gi} - Y_{res.inf})$ $F_{t_{inf}} = 34925$ $Y_{gi} = 14,9658$ $Y_{res.inf} = 3,19$ $M_{pi} = 411411$ kgcm

$M_p = M_{ps} - M_{pi}$ $M_p = -330460$ kgcm

$f_g = (5/384) * q * L^4 / (E \times I)$ – Flecha por cargas gravitatorias

$f = f_i + f_g$ - Flecha instantánea total

LARGO (m)		Flecha			L / ?
Largo de viga (m)	Luz cálculo (m)	f_i (cm)	f_g (cm)	f (cm)	
7,45	7,35	-1,40	2,58	1,18	L / 622

$f_{max} = L/180$ Limitado por flecha

OK

MATERIALES

HORMIGÓN H-45
Resistencia ($f'c$)= 45 MPa

ANÁLISIS DE CARGA Y SOLICITACIONES

Long. total=	7,45 m
Luz de cálculo=	7,31 m
Apoyo=	0,14 m

Peso Propio=	1,22 kN/m
Cargas D=	5,10 kN/m
Cargas Lr=	4,80 kN/m
Carga Última=	15,26 kN/m

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

$f'c^{0.5}$ (MPa) 6,71

Reducción de resistencia a corte 0,75

Dimensionamiento a Corte (ELU)												
Dist. desde Eje Apoyo (m)	d (m)	dp (m)	bw (m)	V_u (MN)	M_u (MNm)	V_c (MN)	V_c min (MN)	V_c max (MN)	V_c (MN)	V_n (MN)	V_c/V_n	V_s nec (MN)
0,07	0,240	0,235	0,16	0,0553	0,0039	0,21	0,04	0,11	0,106	0,074	1,441	SI
0,32	0,240	0,235	0,16	0,0509	0,0171	0,15	0,04	0,11	0,106	0,068	1,565	SI
0,57	0,240	0,235	0,16	0,0471	0,0293	0,09	0,04	0,11	0,088	0,063	1,400	SI
0,82	0,240	0,235	0,16	0,0433	0,0406	0,06	0,04	0,11	0,063	0,058	1,088	SI
1,07	0,240	0,235	0,16	0,0395	0,0510	0,05	0,04	0,11	0,049	0,053	0,936	SI
1,32	0,240	0,235	0,16	0,0356	0,0603	0,04	0,04	0,11	0,044	0,048	0,931	SI
1,57	0,240	0,235	0,16	0,0318	0,0688	0,03	0,04	0,11	0,044	0,042	1,043	SI
1,82	0,240	0,235	0,16	0,0280	0,0763	0,03	0,04	0,11	0,044	0,037	1,185	SI
2,07	0,240	0,235	0,16	0,0242	0,0828	0,03	0,04	0,11	0,044	0,032	1,372	SI
2,32	0,240	0,235	0,16	0,0204	0,0884	0,02	0,04	0,11	0,044	0,027	1,629	SI
2,57	0,240	0,235	0,16	0,0166	0,0930	0,02	0,04	0,11	0,044	0,022	2,004	-
2,82	0,240	0,235	0,16	0,0127	0,0966	0,02	0,04	0,11	0,044	0,017	2,604	-
3,07	0,240	0,235	0,16	0,0089	0,0993	0,02	0,04	0,11	0,044	0,012	3,716	-
3,32	0,240	0,235	0,16	0,0051	0,1011	0,02	0,04	0,11	0,044	0,007	6,490	-
3,57	0,240	0,235	0,16	0,0013	0,1019	0,01	0,04	0,11	0,044	0,002	25,578	-
3,66	0,240	0,235	0,16	0,0000	0,1020	0,01	0,04	0,11	0,044	0,000	#!DIV/0!	-

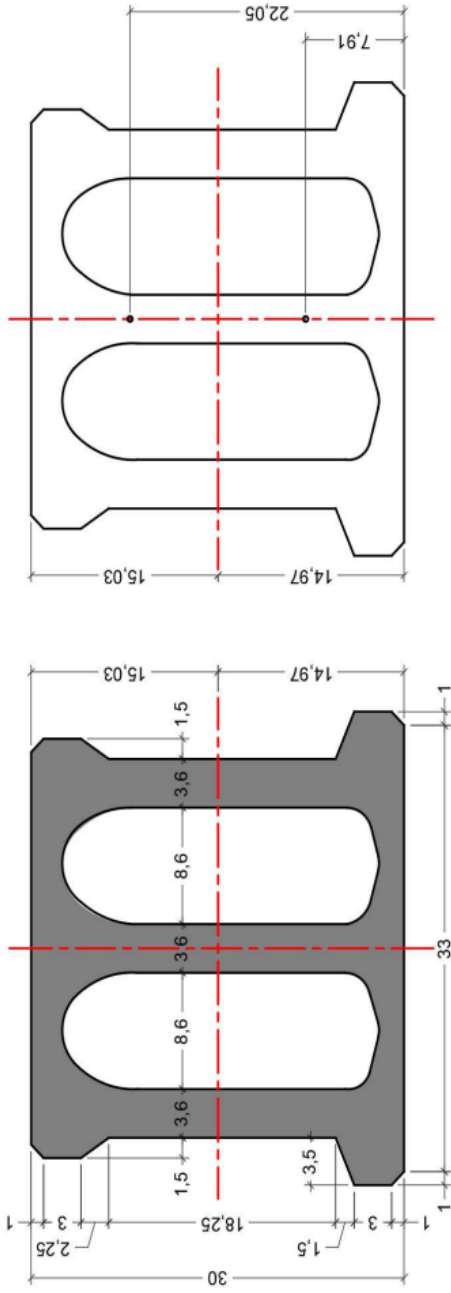
Debido a que la sección de hormigón en los extremos no es suficiente para soportar los esfuerzos de corte, se propone que en el análisis definitivo se evalúe macizar la sección en esos sectores. Esto queda sujeto a la verificación completa por el aumento de peso propio de las vigas VIC.

VIGAS INTERIORES LARGAS

GEOMETRIA DE LA VIGA

Características geométricas de las vigas

Altura viga hueca:	$h_{\text{viga}} =$	30,00 cm
Area viga hueca:	$AV =$	480,0 cm ²
Peso viga:	$g =$	122,4 kg/m
Baricentro:	$Y_0 =$	14,97 cm
Momento de inercia x:	$I_x =$	50897 cm ⁴
Módulo resistente sup.:	$W_s =$	3385,43 cm ³
Módulo resistente inf.:	$W_i =$	3400,90 cm ³
Núcleo central:	$Y_{\text{sup}} =$	22,05 cm
	$Y_{\text{inf}} =$	7,91 cm



Tensiones en el hormigón

VIGA	Largo viga (m)	Ubicación	Altura (cm)	Cantidad	Tipo	Sección (mm2)	Fuerza en transf. (kg)	Fuerza total (kg)	Baricentro resultante (cm)	Verificación	Excentr. (cm)	tensión de borde (Mpa)	
												Apoyo	Tramo
VLI	9,95	Superior	27,5	3	3x3	63,63	6458	41383	7,02	OK	-7,95	-1,1	3,2
		Inferior	11,0	3	2x2,25	23,85	2633	41383	7,02	OK	-7,95	17,9	13,7
			3,5	6	3x3	127,26	12917	41383	7,02	OK	-7,95	17,9	13,7
			2,0	9	3x3	190,89	19375	41383	7,02	OK	-7,95	17,9	13,7

405,63

Nota: la fuerza de compresión es positiva (+). La excentricidad es negativa (-) si el resultante está debajo del eje neutro.

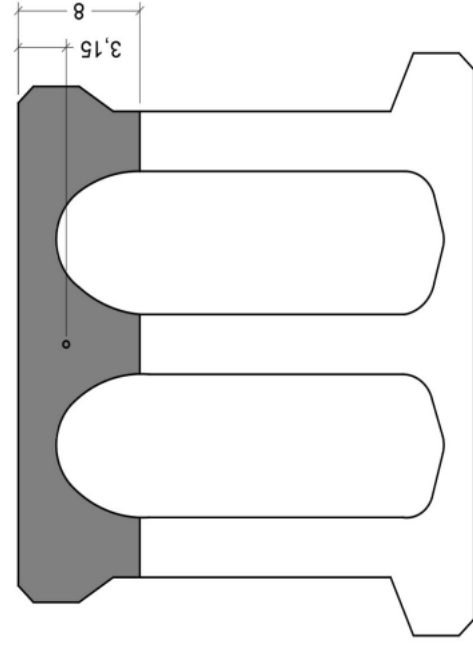
Tensiones en el acero

TRENZAS	SECCION	Fuerza de rotura (kg)	Tesado: % de rotura	Tensión en banco (Mpa)	Fuerza en transf. (kg)	Tensión en transferencia (Mpa)
2x2,25	7,95 mm2	1589 kg	975 kg	< 1560	878 kg	< 1361
3x2,25	11,93 mm2	2395 kg	1475 kg	< 1560	1328 kg	< 1361
3x3	21,21 mm2	3780 kg	2392 kg	< 1361	2153 kg	< 1218

A	fpu
23,85	1950
381,78	1750
	1761,8

VERIFICACIÓN EN ESTADO DE SERVICIO DE LA VIGA

Área comprimida: 175cm²



Tensión en fibra superior:
M/Ws M: momento flector
N: Fuerza de pretensado de la viga (transferencia)
Av: área de la viga

Tensión en fibra inferior:
N/Av - N.e / W_i - M / W_i e: excentricidad de N respecto al baricentro de Av
W_i: mod. resist. inf en viga
W_s: mod. resist. Sup. en viga

VERIFICACIÓN EN ESTADO ÚLTIMO

$\omega = 0$
 $\omega' = 0$
 $f_{py}/f_{pu} = 0,85$ trenza 2x2,25 y 3x2,25 $\gamma_p = 0,40$
 $f_{py}/f_{pu} = 0,85$ trenza 3x3 $\gamma_p = 0,40$
 $\beta_{11} = 0,743$

surge del precálculo

d _p (m)	ρ _p	Tensiones (Mpa)		Tracción a rotura		Tensión 0,85 x f'c	Z (cm)	M _N		ØM _N ≥ Mu (kgm/losa)
		f'c	f _{pu}	fps	(kN)			(kgm/m)	(kNm/m)	
0,230	0,0017652	45 Mpa	1764	1698	70246	688,9	8,00	13929	136,60	12537

promedio ponderado

OK

47,9 Limitado por tensiones (tracción inferior)

275,3 Limitado por tensiones (compresión superior)

12537 Limitado por rotura (Mu)

Pretensado clase No fisurado U: ≤ 0,7 √(f'c) 47,9Kg/cm2
 Transición T: 0,7 √(f'c) < ft ≤ √(f'c) 47,9Kg/cm2 a 68,4Kg/cm2

LARGO (m)	Luz cálculo (m)	SC (D) Kg/m	SC (L) Kg/m	Verificación de tensiones				RESUMEN			
				Tensiones (kg/cm2)		Tensiones (Mpa)		q _{tot} (kg/m)		MOMENTOS CENTRO DE TRAMO (kgm/m)	
9,95	9,85	200	240	Inf. Viga -18	Sup. Viga 202	Inf. Viga -1,8	Sup. Viga 19,8	M _D (PP+S _{CD}) 3910	M _L 2911	M _{max} 6820	M _U 9349

VERIFICACIÓN FLECHA

$f_i = (M_p \times L^2) / (8 \times E \times I)$ – Flecha por pretensado

$M_{ps} = F_{t_{sup}} * (Y_{gs} - Y_{res.sup})$ $F_{t_{sup}} = 6458$ $Y_{gs} = 15,03$ $Y_{res.sup} = 2,5$ $M_{ps} = 80951$ kgcm

$M_{pi} = F_{t_{inf}} * (Y_{gi} - Y_{res.inf})$ $F_{t_{inf}} = 34925$ $Y_{gi} = 14,97$ $Y_{res.inf} = 3,19$ $M_{pi} = 411411$ kgcm

$M_p = M_{ps} - M_{pi}$ $M_p = -330460$ kgcm

$f_g = (5/384) * q * L^4 / (E \times I)$ – Flecha por cargas gravitatorias $f_{max} = L/180$ Limitado por flecha

$f = f_i + f_g$ - Flecha instantánea total

LARGO (m)		Flecha			L / ?
Largo de viga (m)	Luz cálculo (m)	f_i (cm)	f_g (cm)	f (cm)	
7,45	7,35	-1,40	4,21	2,81	L / 351

OK

MATERIALES

HORMIGON H-45
Resistencia (f'_c)= 45 MPa

ANÁLISIS DE CARGA Y SOLICITACIONES

Long. total=	9,95 m	Peso Propio=	1,22 kN/m
Luz de cálculo=	9,81 m	Cargas D=	2,00 kN/m
Apoyo=	0,14 m	Cargas Lr=	2,40 kN/m
		Carga Última=	7,70 kN/m

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

$f'_c^{0.5}$ (MPa) 6,71
 Factor de reducción de resistencia a corte 0,75

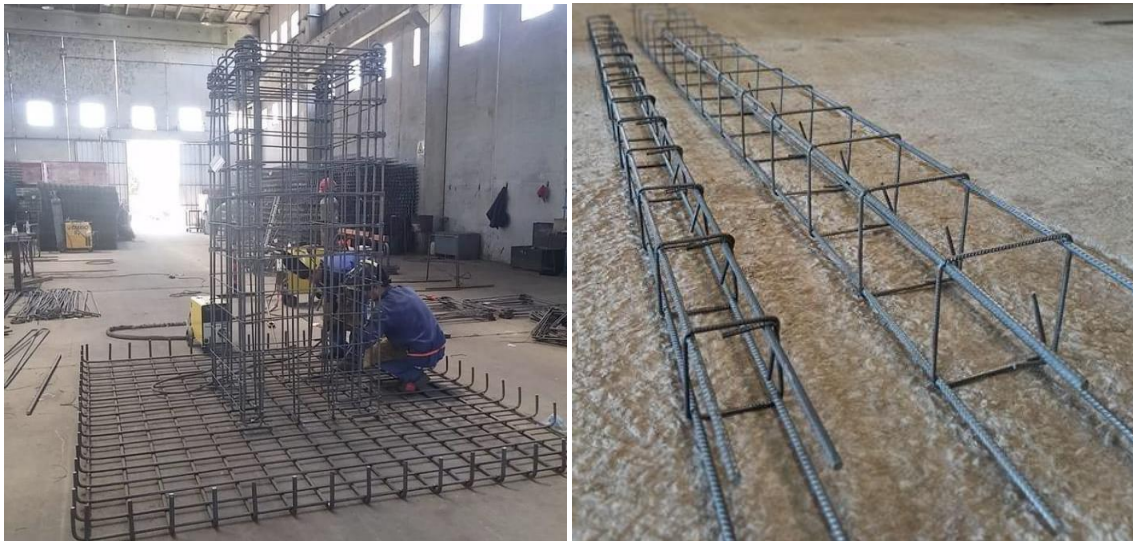
Dimensionamiento a Corte (ELU)												
Dist. desde Eje Apoyo (m)	d (m)	d_p (m)	b_w (m)	V_u (MN)	M_u (MNm)	V_c (MN)	V_c min (MN)	V_c max (MN)	V_c (MN)	V_n (MN)	V_c/V_n	V_s nec (MN)
0,07	0,240	0,235	0,16	0,0375	0,0026	0,20	0,04	0,10	0,103	0,050	2,060	-
0,32	0,240	0,235	0,16	0,0353	0,0117	0,15	0,04	0,10	0,103	0,047	2,188	-
0,57	0,240	0,235	0,16	0,0334	0,0203	0,09	0,04	0,10	0,087	0,045	1,957	SI
0,82	0,240	0,235	0,16	0,0315	0,0284	0,06	0,04	0,10	0,063	0,042	1,498	SI
1,07	0,240	0,235	0,16	0,0295	0,0360	0,05	0,04	0,10	0,050	0,039	1,266	SI
1,32	0,240	0,235	0,16	0,0276	0,0432	0,04	0,04	0,10	0,043	0,037	1,166	SI
1,57	0,240	0,235	0,16	0,0257	0,0498	0,04	0,04	0,10	0,043	0,034	1,253	SI
1,82	0,240	0,235	0,16	0,0238	0,0560	0,03	0,04	0,10	0,043	0,032	1,355	SI
2,07	0,240	0,235	0,16	0,0218	0,0617	0,03	0,04	0,10	0,043	0,029	1,474	SI
2,32	0,240	0,235	0,16	0,0199	0,0669	0,03	0,04	0,10	0,043	0,027	1,617	SI
2,57	0,240	0,235	0,16	0,0180	0,0717	0,02	0,04	0,10	0,043	0,024	1,790	SI
2,82	0,240	0,235	0,16	0,0161	0,0759	0,02	0,04	0,10	0,043	0,021	2,005	-
3,07	0,240	0,235	0,16	0,0141	0,0797	0,02	0,04	0,10	0,043	0,019	2,278	-
3,32	0,240	0,235	0,16	0,0122	0,0830	0,02	0,04	0,10	0,043	0,016	2,637	-
3,57	0,240	0,235	0,16	0,0103	0,0858	0,02	0,04	0,10	0,043	0,014	3,131	-
3,82	0,240	0,235	0,16	0,0084	0,0881	0,02	0,04	0,10	0,043	0,011	3,852	-
4,07	0,240	0,235	0,16	0,0064	0,0900	0,02	0,04	0,10	0,043	0,009	5,005	-
4,32	0,240	0,235	0,16	0,0045	0,0914	0,02	0,04	0,10	0,043	0,006	7,145	-
4,57	0,240	0,235	0,16	0,0026	0,0922	0,01	0,04	0,10	0,043	0,003	12,476	-
4,91	0,240	0,235	0,16	0,0000	0,0927	0,01	0,04	0,10	0,043	0,000	#¡DIV/0!	-

Debido a que la sección de hormigón en los extremos no es suficiente para soportar los esfuerzos de corte, se propone que en el análisis definitivo se evalúe macizar la sección en esos sectores. Esto queda sujeto a la verificación completa por el aumento de peso propio de las vigas VIL.

CAPÍTULO 5: **FUNDACIONES**

En este capítulo se establecerán las características básicas de las fundaciones necesarias para dar soporte a las diferentes tipologías de naves.

La propuesta del sistema respecto a las fundaciones es que, junto a la estructura, se provea a los clientes las armaduras prearmadas para su colocación en obra, sin necesidad que en esta deban realizarse trabajos de cortado, doblado y armado, exceptuando algún ajuste/adaptación básica. Esto disminuye considerablemente los tiempos de fundaciones y da calidad y seguridad al trabajo, ya que al plantearse la ejecución con personal que no sea estrictamente especializado, el producto listo para la colocación da garantía de lo ejecutado respecto de las armaduras. Se muestra en la imagen un producto de tipo prearmado para bases con tintero, a modo de ejemplificar lo que se propone proveer (Figura 70). También se muestra el prearmado similar al que se busca proveer para las vigas de encadenado (Figura 71).



*Figura 70 (Izquierda): Prearmado de tinteros – Figura 71 (Derecha): Prearmado de vigas de encadenado
Fuente: <https://tensar.online>*

Para poder establecer exactamente las dimensiones de las fundaciones será necesario que los clientes provean un estudio de suelos del lugar donde se realizará la construcción. Para ello, y a los fines de que el estudio de suelos que solicite el cliente al especialista sea acotado a las necesidades de la estructura, y por tal motivo más económico, en el momento de encargar la nave se dará un informe de las solicitaciones que el terreno deberá recibir y un plano básico de fundaciones. Los valores de ese informe, de manera preliminar, se muestran a continuación para cada tipología en el apartado 5.2– REACCIONES EN SERVICIO PARA LA VERIFICACIÓN DEL SUELO EN LAS FUNDACIONES.

Una vez que posea el estudio de suelos, el cliente proveerá estos datos a la oficina técnica de la fábrica. Con ello se calculará la estructura de fundaciones, estableciendo las armaduras necesarias y obteniendo los planos con los que deberá ejecutarse esta primer etapa constructiva in-situ, así como también se verificará el suelo sometido a cargas de servicio.

Las fundaciones de forma genérica están constituidas por:

- **Fundación para paneles autoportantes:** Los paneles PA cuentan con nervios extendidos en su extremo inferior. Esos nervios se posicionan en tinteros construidos en la parte superior de las bases y/o pilotes, donde queda prevista una cavidad para tal fin con las holguras necesarias para el montaje. Una vez posicionados los paneles, esa cavidad se rellena con hormigón/grout quedando así empotrado el panel.

Las fundaciones deben diseñarse de modo que se transmita al suelo los esfuerzos normales, de corte y flexión. Para ello puede optarse por fundaciones de tipo superficial (bases centradas) o fundaciones profundas (monopilotes).

- **Fundaciones para paneles de cerramiento:** Para el apoyo de los paneles de cerramiento se ejecuta una viga encadenada en la parte inferior donde se apoyan los paneles. Estas vigas se construyen de modo que sus extremos quedan vinculados al tintero de los últimos paneles portantes de la nave, y se apoyan cada 2,50m en el tramo intermedio en pilotines que se construyen por debajo de la misma.

En lo que sigue se mostraran los esquemas básicos de fundaciones para cada tipo de nave y se realizara el dimensionamiento de aquellos componentes que no están directamente relacionados a los parámetros del suelo. También se mostrarán detalles típicos de la geometría y las armaduras. Partiendo de estos diseños típicos, luego se adecuará la fundación a cada obra en particular.

En el análisis se considera que la calidad del hormigón a emplear para a la ejecución de las fundaciones será H-25.

5.1- PLANTEO GENERAL

Ver en el ANEXO *“Plano 1 - Replanteo de Naves: Tipologías 1 y 2”* y *“Plano 2 - Replanteo de Naves: Tipología 3”*, donde se representan las fundaciones típicas a ejecutar para este tipo de obras.

En los planos de fundaciones se muestra para cada tipología de nave dos opciones de fundaciones para los paneles autoportantes, siendo la geometría genérica para cualquier caso: A un lado se puede ver la alternativa de generar una excavación mayor al espacio que ocupará el tintero y en el fondo hormigonar una solera de apoyo, luego encofrar exteriormente el tintero, obteniendo así una fundación superficial – A esta alternativa llamaremos a partir de ahora fundación superficial - ; y al otro lado, la alternativa de ejecutar previo al tintero un pilote que luego se ensambla al mismo – A esta alternativa llamaremos a partir de ahora fundación profunda - . Elegir entre estas alternativas básicas u otras dependerá en gran medida del suelo donde se vaya a ejecutar la obra. Los tinteros para cualquiera de las alternativas son los mismos, aunque podrían plantearse diferentes si se considerara una optimización en la solución constructiva.

Las medidas propuestas en los planos para los sectores de apoyo, así como también la profundidad dada como cota de fundación son esquemáticas y lógicas según experiencia de la zona.

Para la fundación de los paneles de cerramiento se muestra la posición de la viga de fundación y de los pilotines de apoyo. Se propone una viga de 30cm de ancho, igual al diámetro de los pilotines. Estos últimos pueden cambiar si el análisis, a partir del estudio de suelos, así lo indicara.

5.2- REACCIONES EN SERVICIO PARA LA VERIFICACIÓN DEL SUELO EN LAS FUNDACIONES

En las figuras 72, 73 y 74 pueden verse para cada tipología de nave las reacciones en servicio en cada fundación típica.

NAVE TIPO 1

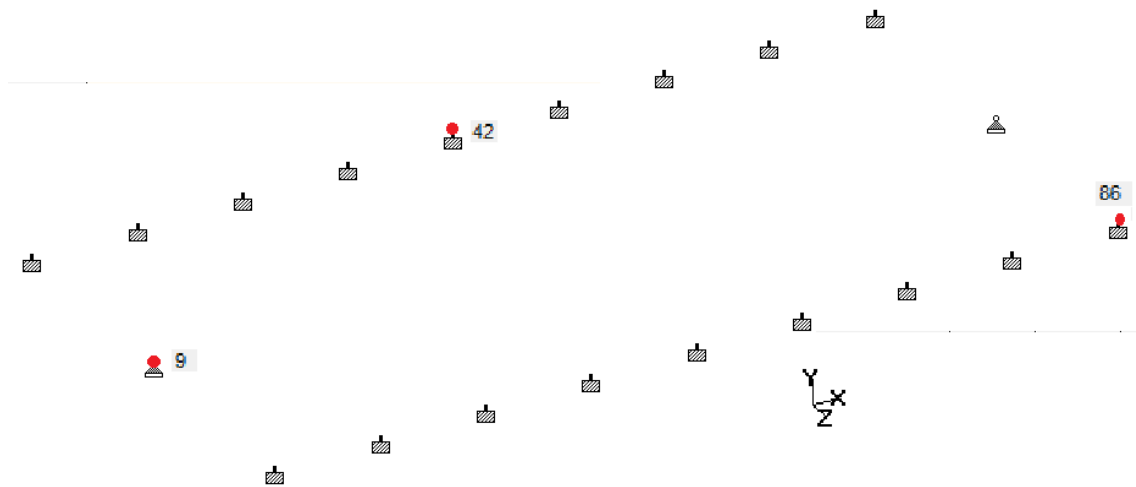


Figura 72: Modelo de fundaciones Nave Tipo 1 con indicación de nodos

Node	Estado de Carga	Horizontal		Vertical	Moment		
		Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
9	21 D+L	0.000	29.366	-0.000	0.000	0.000	0.000
	22 D+W1P	8.471	28.840	-3.828	0.000	0.000	0.000
	23 D+W1S	0.303	25.411	-4.693	0.000	0.000	0.000
	24 D+W2S	-9.078	27.861	0.260	0.000	0.000	0.000
	25 D+W2P	-0.969	30.837	-0.000	0.000	0.000	0.000
	26 D+0.7LR+0.7W1P	5.930	29.352	-2.680	0.000	0.000	0.000
	27 D+0.7LR+0.7W1S	0.212	26.952	-3.285	0.000	0.000	0.000
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-6.355	28.667	0.182	0.000	0.000	0.000
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-0.678	30.750	-0.000	0.000	0.000	0.000
42	21 D+L	-0.003	15.649	-0.000	-0.000	0.000	0.000
	22 D+W1P	0.023	8.849	-0.511	-0.553	0.000	-0.002
	23 D+W1S	-0.097	8.884	-4.697	-4.736	0.000	0.014
	24 D+W2S	-1.416	12.621	0.157	0.159	-0.000	0.156
	25 D+W2P	-0.771	9.364	4.371	4.357	-0.000	0.082
	26 D+0.7LR+0.7W1P	0.013	12.040	-0.358	-0.387	0.000	-0.001
	27 D+0.7LR+0.7W1S	-0.071	12.064	-3.288	-3.315	0.000	0.010
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-0.995	14.680	0.110	0.111	-0.000	0.110
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-0.543	12.400	3.060	3.050	-0.000	0.058
86	21 D+L	-1.826	18.899	-1.677	0.006	-0.005	0.104
	22 D+W1P	-3.363	26.876	-7.281	-1.380	0.017	0.045
	23 D+W1S	-0.916	29.010	-6.330	-0.266	0.012	0.037
	24 D+W2S	-2.821	19.158	-1.525	-0.041	0.466	0.137
	25 D+W2P	-3.042	17.702	-4.083	-1.531	0.295	0.094
	26 D+0.7LR+0.7W1P	-3.063	25.217	-5.603	-0.960	0.010	0.073
	27 D+0.7LR+0.7W1S	-1.350	26.711	-4.937	-0.180	0.006	0.067
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-2.684	19.814	-1.574	-0.023	0.324	0.138
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-2.839	18.795	-3.365	-1.066	0.204	0.107

Tabla 6: Valores de reacciones para cargas de servicio en fundaciones de Naves Tipo 1

NAVE TIPO 2

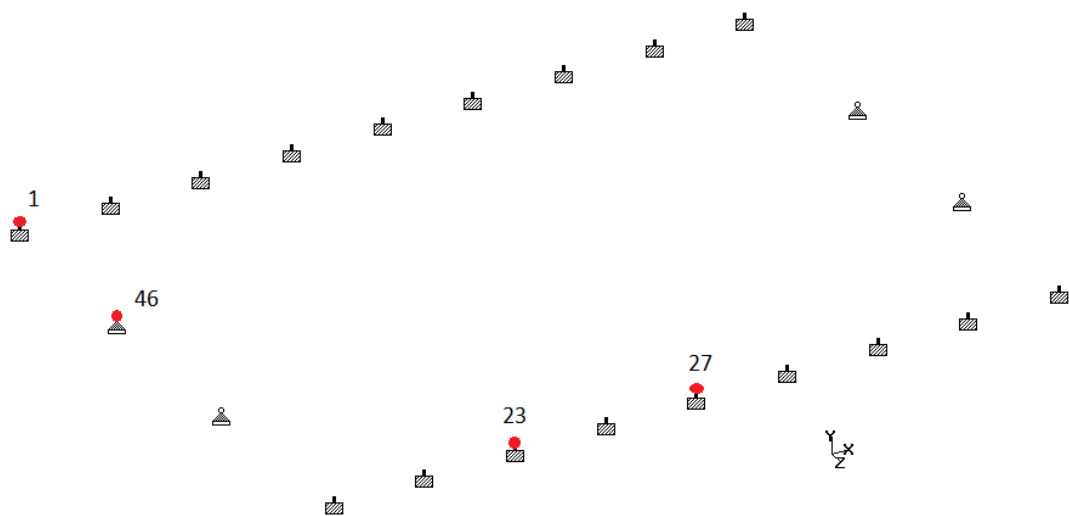


Figura 73: Modelo de fundaciones Nave Tipo 2 con indicación de nodos

Node	Estado de Carga	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
1	21 D+L	1811	21.942	1283	-0.000	0.128	-1043
	22 D+W1P	3.952	15.842	0.461	-1574	0.128	-1033
	23 D+W1S	1579	18.826	-1.134	-3337	0.128	-1041
	24 D+W2S	-2.788	14.997	1347	0.063	0.128	-0.952
	25 D+W2P	-0.046	13.226	2769	1485	0.128	-0.967
	26 D+0.7LR+0.7W1P	3.434	18.787	0.707	-1102	0.128	-1037
	27 D+0.7LR+0.7W1S	1773	20.876	-0.409	-2336	0.128	-1042
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-1.283	18.196	1328	0.044	0.128	-0.980
	29 D+0.7LR+0.7W2P	0.635	16.956	2323	1040	0.128	-0.991
23	21 D+L	-0.100	18.234	-0.000	0.000	-0.000	0.004
	22 D+W1P	0.158	10.044	-6.000	-14789	-0.000	-0.019
	23 D+W1S	0.117	14.375	-0.750	-2506	-0.000	-0.016
	24 D+W2S	-1.437	13.072	-0.300	-0.710	0.000	0.165
	25 D+W2P	-0.996	9.516	-7000	-16557	0.000	0.115
	26 D+0.7LR+0.7W1P	-0.003	13.845	-4.200	-10353	-0.000	-0.005
	27 D+0.7LR+0.7W1S	-0.032	16.877	-0.525	-1754	-0.000	-0.002
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-1.120	15.965	-0.210	-0.497	0.000	0.124
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-0.811	13.476	-4900	-11590	0.000	0.089
27	21 D+L	-0.000	20.062	-0.000	-0.000	0.000	0.000
	22 D+W1P	-0.000	9.872	-5.180	-12078	0.000	0.000
	23 D+W1S	-0.000	15.562	-3.481	-11599	0.000	0.000
	24 D+W2S	-1.789	15.488	-0.130	-0.146	0.000	0.201
	25 D+W2P	-1328	10.423	-3040	-3397	0.000	0.149
	26 D+0.7LR+0.7W1P	-0.000	14.472	-3.626	-8454	0.000	0.000
	27 D+0.7LR+0.7W1S	-0.000	18.455	-2.437	-8119	0.000	0.000
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-1.252	18.403	-0.091	-0.102	0.000	0.141
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-0.930	14.858	-2128	-2378	0.000	0.104
46	21 D+L	-0.000	27.247	-0.187	0.000	0.000	0.000
	22 D+W1P	7.607	27.247	-0.187	0.000	0.000	0.000
	23 D+W1S	0.326	27.247	-0.187	0.000	0.000	0.000
	24 D+W2S	-8.207	27.247	-0.187	0.000	0.000	0.000
	25 D+W2P	-0.869	27.247	-0.187	0.000	0.000	0.000
	26 D+0.7LR+0.7W1P	5.325	27.247	-0.187	0.000	0.000	0.000
	27 D+0.7LR+0.7W1S	0.228	27.247	-0.187	0.000	0.000	0.000
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-5.745	27.247	-0.187	0.000	0.000	0.000
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-0.609	27.247	-0.187	0.000	0.000	0.000

Tabla 7: Valores de reacciones para cargas de servicio en fundaciones de Naves Tipo 2

NAVE TIPO 3

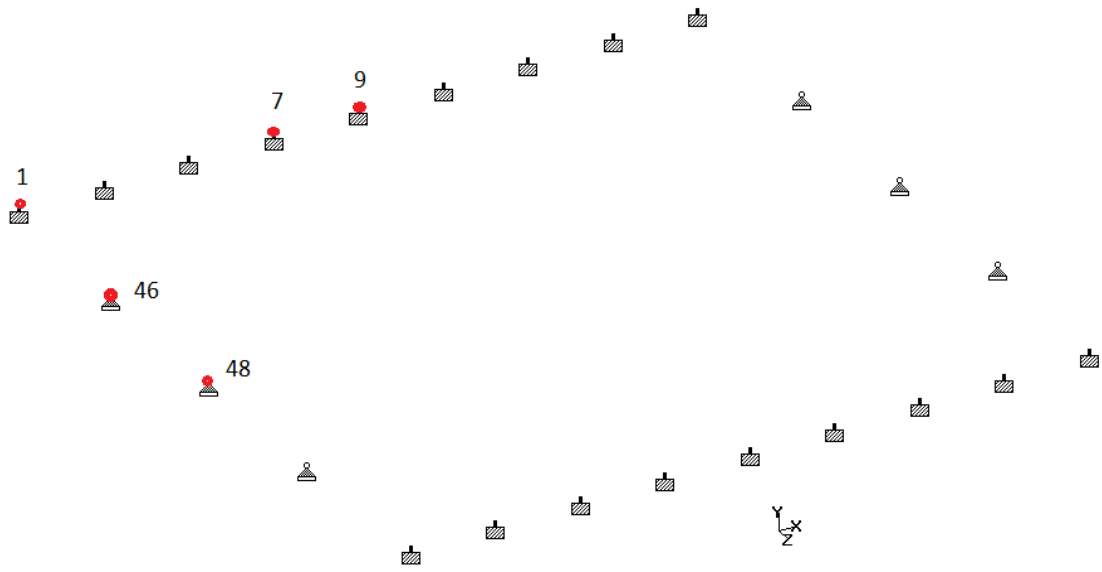


Figura 74: Modelo de fundaciones Nave Tipo 3 con indicación de nodos

Node	Estado de Carga	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
1	21 D+L	2617	23.003	1294	-0.000	0.129	-1119
	22 D+W1P	3.999	16.138	0.627	-1338	0.129	-1037
	23 D+W1S	2055	19.679	-1.073	-3143	0.129	-1082
	24 D+W2S	-2.531	14.937	1364	0.068	0.129	-0.968
	25 D+W2P	-0.339	12.092	2930	1590	0.129	-0.941
	26 D+0.7LR+0.7W1P	3.848	19.491	0.827	-0.937	0.129	-1076
	27 D+0.7LR+0.7W1S	2488	21.969	-0.363	-2200	0.129	-1108
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-0.723	18.650	1343	0.047	0.129	-1027
	29 D+0.7LR+0.7W2P	0.811	16.659	2439	1113	0.129	-1009
7	21 D+L	0.227	22.571	0.000	0.000	-0.000	-0.026
	22 D+W1P	0.064	10.307	-0.800	-3975	0.000	-0.008
	23 D+W1S	0.170	17.067	-7.550	-17153	0.000	-0.019
	24 D+W2S	-2.051	16.731	0.300	0.561	-0.000	0.232
	25 D+W2P	-1789	10.056	7000	13092	-0.000	0.201
	26 D+0.7LR+0.7W1P	0.134	16.073	-0.560	-2783	0.000	-0.016
	27 D+0.7LR+0.7W1S	0.208	20.806	-5.285	-12007	0.000	-0.024
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-1.347	20.571	0.210	0.393	-0.000	0.152
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-1164	15.898	4900	9164	-0.000	0.131
9	21 D+L	-0.000	22.723	0.000	0.000	-0.000	0.000
	22 D+W1P	-0.000	10.226	-2.438	-8214	0.000	0.000
	23 D+W1S	-0.000	17.144	-6.122	-13457	0.000	0.000
	24 D+W2S	-2.309	17.372	0.144	0.156	-0.000	0.259
	25 D+W2P	-1929	10.457	3345	3632	-0.000	0.216
	26 D+0.7LR+0.7W1P	-0.000	16.087	-1.706	-5750	0.000	0.000
	27 D+0.7LR+0.7W1S	-0.000	20.930	-4.285	-9420	0.000	0.000
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-1.616	21.090	0.100	0.109	-0.000	0.181
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-1350	16.249	2341	2542	-0.000	0.151
46	21 D+L	-0.000	26.797	-0.278	0.000	0.000	0.000
	22 D+W1P	7.856	26.797	-0.278	0.000	0.000	0.000
	23 D+W1S	0.337	26.797	-0.278	0.000	0.000	0.000
	24 D+W2S	-8.474	26.797	-0.278	0.000	0.000	0.000
	25 D+W2P	-0.898	26.797	-0.278	0.000	0.000	0.000
	26 D+0.7LR+0.7W1P	5.499	26.797	-0.278	0.000	0.000	0.000
	27 D+0.7LR+0.7W1S	0.236	26.797	-0.278	0.000	0.000	0.000
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-5.932	26.797	-0.278	0.000	0.000	0.000
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-0.629	26.797	-0.278	0.000	0.000	0.000
48	21 D+L	0.000	25.316	-0.000	0.000	0.000	0.000
	22 D+W1P	6.584	25.316	-0.000	0.000	0.000	0.000
	23 D+W1S	0.282	25.316	-0.000	0.000	0.000	0.000
	24 D+W2S	-7.101	25.316	-0.000	0.000	0.000	0.000
	25 D+W2P	-0.753	25.316	-0.000	0.000	0.000	0.000
	26 D+0.7LR+0.7W1P	4.609	25.316	-0.000	0.000	0.000	0.000
	27 D+0.7LR+0.7W1S	0.198	25.316	-0.000	0.000	0.000	0.000
	28 D+0.7LR+0.7W2S	-4.971	25.316	-0.000	0.000	0.000	0.000
	29 D+0.7LR+0.7W2P	-0.527	25.316	-0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 8: Valores de reacciones para cargas de servicio en fundaciones de Naves Tipo 3

5.3- FUNDACIONES DE PANELES AUTOPORTANTES

Se muestran a continuación las geometrías planteadas con dimensiones mínimas. Posteriormente, de los modelos de cálculo, se obtienen las reacciones sobre los tinteros para la obtención de las armaduras (Figura 75 y 76):

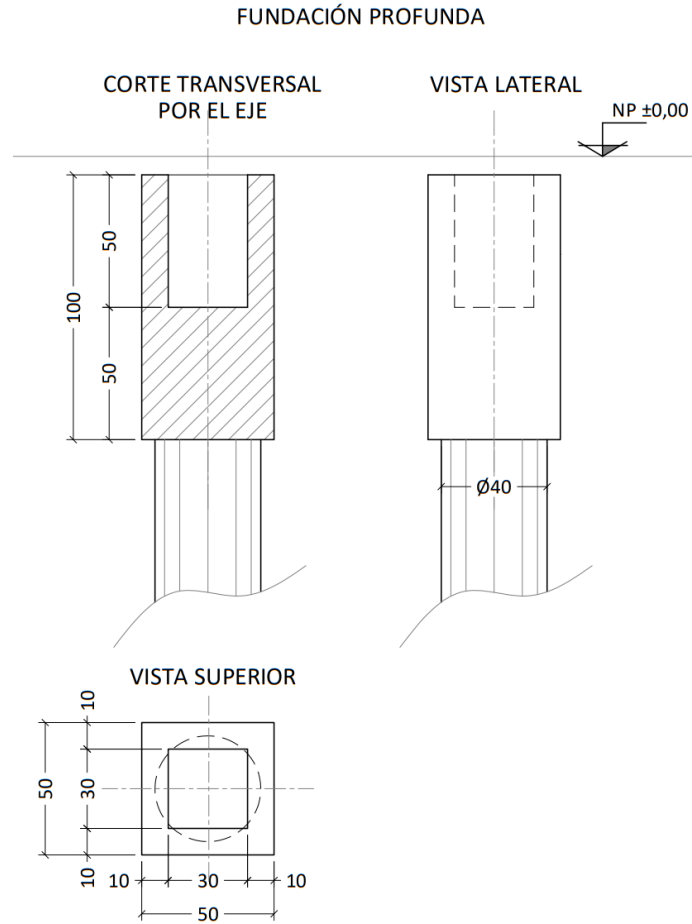


Figura 75: Esquema básico de geometría de fundaciones profundas para paneles portantes

FUNDACIÓN SUPERFICIAL

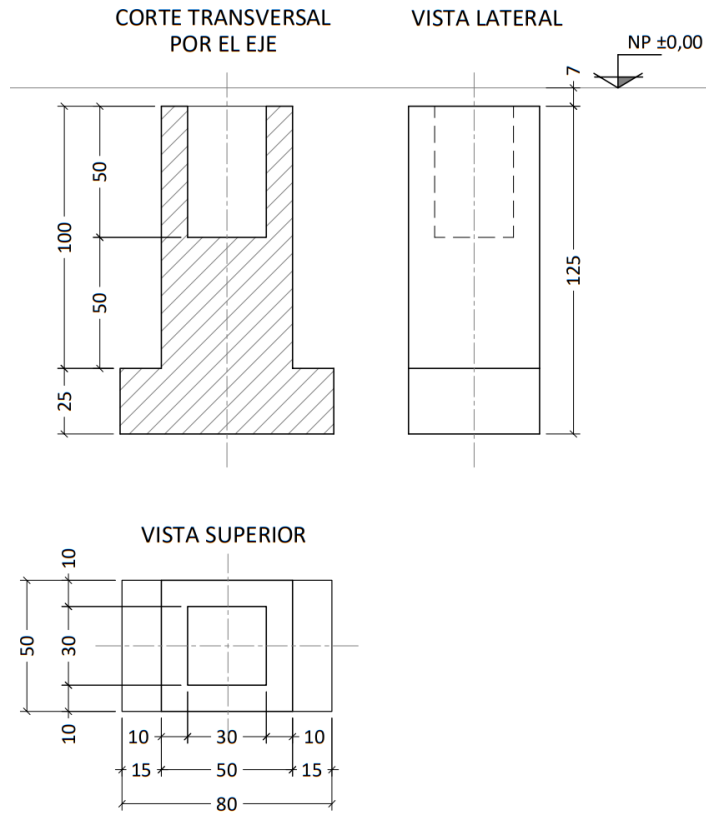


Figura 76: Esquema básico de geometría de fundaciones superficiales para paneles portantes

NAVE 1:

	Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
			Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
Max Fx	9	13 1,2D+0,8L	13.554	35.461	-6.125	0.000	0.000	0.000
Min Fx	9	20 0,9D+1,6	-14.525	24.641	0.416	0.000	0.000	0.000
Max Fy	87	15 1,2D+0,8L	-9.530	52.182	-0.000	0.000	0.000	0.000
Min Fy	84	18 0,9D+1,6	-1.037	-13.505	-9.725	-2.695	0.034	0.010
Max Fz	69	19 0,9D+1,6	-2.222	0.247	7.038	7.189	-0.000	0.230
Min Fz	86	13 1,2D+0,8L	-5.135	37.643	-10.990	-2.198	0.028	0.061
Max Mx	69	19 0,9D+1,6	-2.222	0.247	7.038	7.189	-0.000	0.230
Min Mx	69	14 1,2D+0,8L	0.657	18.804	-7.565	-7.824	0.000	-0.044
Max My	5	16 1,2D+0,8L	-3.395	16.449	-1.782	-0.080	0.795	-0.013
Min My	1	16 1,2D+0,8L	-3.379	18.205	2.414	0.089	-0.791	-0.012
Max Mz	71	16 1,2D+0,8L	-2.277	20.365	0.249	0.242	-0.000	0.276
Min Mz	6	9 1,2D+1,6LR	1.082	17.230	-3.020	-3.098	0.000	-0.124

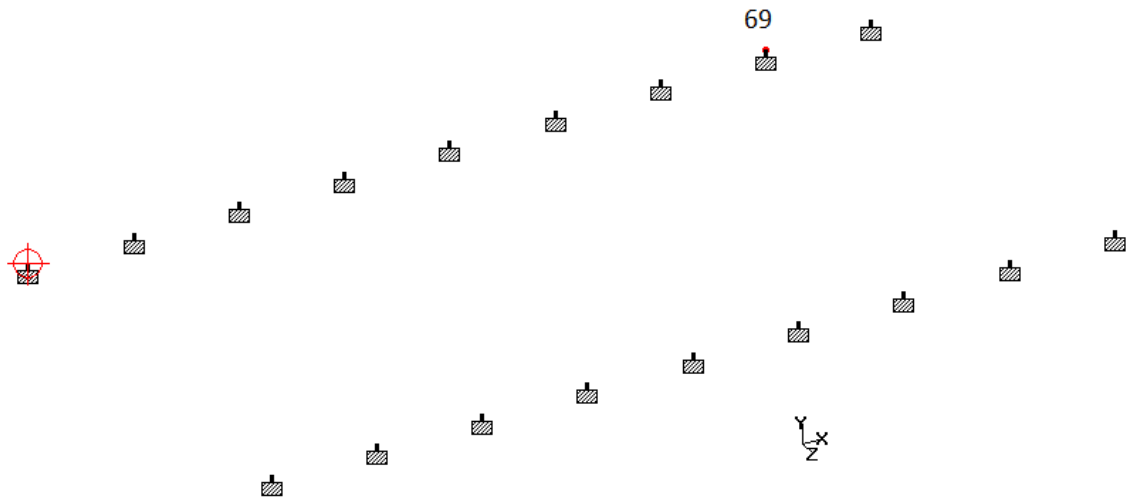


Figura 77: Obtención de esfuerzos máximos en tinteros "Nave Tipo 1"

NAVE 2

	Node	L/C	Horizontal Fx kN	Vertical Fy kN	Horizontal Fz kN	Moment Mx kNm My kNm Mz kNm		
Max Fx	48	17 0,9D+1,6	12.171	24.522	0.168	0.000	0.000	0.000
Min Fx	48	16 1,2D+0,8L	-13.131	32.696	0.224	0.000	0.000	0.000
Max Fy	46	7 1,4D	-0.000	38.146	-0.262	0.000	0.000	0.000
Min Fy	3	19 0,9D+1,6	-1.011	2.536	11.200	24.287	-0.000	0.135
Max Fz	3	15 1,2D+0,8L	-1.331	11.016	11.200	24.287	-0.000	0.161
Min Fz	3	14 1,2D+0,8L	-0.282	22.162	-12.080	-29.263	0.000	0.013
Max Mx	13	19 0,9D+1,6	-2.046	7.663	11.200	26.491	0.000	0.235
Min Mx	5	14 1,2D+0,8L	-0.031	19.712	-12.080	-29.744	-0.000	-0.003
Max My	1	7 1,4D	2.099	26.816	1.797	-0.000	0.180	-1.459
Min My	19	7 1,4D	2.099	26.816	-1.797	0.000	-0.180	-1.459
Max Mz	18	7 1,4D	-2.099	26.816	1.797	-0.000	-0.180	1.458
Min Mz	1	7 1,4D	2.099	26.816	1.797	-0.000	0.180	-1.459

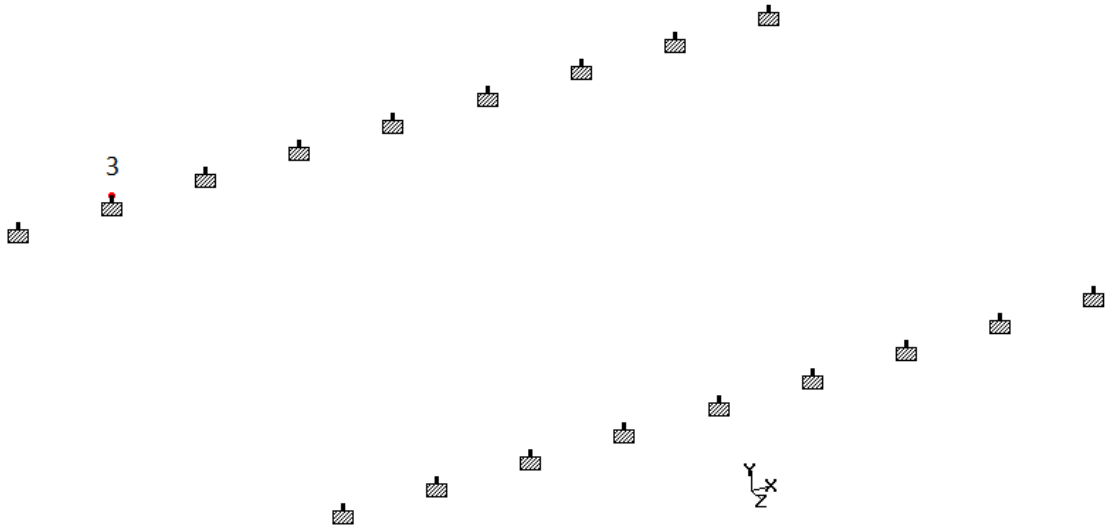


Figura 78: Obtención de esfuerzos máximos en tinteros "Nave Tipo 2"

NAVE 3

	Node	L/C	Horizontal Fx kN	Vertical Fy kN	Horizontal Fz kN	Moment		
						Mx kNm	My kNm	Mz kNm
Max Fx	83	17 0,9D+1,6	12.569	24.117	0.250	0.000	0.000	0.000
Min Fx	46	16 1,2D+0,8L	-13.558	32.156	-0.334	0.000	0.000	0.000
Max Fy	83	7 1,4D	-0.000	37.516	0.389	0.000	0.000	0.000
Min Fy	3	19 0,9D+1,6	-2.092	0.246	11.200	21.069	-0.000	0.259
Max Fz	3	15 1,2D+0,8L	-1.693	10.101	11.200	21.069	-0.000	0.212
Min Fz	3	14 1,2D+0,8L	1.025	25.652	-12.080	-27.594	0.000	-0.119
Max Mx	15	19 0,9D+1,6	-2.184	9.948	11.200	21.070	-0.000	0.273
Min Mx	3	14 1,2D+0,8L	1.025	25.652	-12.080	-27.594	0.000	-0.119
Max My	1	7 1,4D	2.741	27.677	1.812	-0.000	0.181	-1.518
Min My	19	7 1,4D	2.741	27.677	-1.812	0.000	-0.181	-1.518
Max Mz	18	7 1,4D	-2.741	27.677	1.812	-0.000	-0.181	1.517
Min Mz	1	7 1,4D	2.741	27.677	1.812	-0.000	0.181	-1.518



Figura 79: Obtención de esfuerzos máximos en tinteros "Nave Tipo 3"

La armadura a colocar en los tinteros resulta de las siguientes fórmulas de cálculo (Figura 80):

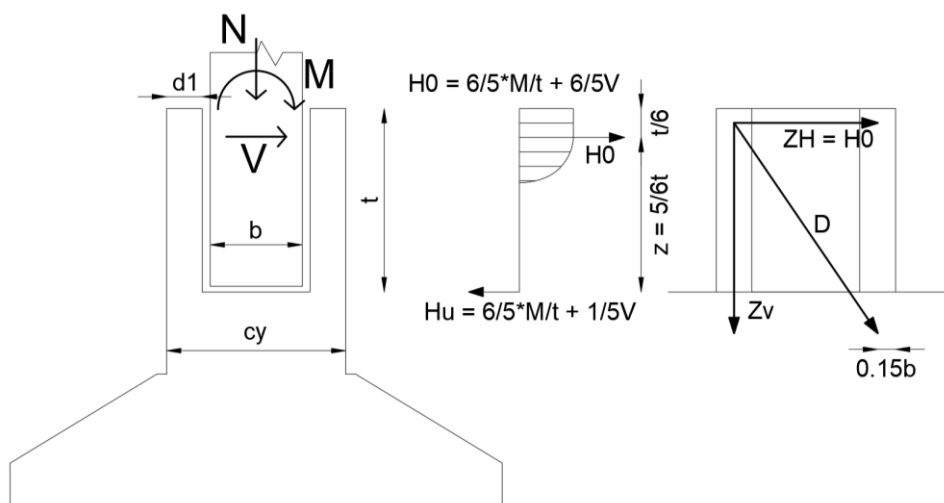


Figura 80: Fórmulas para la determinación de esfuerzos para el cálculo de tinteros de fundación

$M_u = 29,26$ KNm
 $V_u = 12,08$ KN
 $\Phi = 0,75$
 $M_u = 39,02$ KNm
 $V_u = 16,11$ KN
 $d_1 = 0,13$ m
 $b = 0,60$ m
 $t = 1,20$ m
 $c_y = 0,96$ m

$H_0 = 58,35$ KN
 $A_{sH0} = 1,39$ cm²

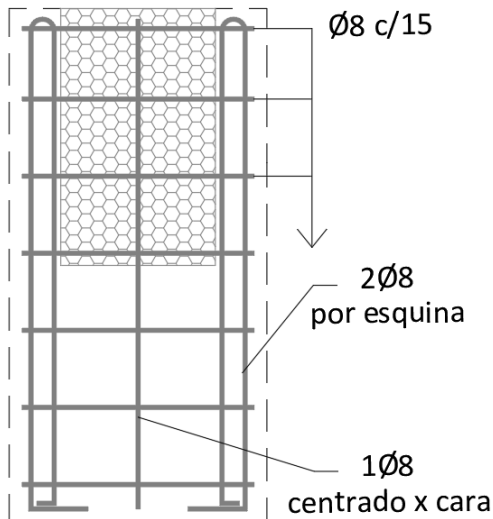
\emptyset	estribos/cara	Sección (cm ²)
8	1	2,01

$Z_v = 77,69$ KN
 $A_{sZ} = 1,85$ cm²

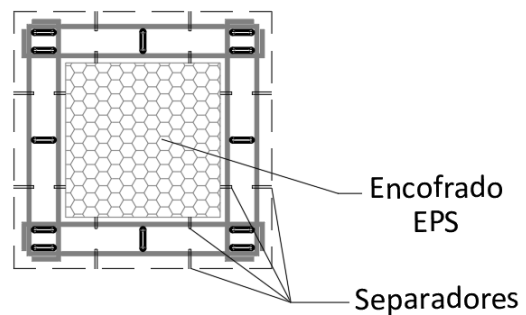
\emptyset	estribos/esquina	Sección (cm ²)
8	2	4,02

De esto surge un esquema de armado como el que se muestra a continuación. Dentro del kit se proveerá esta “jaula” armada, junto con la que se propone ya dejar dispuestos los separadores de hormigonado y dar como encofrado interior para la generación de la cavidad del tintero, un bloque de EPS, el cual, una vez hormigonada la fundación, se podrá deshacer con solvente (por lo general thinner).

VISTA LATERAL



SECCIÓN TINTERO



SECCIÓN CABEZAL

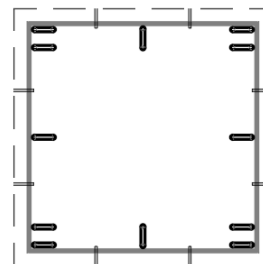


Figura 81: Armaduras de tinteros y geometría general de prearmado incluido en el kit

A los fines de nuestras estimaciones, se considera que para las fundaciones se requiere:

Caso de bases: Parrilla para el armado de base de 50cm x 80cm. Armadura #Q524 ($\phi 10 - 15\text{cm} \times 15\text{cm}$).

Caso pilotes: Longitud zunchada 2m – Longitud total barras longitudinales 2,40m – ADNS 5 $\phi 12$, con estribo espiralado $\phi 6\text{mm}$ c/20cm. Pilote rígido electrosoldado.

5.4- FUNDACIONES DE PANELES DE CERRAMIENTO

Se muestra a continuación la geometría de la viga de fundación y pilotines para el apoyo de los cerramientos (Figura 79):

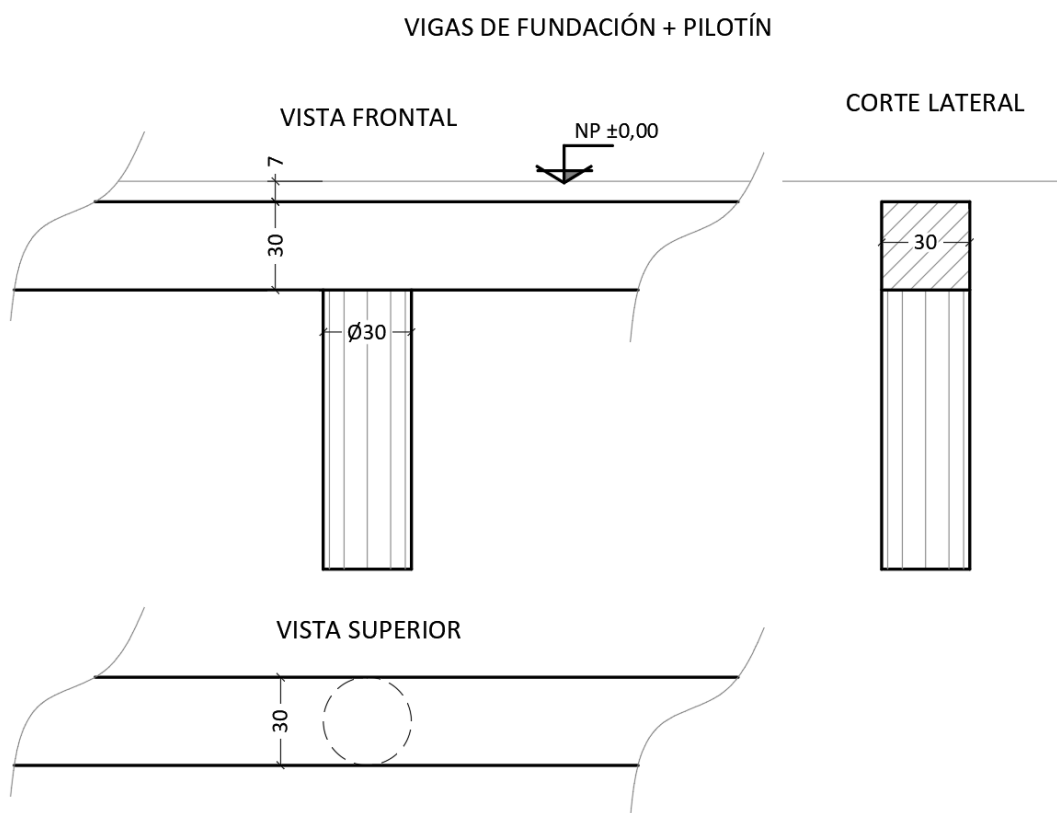


Figura 82: Esquemas básicos de geometría de vigas encadenado y pilotines para la fundación de cerramientos

De los modelos de calculo resultan los siguientes esfuerzos para la obtención de las armaduras a proveer para la viga de fundación (Figuras 83-84-85):

NAVE TIPOLOGÍA 1

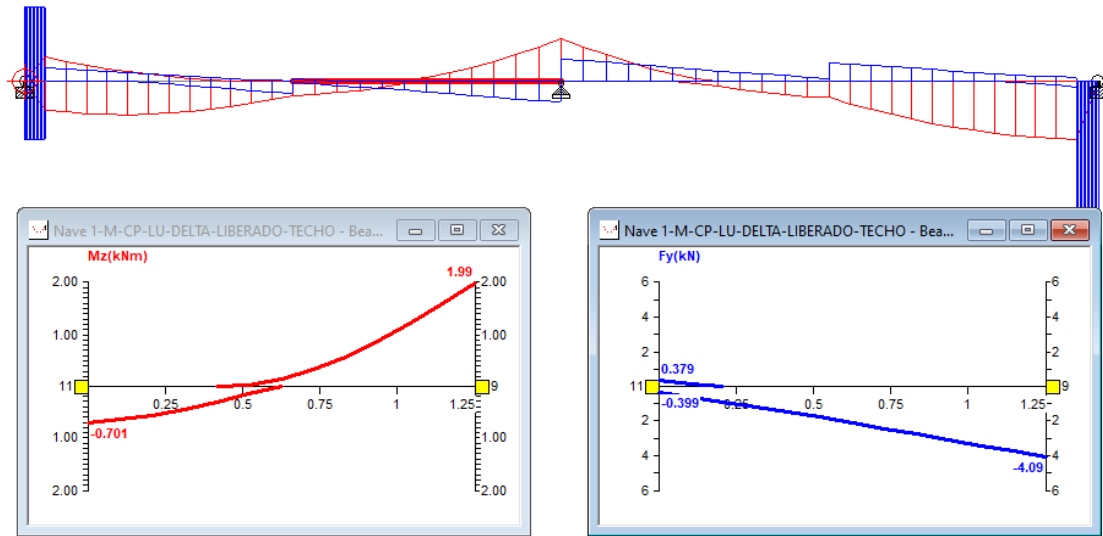


Figura 83: Esfuerzos en vigas de fundación "Nave Tipo 1"

NAVE TIPOLOGÍA 2

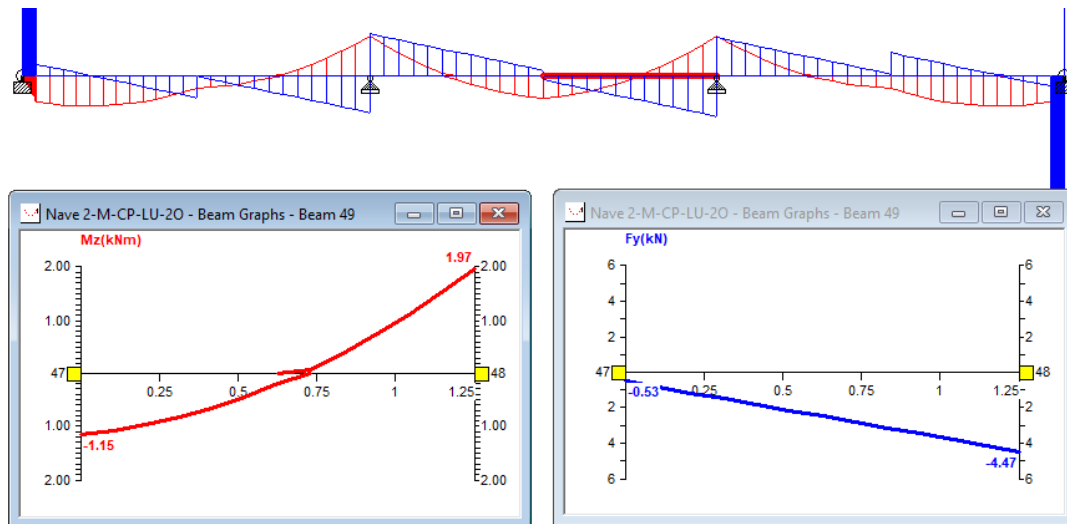


Figura 84: Esfuerzos en vigas de fundación "Nave Tipo 2"

NAVE TIPOLOGÍA 3

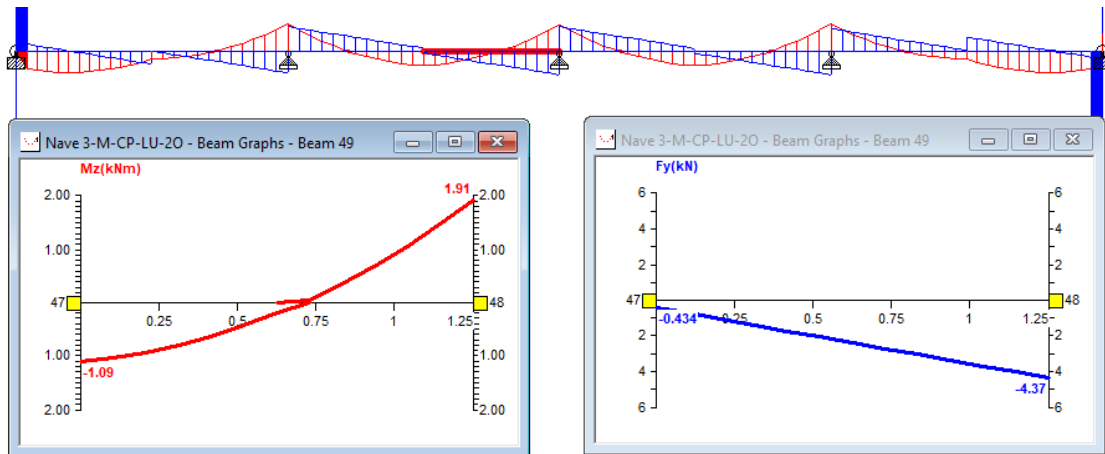


Figura 85: Esfuerzos en vigas de fundación "Nave Tipo 3"

HORMIGÓN: H-25		MOMENTO		NORMAL	
Resistencia (f'c)= 25 MPa		Mu= 2,00 kNm		Nu= 0,0 kNm	
Módulo elasticidad Ec= 4700 . f'c ^{1/2} = 23500 MPa		Mn= 2,2 kNm		Nn= 0,0 kNm	
Resistencia en el tesado (f'ci)= 21 MPa		GEOMETRIA		TIPO DE VIGA	
Módulo elasticidad en tesado Eci= 4700 . f'ci ^{1/2} = 21666 MPa		h= 0,300 m		ARMADA	
γ _{Ht} = 25 kN/m ³		b= 0,300 m			
β ₁ = 0,850		bw= 0,300 m			
ARMADURA PASIVA ADN-420		d= 0,260 m			
Resistencia (fy)= 420 MPa		hf= 0,00 m			
Modulo de elasticidad Ey= 200000 MPa		d'= 0,00 m			
		VALORES AUXILIARES		VIGA RECTANGULAR	
		mn= 0,004		Ca= 0,0 ‰	
		k _c = 0,006		ΔMna= 0,0 ‰	
		β ₁ .k _c .d = 0,001 m		Mnw= 0,0 ‰	
		ε _s = 490,2 ‰		mnw= 0,0 ‰	
		k ₂ = 0,997		k _c = 0,0 ‰	
		Z= 0,259 m			
		ε _{pt} = ε _{pdc} + ε _s = 490,2 ‰			
		As= 0,20 cm ²			

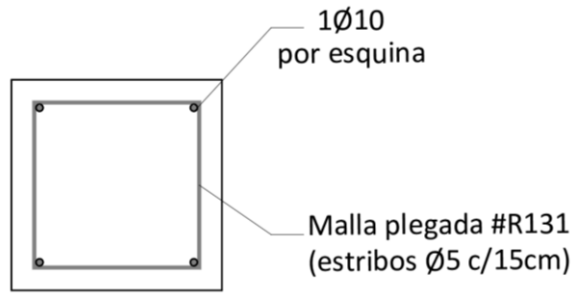
$$V_u \text{ (MN)} = 0,0044 \text{ MN}$$

$$V_n \text{ (MN)} = V_u / \Phi = 0,0044 \text{ MN} / 0,75 = 0,0059 \text{ MN}$$

$$V_c \text{ (MN)} = 1/6 \times b_w \times d \times (f'c)^{1/2} = 1/6 \times 0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times (21 \text{ Mpa})^{1/2} = 0,069 \text{ MN}$$

$$V_n < V_c/2$$

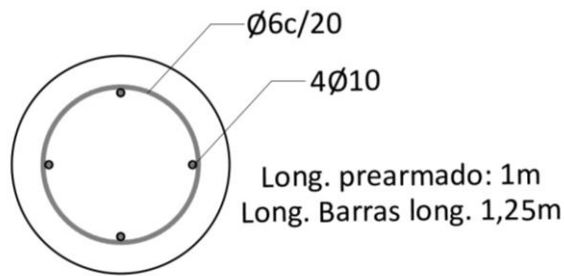
El esquema de armaduras para estas vigas es el que se muestra a continuación (Figura 86), y dentro del kit se proveerán los prearmados continuos según la longitud necesaria para cada tipología:



NAVE TIPO 1: 2 prearmados de 4,65m
 NAVE TIPO 2: 2 prearmados de 7,00m
 NAVE TIPO 3: 2 prearmados de 9,50m

Figura 86: Esquema de armaduras de vigas de fundación

En cuanto a los pilotines, la longitud dependerá de la resistencia del suelo. Por lo general las cargas que deben tomar son reducidas y es suficiente con llegar a profundidades aproximadas de 1,30m. De ser así, se proveerán prearmados con zunchados de $\varnothing 6$ c/20cm y 4 barras $\varnothing 10$, como se muestra en la figura 87.



NAVE TIPO 1: 2 prearmados
 NAVE TIPO 2: 4 prearmados
 NAVE TIPO 3: 6 prearmados

Figura 87: Esquemas de armaduras de pilotines

CAPÍTULO 6:

VINCULACIONES ENTRE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA

Los sistemas premoldeados para ser estables requieren de la colocación de vínculos una vez posicionados en obra. En este capítulo se muestran las vinculaciones planteadas de los elementos con sus fundaciones y de los premoldeados entre sí.

6.1- VINCULACIÓN A FUNDACIONES

Como se estableció en el capítulo 5, los paneles autoportantes se posicionan con sus nervios dentro de los tinteros de fundación. Para que estos queden empotrados, el cuenco del tintero deberá rellenarse con hormigón (Figura 88).

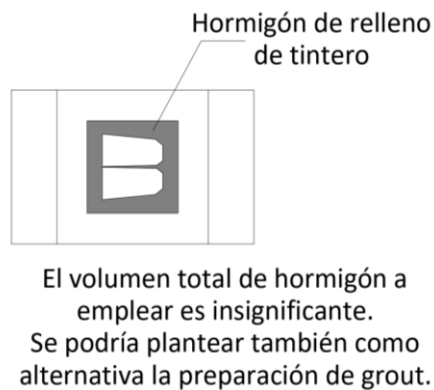


Figura 88: Vinculación de paneles autoportante a las fundaciones

Para la vinculación de los paneles de cerramiento a las veredas, se deja en la parte inferior un pasante por donde incorporar una barra que luego quedará dentro del hormigón de piso exterior, vinculado también a la viga encadenado (Figura 89).

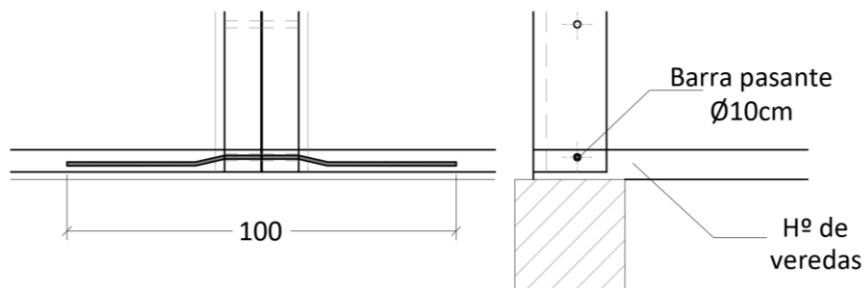


Figura 89: Vinculación de paneles de cerramiento a veredas

6.2- VINCULACIÓN ENTRE PANELES DE CERRAMIENTO Y PORTANTES

Como se dejó aclarado dentro de la geometría de los paneles "PA" y "PC", estos tienen en sus nervios a una altura predeterminada, pasantes de diámetro 3/4", en los que, una vez posicionados uno a continuación del otro, se colocará una varilla roscada pasante, la cual cuenta con arandelas y tuercas, quedando vinculado en diferentes alturas un panel al siguiente (Figura 90).

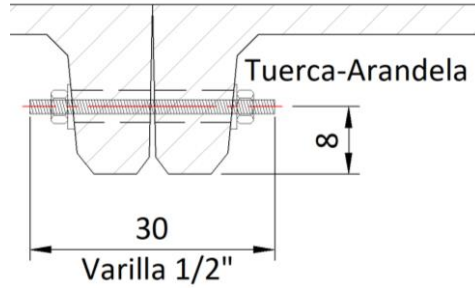


Figura 90: Vinculación entre paneles portantes y de cerramiento

Tuercas, arandelas y varillas cortadas con la longitud indicada formarán parte del kit entregado con el premoldeado.

6.3- VINCULACIÓN ENTRE PANELES DE CUBIERTA

Para vincular los paneles de cubierta, se vió en su geometría que, en lugares preestablecidos de los laterales los paneles, cuentan con insertos tipo ángulo. Cuando estos se colocan uno a continuación del otro, los insertos coinciden. En esos puntos se preve la unión mediante la soldadura de chapa de 60mm x 60mm, que serán proporcionadas junto al premoldeado (Figura 91).

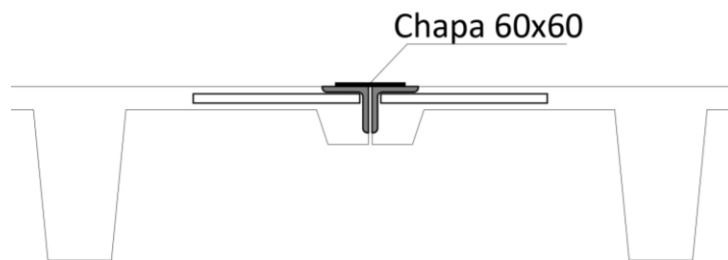


Figura 91: Vinculación de paneles de cubierta

6.4- VINCULACIÓN DE CASERONADOS A PANELES PORTANTES Y VIGAS

Haciendo uso de armaduras salientes de los premoldeados y barras extras de conexión, se prevé una vinculación luego hormigonada con las canaletas de desagüe (Figuras 92 y 93).

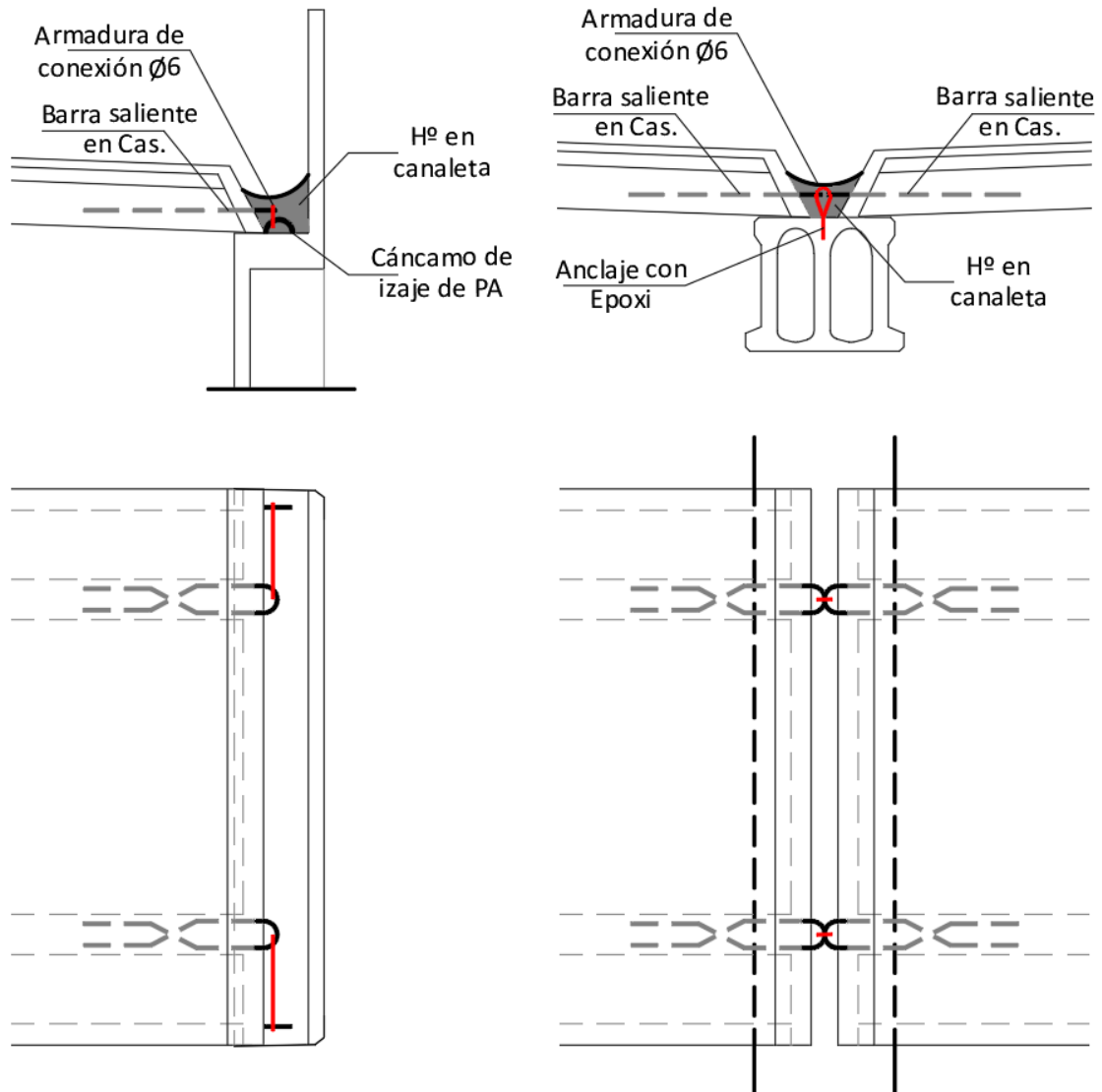


Figura 92 (Izquierda): Vinculación de paneles de cubierta y paneles autoportantes de apoyo

Figura 93 (Derecha): Vinculación de paneles de cubierta y vigas de cubierta de apoyo

6.5- VINCULACIONES DE PANELES DE CERRAMIENTO A LA CUBIERTA

La vinculación de los paneles de cerramiento a la cubierta se realiza a partir de perfiles “L” extras que se sueldan entre los insertos que se dejan colocados en los paneles PC y los paneles casetonados y vigas de borde (Figuras 94 y 95).

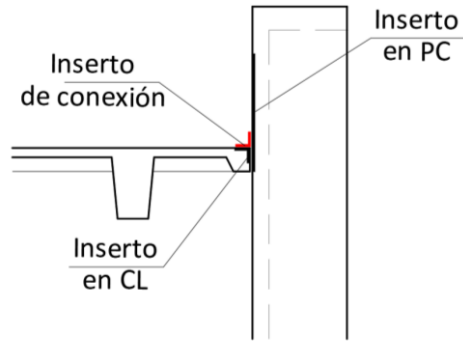


Figura 94: Vinculación de paneles de cubierta y paneles de cerramiento

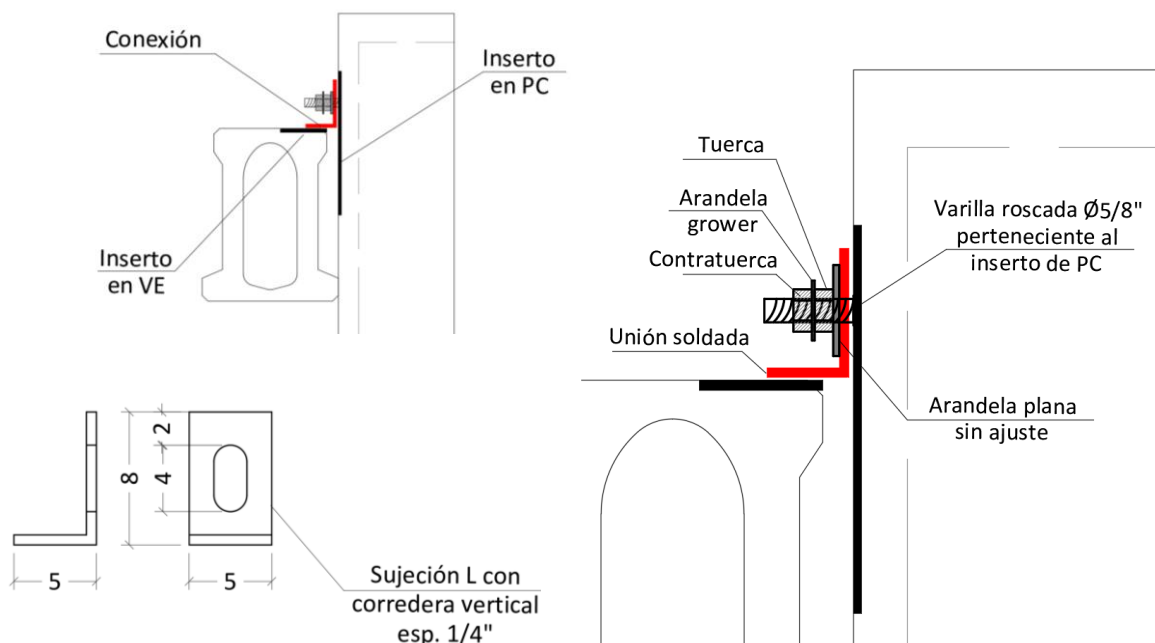


Figura 95: Vinculación de vigas de cubierta y paneles de cerramiento

6.6- VINCULACIONES DE PANELES PORTANTES Y VIGAS DE CUBIERTA

Los estados de carga con succión en la cubierta, la cual es transmitida a las vigas de cubierta por las sujeciones hormigonadas de los paneles casetonados, resultan positivas dando una fuerza de levantamiento en el apoyo. Debe preverse una vinculación que permita sujetar las vigas a los nervios verticales de los paneles.

Los valores mayores de esas fuerzas resultan de combinaciones de carga en estado último $0,9D + 1,6W$. Para cada caso los valores máximos son:

NAVE 2:

Viga VCE

Long.: 7,50m

Luz de influencia: 2,50m

Peso propio casetonado CL: $1,04\text{KN/m}^2 \rightarrow -2,60\text{KN/m}$ (sobre la viga)

Peso propio viga (sin considerar macizados): $-0,80\text{KN/m}$

Máxima Succión: 3KN/m

$$0,9 D + 1,6 W = -3,06 \text{ KN/m} + 4,80 \text{ KN/m} = 1,74\text{KN/m}$$

→ **Reacción= 6,53KN**

Viga VCI

Long.: 7,50m

Luz de influencia: 5,00m

Peso propio casetonado CL: $1,04\text{KN/m}^2 \rightarrow -5,20\text{KN/m}$ (sobre la viga)

Peso propio viga (sin considerar macizados): $-1,20\text{KN/m}$

Máxima Succión: 6KN/m

$$0,9 D + 1,6 W = -5,76 \text{ KN/m} + 9,60 \text{ KN/m} = 3,84\text{KN/m}$$

→ **Reacción= 14,4KN**

NAVE 3:

Viga VLE

Long.: 10,00m

Luz de influencia: 1,25m

Peso propio casetonado CC: $0,80\text{KN/m}^2 \rightarrow -1,00\text{KN/m}$ (sobre la viga)

Peso propio viga (sin considerar macizados): $-0,80\text{KN/m}$

Máxima Succión: $1,4\text{KN/m}$

$$0,9 D + 1,6 W = -1,62 \text{ KN/m} + 2,24 \text{ KN/m} = 0,62\text{KN/m}$$

→ **Reacción= 3,10KN**

Viga VLI

Long.: 10,00m

Luz de influencia: 2,50m

Peso propio casetonado CC: $0,80\text{KN/m}^2 \rightarrow -2,00\text{KN/m}$ (sobre la viga)

Peso propio viga (sin considerar macizados): $-1,20\text{KN/m}$

Máxima Succión: $2,8\text{KN/m}$

$$0,9 D + 1,6 W = -2,88 \text{ KN/m} + 4,48 \text{ KN/m} = 1,60\text{KN/m}$$

→ **Reacción= 8,00KN**

Para tomar las fuerzas de levantamiento en las vigas exteriores (VE), se propone vincular desde la parte interior de la nave, las vigas macizadas en los extremos con el panel autoportante en el sector cercano al nervio coincidente con la viga chata superior, mediante una conexión "L" perforada y brocas mecánicas, como se muestra en la Figura 96.

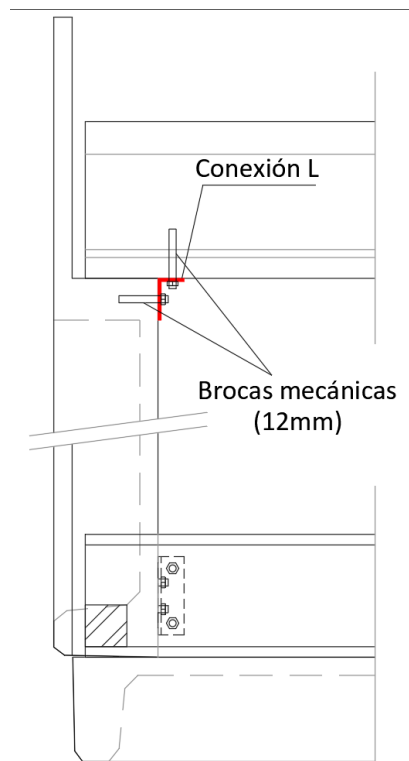


Figura 96: Vinculación de vigas extremas a paneles autoportantes

A los fines de tomar el esfuerzo de levantamiento en las vigas intermedias (VI), se propone colocar una varilla roscada en la parte superior de los nervios de los paneles autoportantes, y dejar un par de pasantes en las vigas en el sector macizado extremo, para colocar grout y atornillar la viga al nervio del panel (Figura 97).

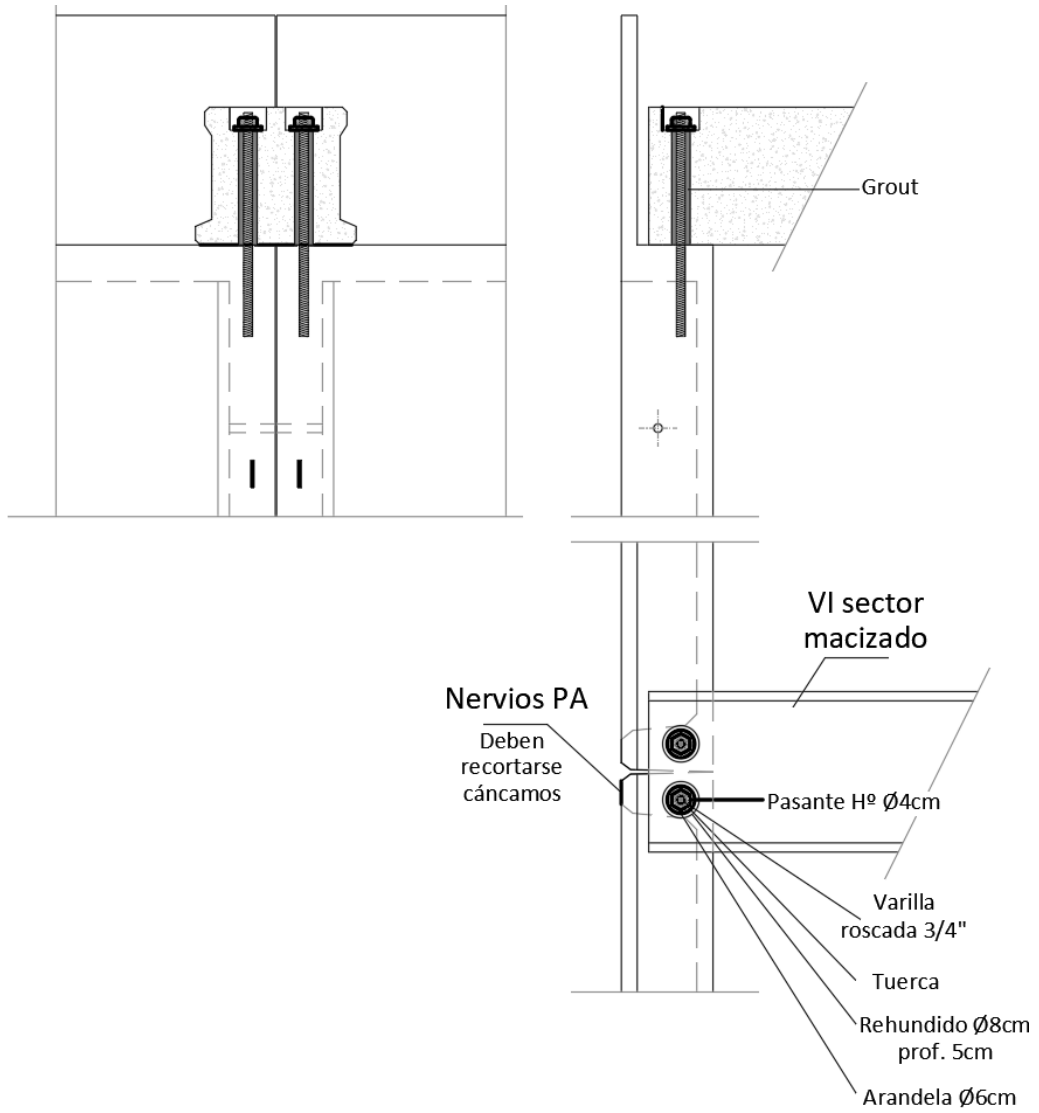


Figura 97: Vinculación de vigas intermedias a nervios de paneles autoportantes

CAPÍTULO 7:

COMPONENTES EXTRAS DEL KIT PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS NAVES PREMOLDEADAS

La solución constructiva que se plantea busca ser una solución integral para la provisión de los elementos para la construcción de las naves premoldeadas. Es por ellos que se adjuntan a los premoldeados los siguientes elementos a considerar previo al montaje – durante el montaje – posterior al montaje.

Cabe aclarar que todos los productos propuestos se consideran de una calidad reconocida en el mercado.

7.1- KIT PARA LA EJECUCIÓN DE LAS FUNDACIONES

Se propone un primer envío a obra (previo a la entrega de los elementos premoldeados a los fines de que con estos no deban hacerse dobles movimientos ni acopios que puedan estropearlos), de las armaduras prearmadas para las fundaciones.

Se hará entrega de:

- Parrillas para bases o prearmados para pilotes.
- Prearmado para pilotines.
- Prearmado para vigas de encadenado.
- Prearmado para tinteros con EPS para el encofrado de la cavidad de empotramiento.
- Separadores de armaduras para generar en obra los correctos recubrimientos.

La definición del peso de la armadura tiene que ver con los resultados del estudio de suelos. Para hacer una estimación, se toman las cantidades planteadas en los apartados 5.3 y 5.4 y la fundación planteada con parrilla de base.

	Soleras	Tinteros	Pilotines	Vigas
Kg	3,4	18,7	4,2	
Kg/m				4,4

	Soleras [un]	Tinteros [un]	Pilotines [un]	Vigas [ml]	Peso Total [Kg]
NAVE TIPO 1	18	18	2	9,3	446,5
NAVE TIPO 2	18	18	4	14	475,6
NAVE TIPO 3	18	18	6	19	506,0

Tabla 9 (Arriba): Recuento de pesos de armaduras estimativos para fundaciones

Tabla 10 (Abajo): Estimación de peso de armaduras para fundaciones por tipología de naves de dimensiones mínimas

Por último, se tiene en cuenta el volumen de EPS para los tinteros, requiriéndose por nave $0,81\text{m}^3$, densidad $15\text{Kg}/\text{m}^3$: 12 Kg.

7.2- VENTANAS y PUERTAS

En los paneles PA y PC pueden dejarse previstas puertas y ventanas. Al tratarse de un sistema estándar, se establece una altura y dimensión convenientes estándar. Las mismas deben ser solicitadas en el momento de seleccionar las características de la nave, y no se tendrá en cuenta para nuestros análisis posteriores esta diferenciación, aunque sí debe ser tenido en cuenta si se decidiera dar curso a la implementación del producto, la necesidad de generar stock de paneles con ventanas o con puertas.

La disposición de estas particularidades será como se muestra en la Figura 98, y en la fabricación se dejará colocado el premarco correspondiente:

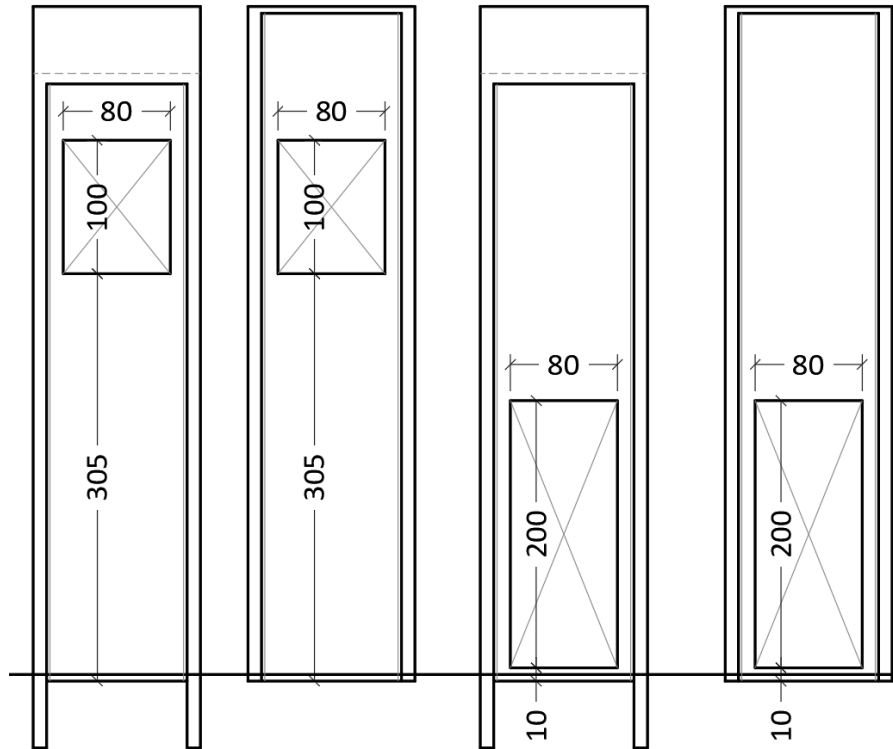


Figura 98: Aberturas en paneles portantes (Aplica a paneles de cerramiento)

Se muestra a los fines de esquematizar, el perfil del premarco típico para ventanas (Figura 99). Luego el cliente deberá hacer la compra de los vidrios con los recortes necesarios para la cobertura de la abertura. Esto no se incluye en el kit por resultar algo muy frágil. De la misma manera, la puerta a colocar.

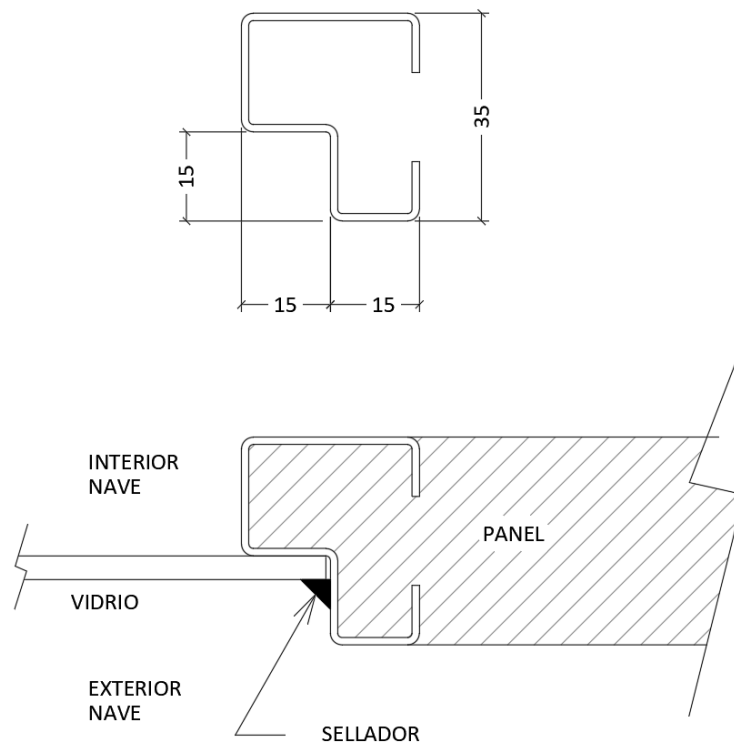


Figura 99: Premarcos típicos para aberturas

7.3- PORTONES

En el apartado 2.2, donde se realizó la presentación de los elementos constituyentes de la solución constructiva, se mencionó la posibilidad de solicitar en el sistema la incorporación de vanos para portones. En este trabajo nos limitamos al estudio para el caso de portones en el sector de paneles de cerramiento "PC". Se repite el esquema a modo de figurar la situación estructural (Figura 14b):

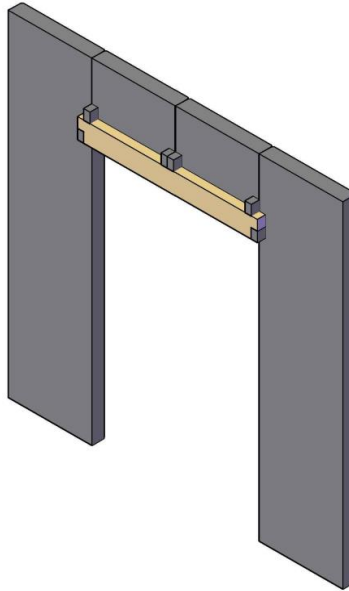


Figura 14b: Vista Interior de viga de portón

A los fines de estandarizar el producto, se establecen las siguientes dimensiones posibles para los portones en cada alternativa:

NAVE TIPOLOGÍA 1: 2,50m x 4,00m

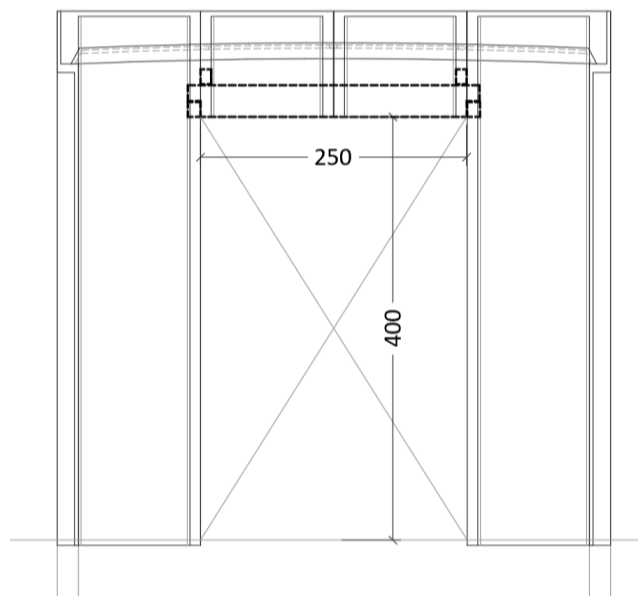


Figura 100: Portón típico de nave "Tipología 1"

NAVE TIPOLOGÍA 2: 3,75m x 3,80m

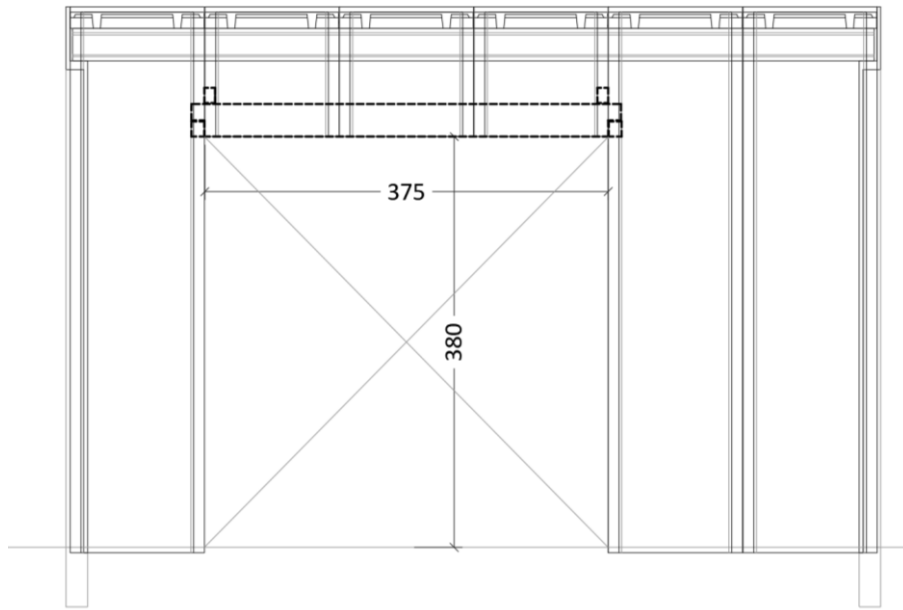


Figura 101: Portón típico de nave "Tipología 2"

NAVE TIPOLOGÍA 3: 5,00m x 3,70m

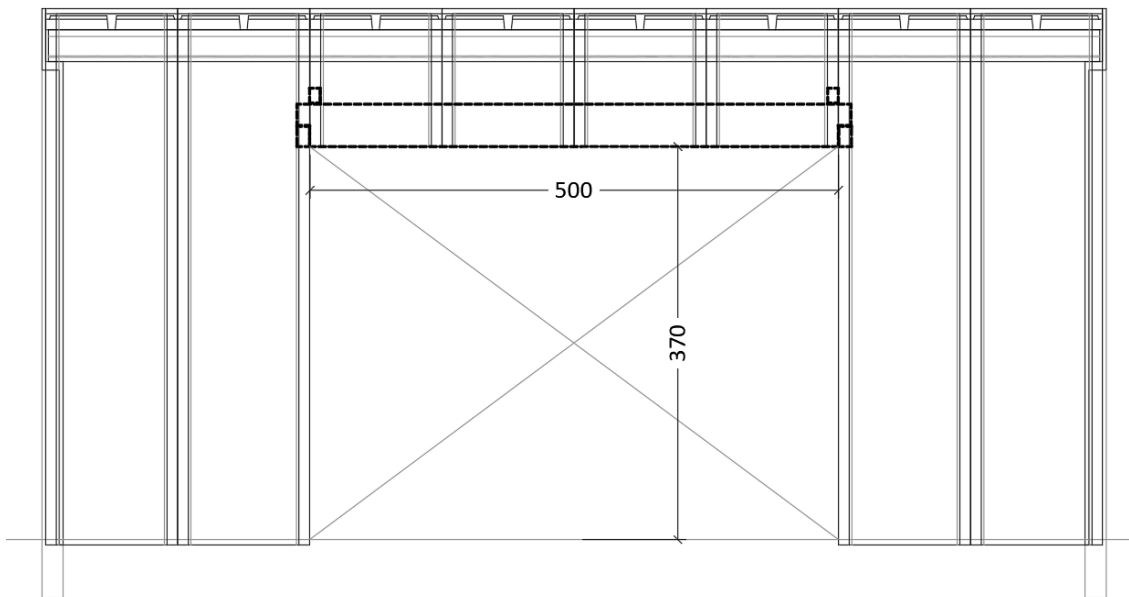


Figura 102: Portón típico de nave "Tipología 3"

Estas dimensiones surgen de la necesidad de ejecutar portones corredizos interiores, los cuales se propone que se desplacen sobre guías soldadas a las vigas de portón, con lo cual a estas se les deja previstos insertos inferiores cada 50cm con esa finalidad.

7.4- TOMADO DE JUNTAS

Las juntas entre los paneles de cerramiento y paneles portantes deben ser tomadas al fin de evitar el ingreso de agua. Para ello, el kit incluirá los aplicadores y el sellador poliuretánico en la cantidad de pomos necesarios, así como también los respaldos de las juntas. Para una correcta adherencia del sellador, también se provee pintura epoxi a aplicar previo a la colocación del sellador.

El detalle de la junta es como el que se muestra a continuación (Figura 103):

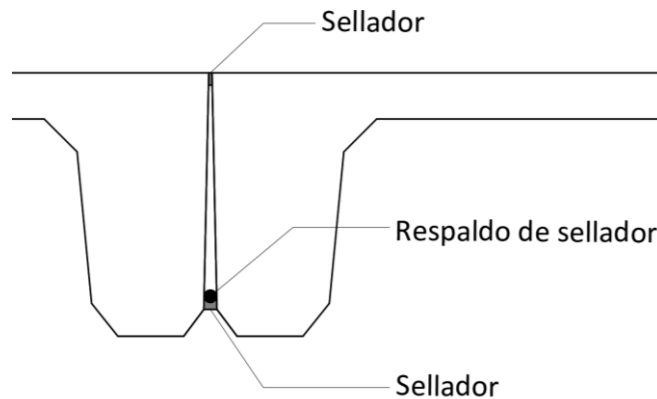


Figura 103: Tomado de juntas entre paneles de cerramiento y portantes

Los volúmenes teóricos de sellador por lo general son reducidos. Respecto de los respaldos, se proponen de diámetro 1cm y en total por nave típica se necesitan:

NAVE TIPOLOGÍA 1: 120m

NAVE TIPOLOGÍA 2: 140m

NAVE TIPOLOGÍA 3: 160m

7.5- IMPERMEABILIZACIÓN DE CERRAMIENTOS

El hormigón es un material que requiere impermeabilización. Lo más habitual para cerramientos es la aplicación de pinturas látex exterior. En este caso, y por ser espesores reducidos los de las placas, se propone realizar en planta la aplicación de fijadores de pintura de base acuosa. En el kit se proporcionará pintura hidro-repelente traslucida. Si se decidiera darle color a la nave, previo a la aplicación del hidro-repelente, se deberá hacer la pintura con el látex que se haya decidido, el cual no se incluye en esta propuesta.

La aplicación de fijadores en planta sobre los cerramientos supone un beneficio importante para el cliente, porque las tareas de pintura en altura suelen ser costosas, y de esta manera se reducen los tiempos de ese trabajo en obra. En cambio, en la planta, los paneles están acopiados horizontalmente, lo cual hace que esta tarea resulte sencilla y le agrega valor al producto.

Todo lo que se propone es para la superficie exterior de los paneles de la nave.

Se debe tener en cuenta que, para que el efecto hidro-repelente se mantenga en el tiempo, la aplicación debe repetirse de acuerdo a las recomendaciones del proveedor del producto.

7.6- DESAGÜES DE CUBIERTAS

A los fines de desaguar la superficie de la cubierta se plantea la ejecución de canaletas de hormigón en los extremos de los casetonados, hacia donde el agua fluye por la contraflecha propia del elemento. Las canaletas conducen a puntos de descarga superiores, a partir de los cuales pasa el fluido por rejillas para salir al exterior por el cerramiento, donde es captada en cañerías externas a la nave, propuestas en este caso de 63mm, hacia la parte baja de la construcción.

Las cañerías con sus accesorios (curvas) se recubren con zinguería de chapa galvanizada plegada que se atornilla con autoperforantes de hormigón, quedando sujeta a los nervios y placas del cerramiento interviniente en esos sectores.

Dentro del kit de armado posterior al montaje, se entregarán las rejillas, caños de bajadas y curvas, sujeciones tipo omega para los caños de bajada, zinguería plegada y los tornillos autoperforantes para la sujeción de estas últimas.

A continuación, se muestran los esquemas básicos de desagüe de cada cubierta (Figuras 104 – 105 – 106). Esto puede verse en detalle en el ANEXO “Plano 6 – Desagües – Pavimentos – Impermeabilización: Tipología 1”, “Plano 7 – Desagües – Pavimentos: Tipología 2” y “Plano 8 – Desagües – Pavimentos: Tipología 3”.

NAVE TIPO 1

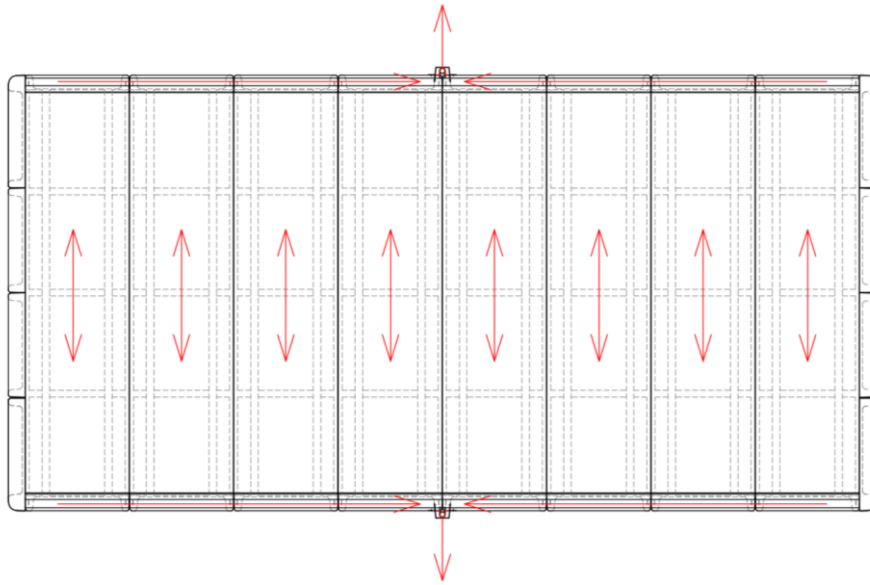


Figura 104: Desagües de naves "Tipología 1"

NAVE TIPO 2

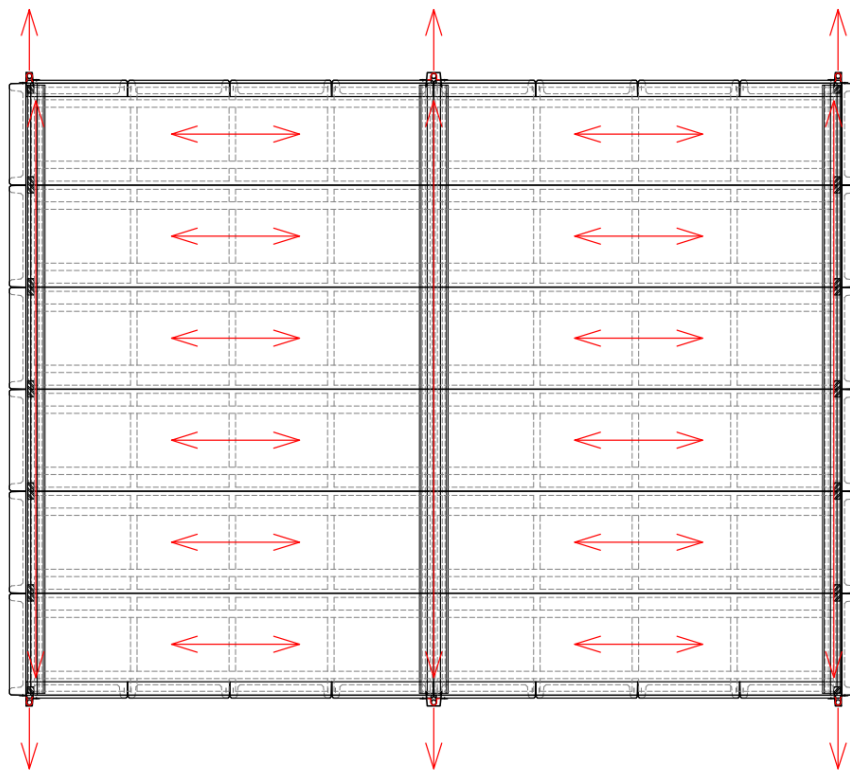


Figura 105: Desagües de naves "Tipología 2"

NAVE TIPO 3

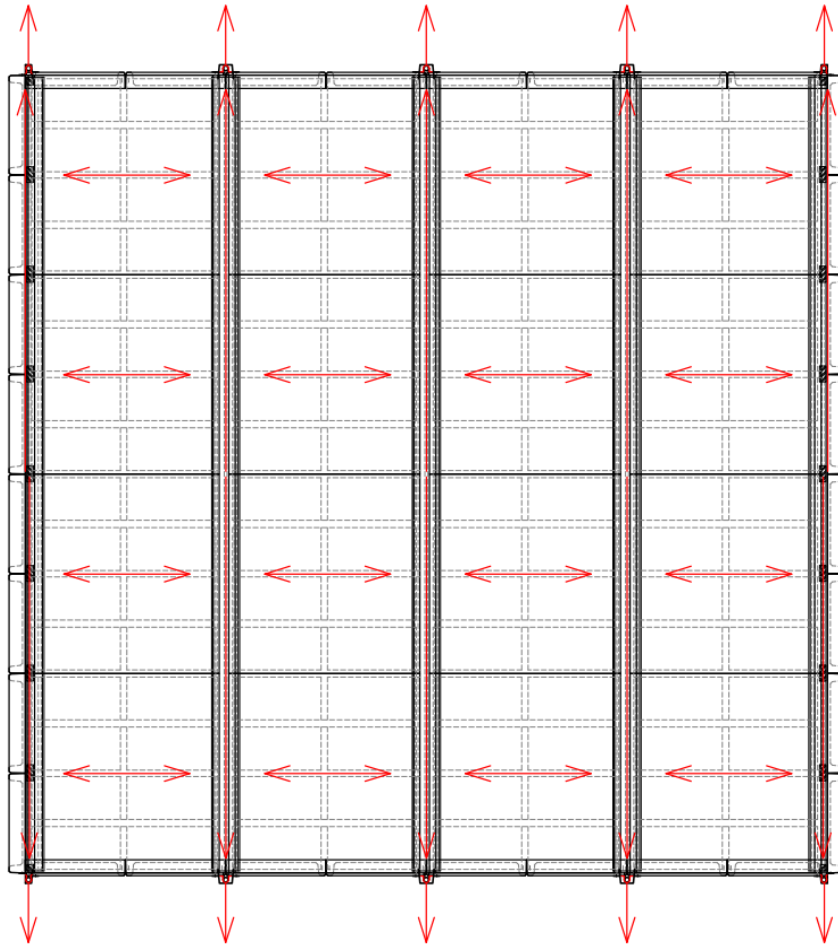


Figura 106: Desagües de naves "Tipología 3"

A modo de visualización del sistema, se muestra la descarga planteada para el Nave tipo 1 (Figura 107 y 108):

PUNTO DE DESCARGA VISTO EN PLANTA:

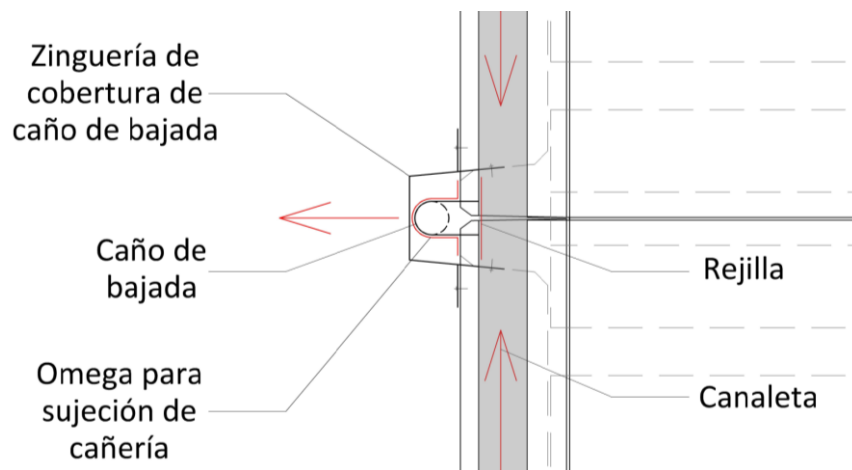


Figura 107: Descargas de pluviales para naves "Tipología 1"-Vista Superior

PUNTO DE DESCARGA VISTO DESDE EL EXTERIOR:

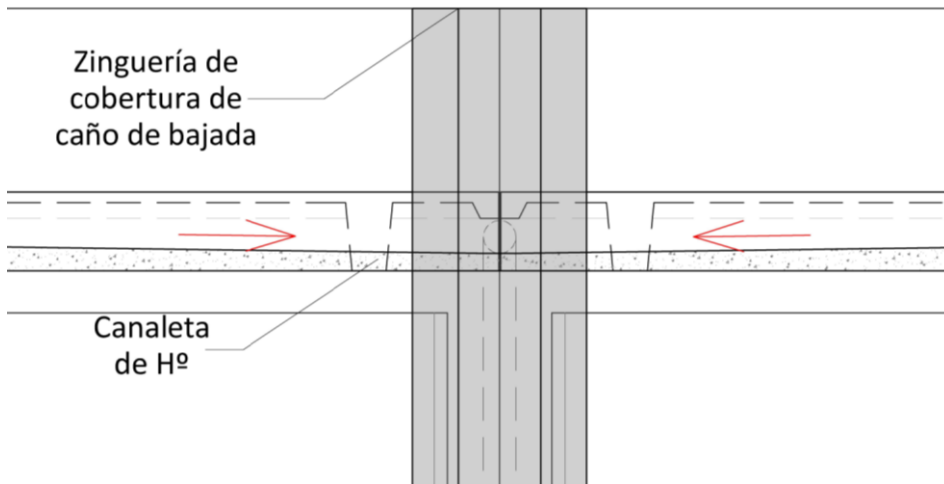


Figura 108: Descargas de pluviales para naves "Tipología 1"-Vista frontal exterior

7.7- IMPERMEABILIZACIÓN DE CUBIERTAS

Dentro del kit que se provee al cliente se encuentran los productos para la impermeabilización de las cubiertas.

En primer lugar, se aplica en toda la superficie una pintura asfáltica al solvente. Luego, en los encuentros entre casetonados y sobre las canaletas, se colocan tiras de membrana asfáltica de 4mm con terminación de aluminio en un ancho de 25cm, lo cual será un refuerzo para la impermeabilización final, como se muestra en la Figura 109 ejemplificado con la nave tipo 1 en los sectores griseados, y puede verse en el ANEXO "Plano 6 – Desagües – Pavimentos – Impermeabilización: Tipología 1".

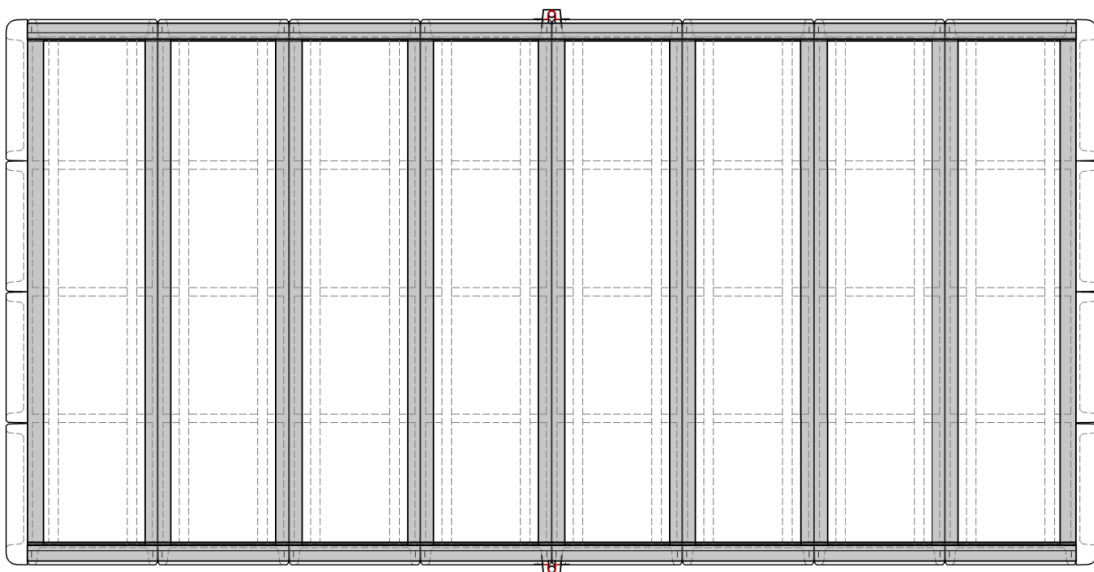


Figura 109: Refuerzos de impermeabilización de cubiertas en naves "Tipología 1"

Posterior a las tiras de membrana, se coloca en la totalidad de la superficie, membrana geotextil, la cual tienen una vida útil superior a las membranas asfálticas con terminación de aluminio, y mayor resistencia al impacto y al tránsito, que en estos casos será simplemente para tareas de mantenimiento.

Por último, sobre la membrana, se aplica una pintura poliuretánica, con lo cual se da terminación a la superficie.

El kit entonces incluye la provisión de pintura asfáltica, membrana asfáltica con terminación de aluminio, membrana geotextil y pintura poliuretánica, en las cantidades necesarias para la impermeabilización de la superficie de la cubierta premoldeada, quedando por parte de los ejecutores disponer de las herramientas para la colocación y aplicación de estos productos.

7.8- PAVIMENTOS INTERIORES

Se plantea proveer, junto al kit de la nave, las armaduras de tipo malla electrosoldadas para la ejecución de los pavimentos interiores y el nylon de 200 micrones para colocar entre el suelo estabilizado y el hormigón.

Dependerá en gran medida de la actividad que vaya a realizarse dentro de la construcción, el espesor de los pavimentos a ejecutar. Comúnmente, para naves en las que no se realizan tareas con máquinas pesadas, ya sea de tránsito o apoyo, los pavimentos tienen un espesor aproximado de 15cm y se recomienda realizarlos con hormigón calidad H25. En este espesor se les coloca una malla inferior con algunos refuerzos puntuales en los bordes, los cuales en este punto del análisis no serán tenidos en cuenta.

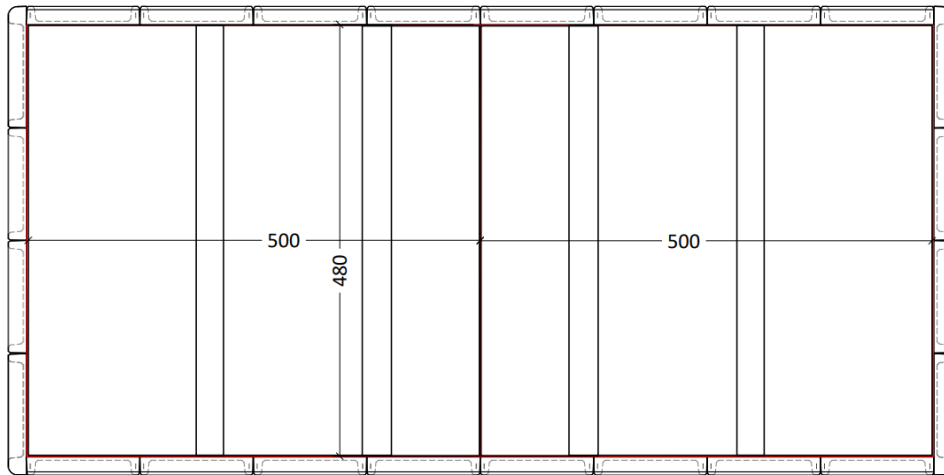
Las mallas comerciales tienen dimensiones de 2,15m x 6,00m. Se propone la provisión de mallas SIMA #Q188 (Ø6, 15cm x 15cm). En la unión entre mallas, estas deben solaparse 30cm.

Hay que tener en cuenta que los pavimentos deben realizarse respetando dimensiones máximas de los paños. Para estas naves y con las características de pavimentos planteada, se proponen paños de pavimentos de 5,00m x 5,00m, también respetándose una separación igual a la de las juntas en el encuentro con los paneles de cerramiento y portantes, ósea en el perímetro.

Se muestran a continuación diseños básicos para la ejecución de los pavimentos de las naves que analizamos (Figuras 110 – 111 – 112). Estos pueden verse también en el ANEXO “Plano 6 – Desagües – Pavimentos – Impermeabilización: Tipología 1”, “Plano 7 – Desagües – Pavimentos: Tipología 2” y “Plano 8 – Desagües – Pavimentos: Tipología 3”.

NAVE TIPO 1

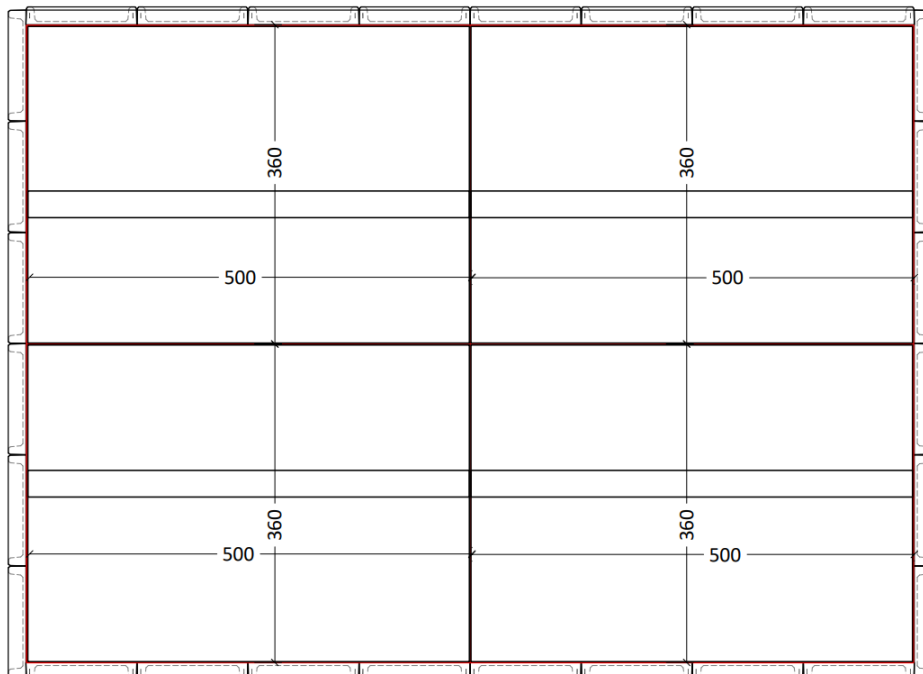
EN ROJO LAS DIVISIONES DE LOS PAÑOS
SECTORES RECTANGULARES CON
LA DISPOSICIÓN PROPUESTA DE MALLAS
LOS RECORTES SOBRANTES SE
CONSIDERAN PARA REFUERZOS



CANTIDAD DE MALLAS: 6

Figura 110: Pavimentos en naves "Tipología 1"

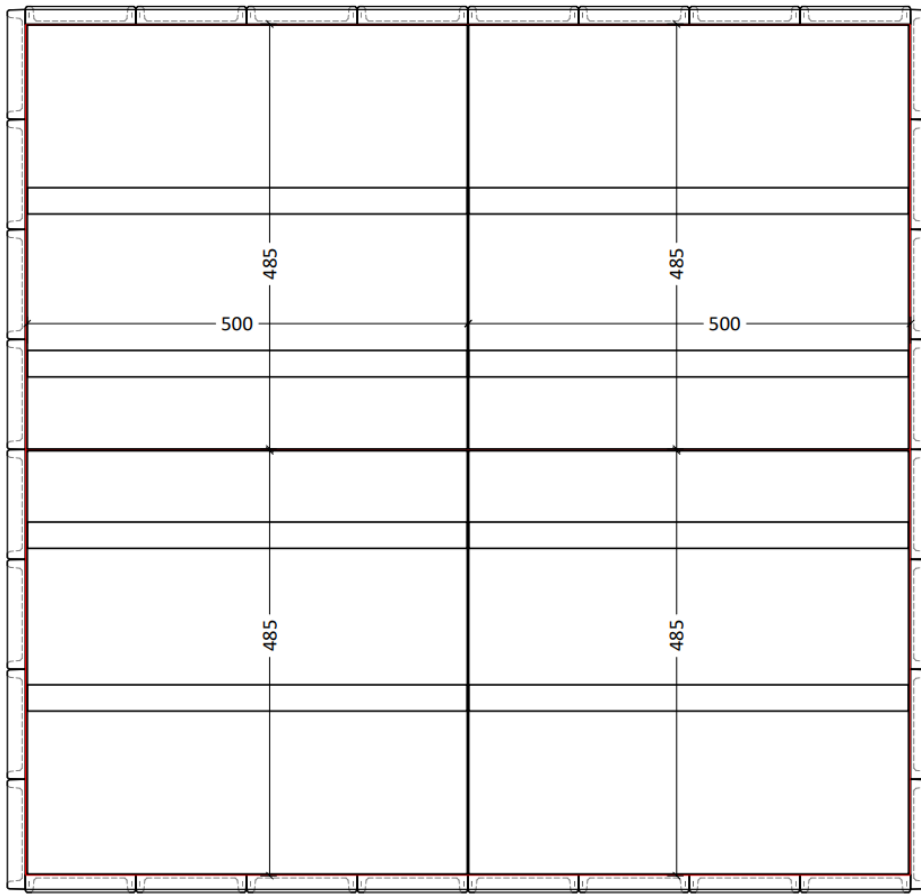
NAVE TIPO 2



CANTIDAD DE
MALLAS: 8

Figura 111: Pavimentos en naves "Tipología 2"

NAVE TIPO 3



CANTIDAD DE
MALLAS: 10

Figura 112: Pavimentos en naves "Tipología 3"

CAPÍTULO 8:

RESUMEN DE COMPONENTES DEL SISTEMA – ANÁLISIS ECONÓMICO

En este capítulo se realizará el análisis económico de las alternativas, considerando los costos de los componentes del sistema para la evaluación de un posible precio de venta de las naves.

8.1- ANÁLISIS DE COSTOS

En los tiempos que corren en la Argentina, establecer los costos para la fabricación de ciertos productos puede resultar complejo para la variabilidad de los precios de la materia prima y los costos de la mano de obra, debido a procesos inflacionarios constantes y por intervenir costos en diferentes monedas. Es así que, algunos costos están dados a valor dólar y otros establecidos en pesos. Para obtener los costos se fija la fecha del día de hoy, haciendo uso del valor cambiario de venta del dólar según el Banco Nación Argentina, siendo hoy 12 de noviembre de 2022, y con un el valor igual a 1USD=\$167.

El listado de costos directos a partir del cual estudiaremos cada componente del sistema es estimado y no responde a la lista de costos exactos de ninguna empresa en lo particular, pero si guardan una relación de similitud y son valores lógicos que pueden tomarse como referencia real (Tabla 11).

Este es el listado a partir del cual se realizan los posteriores análisis:

FECHA: 12/11/2022

DÓLAR: \$167,00	COSTO [\$]	COSTO
Hormigón [\$/m3]	\$ 14.500,00	
Acero Aº [\$/kg]	\$ 283,90	u\$s 1,70
Acero # [\$/kg]	\$ 367,40	u\$s 2,20
Acero Pº [\$/kg]	\$ 501,00	u\$s 3,00
Acero insertos [\$/kg]	\$ 1.336,00	u\$s 8,00
M.O. fabricación [\$/h]	\$ 1.300,00	
Goma espesor 8mm [\$/m2]	\$ 13.360,00	u\$s 80,0
Servicio de Armaduras [\$/Kg]	\$ 90,00	
Poliestireno [\$/m3]	\$ 10.020,00	u\$s 60,0
Premarco Ventanas [un]	\$ 8.350,00	u\$s 50,0
Premarco Puertas [un]	\$ 11.690,00	u\$s 70,0

Tabla 11: Listado de costos directos

8.1.1- COSTOS DE PREMOLDEADO

Se muestra a continuación los costos directos de los premoldeados, obtenidos a partir del análisis estructural, de fabricación y vinculación de cada una de las piezas.

Respecto de la mano de obra, para premoldeados realizados en moldes, por las características de reducidos volúmenes de hormigón, y basándose en la experiencia de estimación de tiempos de fabricación, se establecen 70hs hombre por m³ de hormigón. En cambio, para las piezas obtenidas a partir de moldeadoras, donde el rendimiento es ampliamente superior por el sistema de fabricación, se consideran 12hs hombre por m³ de hormigón. Se considera el valor extra de hormigón para el macizado de las vigas en los extremos.

Cabe aclarar que los tiempos de mano de obra de fabricación considerados por m³ de hormigón incluyen la totalidad de las tareas a realizar por el personal interviniente en el proceso y es un valor a los fines de obtener un costo.

Por otra parte, el estudio está basado en la producción y obtención de los productos a proveer a los clientes para la ejecución de las naves. Es por esto que todo el material procesado a entregar se considera puesto sobre camión en planta, quedando los costos de flete y montaje a cargo de los ejecutores de las naves.

De aquí se obtienen los siguientes costos directos (Tablas 12):

ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE
Hº [m3]	0,26	0,20	0,39	0,38	0,40	0,67	0,48	0,79
Arm. Aº [Kg]	10	10	70	30	0	0	0	0
Arm. A # [Kg]	15	20	30	30	0	0	0	0
Arm. Pº [Kg]	3,3	1,7	0	0	12,3	23,4	16,4	31,2
Inserto [Kg]	2,5	1	0	3	5	0	7	0
MO de fab. [hs]	18,2	14	27,3	26,6	4,8	8,1	5,7	9,5
Goma de apoyo [m ²]	0,06	0,06	0	0	0,09	0,15	0,09	0,15

COSTOS	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE
Hº [\$]	\$ 3.770,00	\$ 2.900,00	\$ 5.655,00	\$ 5.510,00	\$ 5.756,50	\$ 9.773,00	\$ 6.916,50	\$ 11.513,00
Aº [\$]	\$ 2.839,00	\$ 2.839,00	\$ 19.873,00	\$ 8.517,00	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
# [\$]	\$ 4.258,50	\$ 5.678,00	\$ 8.517,00	\$ 8.517,00	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Pº [\$]	\$ 936,87	\$ 482,63	\$ -	\$ -	\$ 3.491,97	\$ 6.643,26	\$ 4.655,96	\$ 8.857,68
Ins [\$]	\$ 709,75	\$ 283,90	\$ -	\$ 851,70	\$ 1.419,50	\$ -	\$ 1.987,30	\$ -
MO [\$]	\$ 5.166,98	\$ 3.974,60	\$ 7.750,47	\$ 7.551,74	\$ 1.352,50	\$ 2.296,18	\$ 1.625,04	\$ 2.705,00
Goma de apoyo [\$]	\$ 17,03	\$ 17,03	\$ -	\$ -	\$ 25,55	\$ 42,59	\$ 25,55	\$ 42,59
COSTO TOTAL [\$]	\$ 17.698,13	\$ 16.175,16	\$ 41.795,47	\$ 30.947,44	\$ 12.046,02	\$ 18.755,03	\$ 15.210,35	\$ 23.118,26

Tabla 12a (arriba): Cómputo de materiales por cada elemento típico

Tabla 12b (abajo): Costeo de materiales por cada elemento típico

En base a los cálculos de elementos obtenidos en el apartado 2.3, se muestra a continuación el costo directo de los premoldeados para cada tipología de naves considerada en sus dimensiones mínimas (Tablas 13):

TIPOLOGÍA 1 - NAVE MODULAR MÍNIMA									
ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE	TOTAL
Cantidad	8	0	16	8	0	0	0	0	32
COSTO	\$ 141.585	\$ -	\$ 668.728	\$ 247.580	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ 1.057.892

TIPOLOGÍA 2 - NAVE MODULAR MÍNIMA									
ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE	TOTAL
Cantidad	12	0	16	12	2	1	0	0	43
COSTO	\$ 212.378	\$ -	\$ 668.728	\$ 371.369	\$ 24.092	\$ 18.755	\$ -	\$ -	\$ 1.295.321

TIPOLOGÍA 3 - NAVE MODULAR MÍNIMA									
ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE	TOTAL
Cantidad	0	16	16	16	0	0	2	2	52
COSTO	\$ -	\$ 258.803	\$ 668.728	\$ 495.159	\$ -	\$ -	\$ 30.421	\$ 46.237	\$ 1.499.346

Tabla 13a (arriba): Costos directos para obtención de naves "Tipología 1"

Tabla 13b (medio): Costos directos para obtención de naves "Tipología 2"

Tabla 13c (abajo): Costos directos para obtención de naves "Tipología 3"

Respecto de los costos indirectos que aplican sobre el producto, y que no están considerados es el costeo básico antes mostrado, son valores que deben estudiarse en detalle una vez que se haya puesto en marcha el proyecto, ya que se requiere de instalaciones importantes para poder llevar a cabo la producción y, como se estableció en las premisas de este trabajo, esta será una línea incorporada a otras que ya están funcionando en la planta de fabricación. Para poder cuantificarlos y basado en la experiencia de implementación de otros proyectos, se considera un 15% del costo básico directo para valorizar el conjunto de costos indirectos.

8.1.2- COSTOS DE PROVISIÓN DE ARMADURAS PARA FUNDACIONES Y PAVIMENTOS

Obtenidos a partir de los costos básicos planteados, se muestran a continuación los costos directos básicos de las armaduras a proveer en el kit (Tablas 14 y 15).

FUNDACIONES			
	Peso Aº [Kg]	EPS 15Kg/m ³ [m ³]	COSTO [\\$]
NAVE TIPO 1	447	0,81	\$ 175.079,00
NAVE TIPO 2	476	0,81	\$ 185.952,01
NAVE TIPO 3	506	0,81	\$ 197.318,57

Tabla 14: Costos directos de provisión de armaduras para fundaciones por tipología de nave

MALLAS PARA PAVIMENTOS #Q188		
	Peso # [Kg]	COSTO [\\$]
NAVE TIPO 1	234,42	\$ 86.125,91
NAVE TIPO 2	312,56	\$ 114.834,54
NAVE TIPO 3	390,7	\$ 143.543,18

Tabla 15: Costos directos de provisión de mallas para pavimentos por tipología de nave

Sobre estos valores, para considerar los costos indirectos, se tomará el 12% del costo directo.

8.1.3- COSTOS DE COMPONENTES DEL KIT BRINDADO POR EXTERNOS A LA FABRICA

Comúnmente, cuando se plantean este tipo de soluciones integrales, el proveedor de la mayor parte del producto es quien contrata por separado los componentes extras que va a administrar y formarán parte del conjunto.

Para ello se solicitan presupuestos pormenorizados a empresas que se dedican a la fabricación y distribución de cada rubro y el departamento de compras se encarga de comparar calidades y precios ofrecidos, además de asegurar el compromiso de provisión en tiempo y forma. De esta manera, se deciden los proveedores que, a nivel de responsabilidad de los productos contratados, son socios en el proyecto, mientras que la venta se realiza junto al producto completo por la empresa de prefabricados.

Para tener noción de la influencia de estos productos sobre el kit total y obtener un precio para el análisis de factibilidad del proyecto, en base a una investigación básica del mercado, se establece que la provisión de los mismos, incluyendo kit de tomado de juntas, pintura impermeabilizante, productos para la impermeabilización de la cubierta y elementos necesarios para el desagüe de los techos serán un 10% del precio total.

8.2- PRECIO DE NAVES MODULARES

Con todas las premisas planteadas, y sabiendo que lo que se realiza es un análisis de prefactibilidad del lanzamiento del producto, se obtiene un precio estimado para cada nave de módulo mínimo. Para ello se considera:

- Sobre los costos directos e indirectos de los premoldeados se aplica un margen de ganancia del 28%.
- Sobre los costos directos e indirectos de la provisión de armaduras se aplica por separado una ganancia sobre el material (armaduras) del 22% y una ganancia sobre el servicio de armaduras del 38%. Ponderando estos valores en base a los costos indicados, resulta una ganancia a aplicar del 27,3%, en lo que se incluirá al EPS entregado junto a las armaduras.
- Al precio obtenido de los dos puntos anteriores se le suma un 10% por los elementos extras del kit que no están dentro de los precios anteriores.
- De la suma de todos estos valores se obtiene el precio total por nave.

	COSTO DIRECTO DE PREMOLDEADOS	COSTO INDIRECTO DE PREMOLDEADOS (15%)	COSTOS TOTALES DE PREMOLDEADOS	PRECIO DE PREMOLDEADO (+28%)
NAVE TIPO 1	\$ 1.057.892	\$ 158.684	\$ 1.216.576	\$ 1.557.217
NAVE TIPO 2	\$ 1.295.321	\$ 194.298	\$ 1.489.620	\$ 1.906.713
NAVE TIPO 3	\$ 1.499.346	\$ 224.902	\$ 1.724.248	\$ 2.207.038

	PROVISIÓN DE ARM.	PROVISIÓN DE ARM. (12%)	COSTOS TOTALES DE PROVISIÓN DE ARM.	PRECIO DE ARMADURAS (+27,3%)
NAVE TIPO 1	\$ 261.205	\$ 31.345	\$ 292.549	\$ 372.416
NAVE TIPO 2	\$ 300.787	\$ 36.094	\$ 336.881	\$ 428.849
NAVE TIPO 3	\$ 340.862	\$ 40.903	\$ 381.765	\$ 485.987

Tabla 16: Obtención de precios por tipología de nave de dimensiones mínimas
 Tabla 16a (arriba): Precio de Premoldeados – Tabla 16b (abajo): Precio de Armaduras

Los precios de los kits para la construcción de naves del sistema para el módulo mínimo, considerándose estos productos entregados sobre camión en la planta de producción de los premoldeados es:

	PRECIO DE PREMOLDEADO	PRECIO DE ARMADURAS	PRECIO KIT EXTRA	PRECIO TOTAL	PRECIO/m ²
NAVE TIPO 1	\$ 1.557.217	\$ 372.416	\$ 192.963	\$ 2.122.596	\$ 42.452
NAVE TIPO 2	\$ 1.906.713	\$ 428.849	\$ 233.556	\$ 2.569.119	\$ 34.255
NAVE TIPO 3	\$ 2.207.038	\$ 485.987	\$ 269.302	\$ 2.962.327	\$ 29.623

Tabla 17: Precios totales del kit para la ejecución de naves de dimensiones mínimas, por tipología

Evaluando los precios obtenidos, puede verse que el precio por m² para la construcción de las naves disminuye a medida que la superficie aumenta. Si se analizaran los precios de las ampliaciones posibles, también podría verse una disminución en el valor por m² de cada alternativa, ya que la influencia de cada componente sería menor por unidad de superficie. Podemos decir que los precios de provisión obtenidos son los máximos para cada producto.

El precio total de la construcción de estas naves será para cada cliente diferente. En cuanto al precio del flete a obra, el valor dependerá de la distancia que debe recorrerse desde el punto de entrega y hasta el emplazamiento de la obra. Por otra parte, resta sumar el precio de la/las contratistas que ejecuten las fundaciones, montaje, pavimentos, impermeabilizaciones y demás terminaciones. Además, debe sumarse el valor del hormigón a contratar para la colocación in-situ y el servicio de entrega del mismo. Por último, deberá tener en cuenta los costos de instalaciones que requiera el establecimiento.

CAPÍTULO 9:

ANÁLISIS DE PROCESOS, STOCK Y PLAN DE NEGOCIOS

En este capítulo se analizará la producción de los elementos premoldeados para las naves planteadas del sistema y su incorporación dentro de los procesos que realiza la fábrica, de la cual se solicitará a la gerencia destinar parte de sus instalaciones preexistentes y las inversiones iniciales necesarias, fundamentalmente la adquisición de los moldes.

El alcance de este análisis será de la producción de los premoldeados, suponiendo que las armaduras que incluye el kit cortadas, dobladas y pre-armadas son provistas por otra fábrica destinada a esas tareas específicas, en la cual la incorporación de esta línea de productos no es significativa en volumen y capacidad de producción. Esta fábrica será el mismo proveedor que hasta el momento produce las armaduras pre-armadas para el resto de los premoldeados que ya se producen y que también incorporará la realización de los pre-armados para estos nuevos elementos del sistema.

En cuanto al resto de los componentes del kit de las naves, como se anticipó en el análisis de precios, serán empresas externas reconocidas las que entregarán sus productos en la fábrica según un plan de stock estudiado en base a la proyección de ventas y capacidad de acopio que se proponga en la fábrica según el espacio asignado. Los proveedores para ser seleccionados como tales, garantizan la entrega en tiempo y forma de los productos, a los fines de no generar demoras en la provisión general del sistema.

9.1- INCORPORACIÓN DE LOS NUEVOS SISTEMAS A LA LÍNEA DE PRODUCCIÓN DE UNA FÁBRICA – DIAGRAMAS DE FLUJO

La fábrica en cuestión cuenta, entre sus instalaciones, con un sistema de producción de “Tipo Carrusel”. En estos se realizan todas las tareas para la obtención de los premoldeados siguiendo un circuito con diferentes estaciones de trabajo, en un esquema de producción como el que se muestra a continuación (Figura 113 – 114). De los elementos del sistema, los paneles PA-PC-CL-CC se plantea fabricarlos en este circuito.



Figura 113: Referencias para la interpretación del sistema de producción carrusel planteado

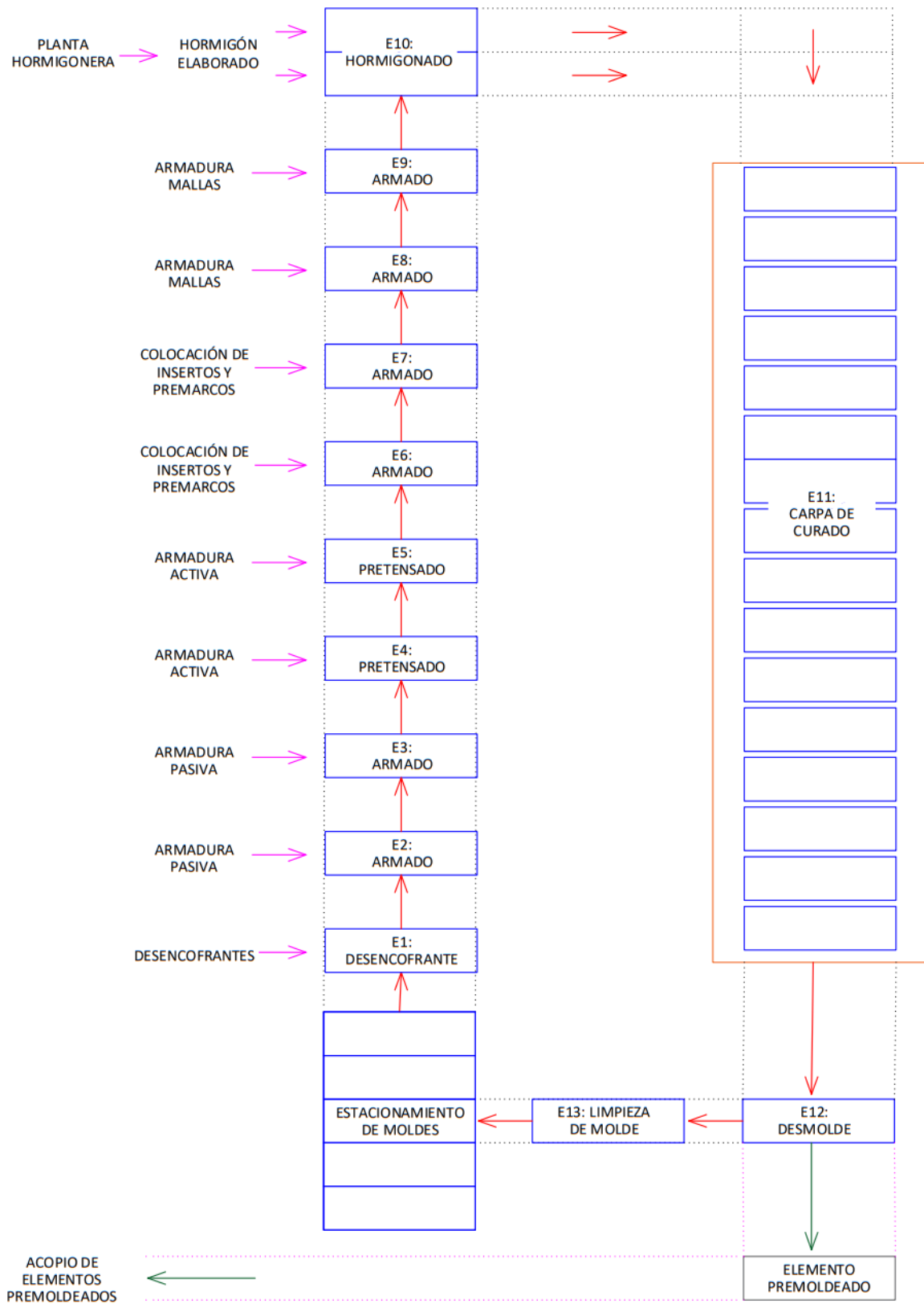


Figura 114: Sistema de producción carrusel para la obtención de elementos prefabricados en moldes

En líneas generales se trata de un proceso en el cual los moldes para diversos premoldeados están dotados de sistemas de rieles con los que se mueven a través de un sistema de ruedas que giran al ser activadas y van trasladándose de una estación de trabajo a la otra. Se muestra una imagen de esa instalación (Figura 115):



Figura 115: Fotografía sistema carrusel en el que se inspira la idea (TENSAR SA)

Así los moldes limpios se estacionan en un sector destinado a tal fin. Para comenzar el proceso de fabricación, estos se mueven hacia la primera estación E1 donde, aplicadores superiores, con la ayuda de un operario, distribuyen el líquido desmoldante en la superficie del molde.

Desde ahí este se moviliza a las estaciones E2 o E3, donde dos operarios por cada estación colocan las armaduras pasivas en el molde con sus correspondientes separadores.

Luego, los moldes pasan a las estaciones de tesado E4 o E5, y en el caso de que el elemento lo requiera, se colocan los cables de pretensado y se ejecuta el mismo sobre el molde dotado de extremos que soportan los esfuerzos, acuniándose sobre este las armaduras. Cada estación cuenta con dos operarios a cargo.

Posteriormente, los moldes se movilizan hacia las estaciones E6 y E7 donde se posicionan todos los elementos externos según las indicaciones de las geometrías del panel. Será el lugar donde se coloquen insertos, premarcos, lucernarios, etc. Estas estaciones son cada una manejada por un operario.

Una vez posicionados los elementos extras, el molde pasa a las estaciones E8 y E9 donde se colocan las mallas de las placas, encargándose de esta tarea dos operarios por cada puesto.

Terminadas las tareas que se realizan en las estaciones E8 y E9, el molde ya cuenta con todo lo necesario para el colado del hormigón. Es por ello que se trasladan a la estación de hormigonado, donde llega desde el exterior de la nave por un sistema de transporte adaptado,

el hormigón proveniente de las plantas de elaboración. Los sistemas de transporte de hormigón vuelcan el mismo sobre una tolva superior en la estación E10, la cual se moviliza y va depositando el mismo en el molde. El vibrado se realiza sobre el molde, que en la estación 10 se posiciona sobre una plataforma vibratoria calibrada.

Una vez hormigonadas las piezas, los moldes se desplazan hacia la carpa de curado E11, donde se acumula toda la producción diaria para el curado nocturno. En estas carpas, se genera un ambiente de vapor y temperatura que permite al hormigón fraguar en cortos plazos de tiempo, permitiendo el desmolde de la pieza al día siguiente.

Al siguiente día, los moldes circulan desde la E11 hasta la estación E12, donde se desencofran las piezas. Desde ese punto, los premoldeados terminados se trasladan por sistemas de pórticos al sector de acopio, mientras que los moldes pasan a la estación E13 donde se realiza una limpieza automatizada a cargo de un operario del sector.

Los moldes limpios son trasladados al sector de estacionamiento de moldes para su reincorporación en el circuito.

En total, diariamente pasan 4 moldes por cada estación de trabajo, en un proceso que por molde tiene un tiempo de recorrido de 3 horas. Llegada la noche, en la carpa de curado se tienen 32 moldes hormigonados que al otro día serán desencofrados. De esta manera, las estaciones desde E1 a E10 funcionan 12 horas diarias, mientras que el proceso de curado de todas las piezas tiene una duración de 8 horas, y las estaciones de desmolde de las piezas E12 y limpieza de los moldes E13, funcionan durante 4 horas.

Considerando el proceso general de producción de la planta dotada del carrusel, se muestra a continuación el diagrama de flujo para la obtención de cada premoldeado (Figuras 116 y 117):

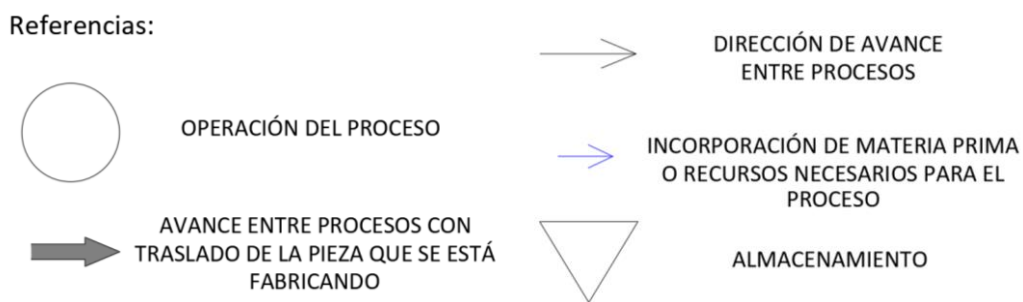


Figura 116: Referencias para diagramas de flujo

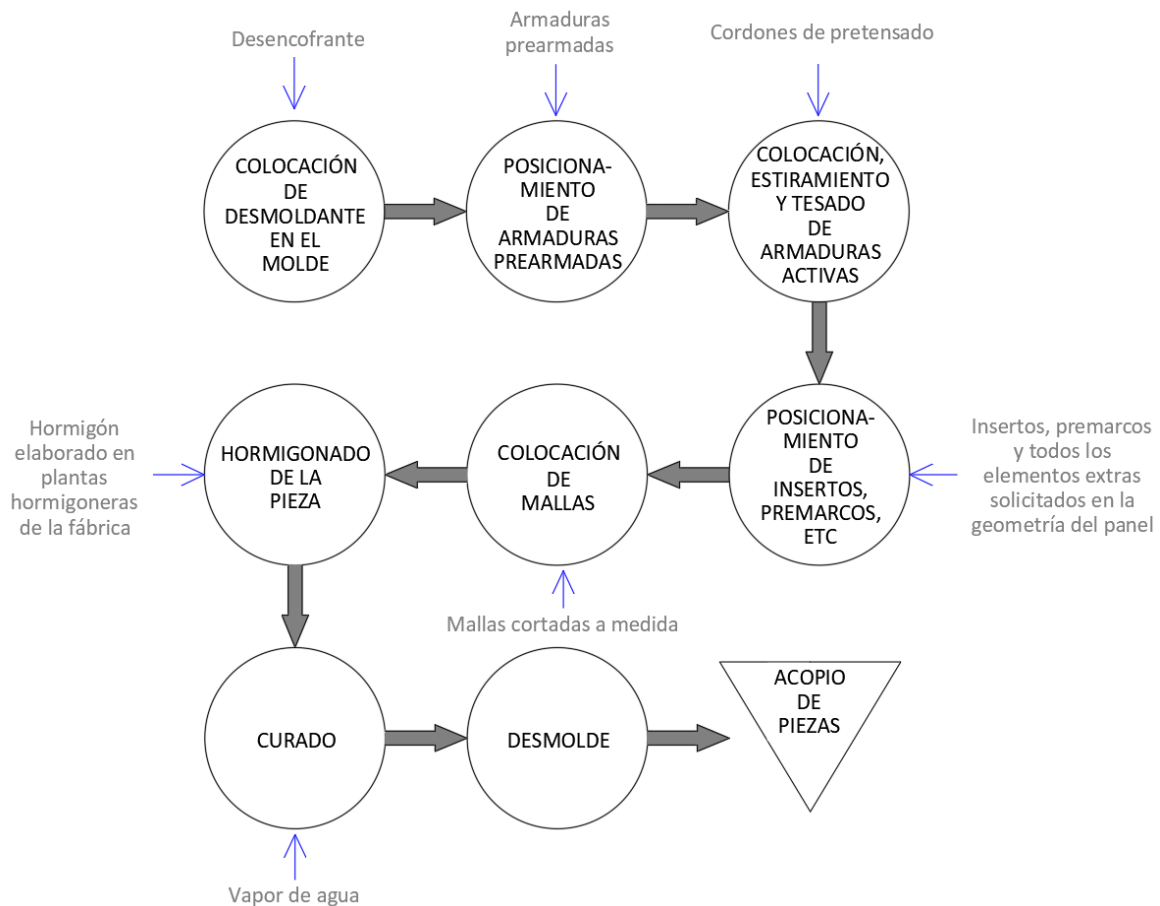


Figura 117: Diagrama de flujo para obtención de los premoldeados en carrusel (Premoldeados tipo panel)

Cabe aclarar que cuando se trata de premoldeados, los controles de calidad se realizan luego de cada proceso o instancia (estación), los cuales no quedan reflejados en el diagrama de flujo, pero en la realidad estos están presentes.

Por otra parte, la fabricación de los elementos tipo viga, se plantearon a partir de moldeadoras en otro sector de la fábrica. Esta cuenta con 5 pistas de moldeo interiores con una longitud total de 200m. Se considera destinar una de ellas cada vez que sea necesario por falta de stock.

La producción a partir de las moldeadoras se realiza de la siguiente manera (Figura 118):

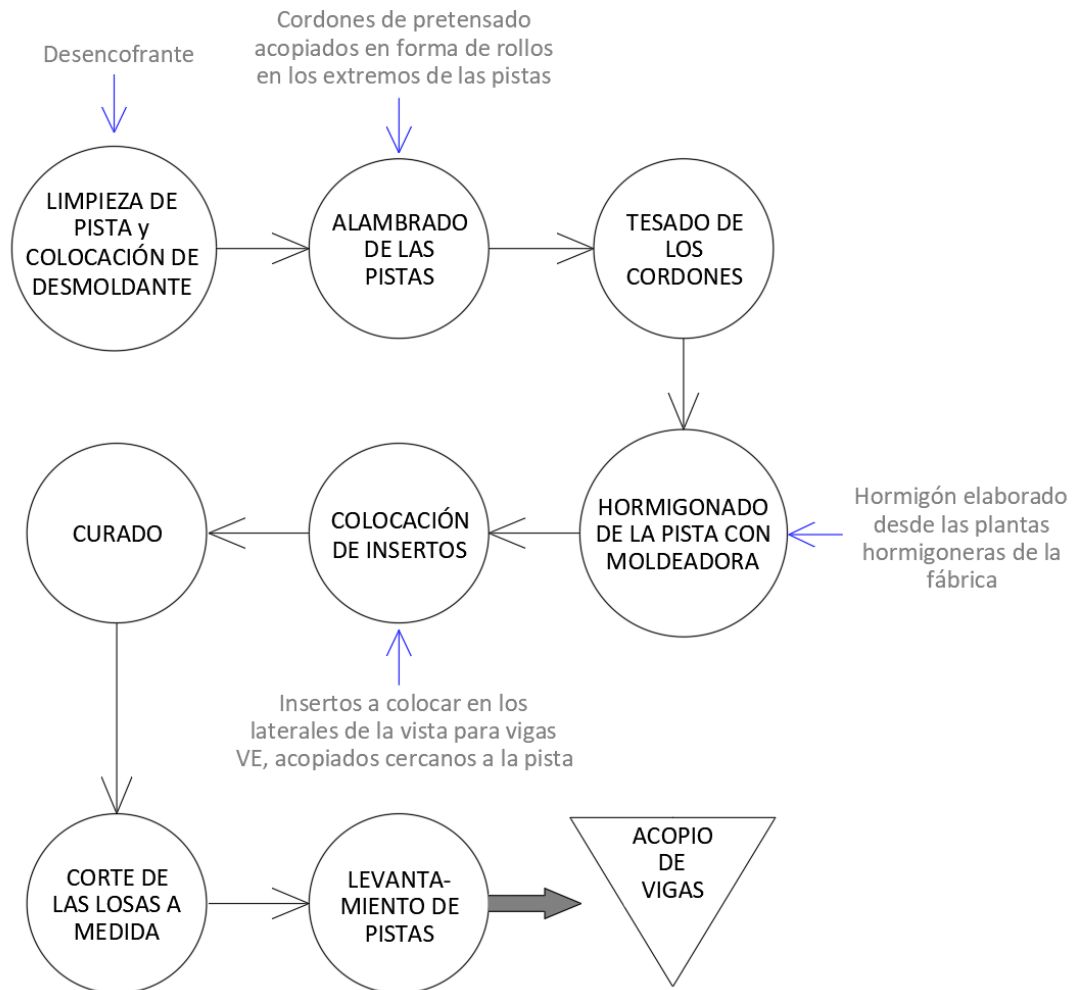


Figura 118: Diagrama de flujo para obtención de los premoldeados en moldeadora (Premoldeados tipo viga)

De la misma manera que se aclaró respecto del diagrama de flujo para las piezas premoldeadas en moldes, se aclara que antes de comenzar un nuevo proceso se realizan los controles sobre el ya realizado para dar curso al siguiente.

De manera reducida, el diagrama de flujo muestra los pasos a seguir para la obtención de una pista de vigas. Previo a comenzar el proceso, la superficie de las pistas debe estar limpia de grasas y libre de material suelto y polvo. A medida que se realiza la limpieza con carros automáticos que circulan por los rieles laterales de la pista, se coloca el desmoldante adecuado.

Posteriormente se pasan por el cabezal extremo fijo, los cordones de pretensado, y el otro extremo del cordón es llevado hacia el cabezal de tesado al otro extremo de la pista. Se acúan correspondientemente y se procede a tesar los alambres.

Con la totalidad de los alambres tesados, se pone en marcha la moldeadora, a la cual se le coloca, en la parte de la tolva superior, el hormigón que a su paso va distribuyendo en la pista y moldeando. Este resulta un proceso continuo, donde el equipo circula por los rieles laterales de la pista, y mediante puentes grúa o volquetas va colocándose hormigón en la tolva a medida que el carro avanza.

Con el hormigón fresco y por detrás del paso de la moldeadora se van posicionando en los laterales los insertos necesarios para las vigas VE.

Llegado el final del día, la pista se cubre, junto al resto, con nylon de espesores adecuados, y se les inyecta vapor para el curado. Este proceso tiene una duración aproximada de 10 horas.

A día siguiente, las vigas se descubren y están listas para soltar los cables de pretensado de los extremos y proceder al corte a partir de máquinas específicas que corren por los rieles de los laterales de las pistas y se estacionan sobre las marcas de corte que dan longitud precisa al premoldeado. Los discos de corte atraviesan perpendicularmente a la pista seccionando el hormigón y cables de pretensado.

A medida que la cortadora avanza, a partir de puentes grúa superiores con enganches particulares para cada elemento, se levantan los mismos de la pista y se depositan en su lugar de acopio hasta la entrega. En la imagen se muestra este tipo de elementos de levantamiento de pistas (Figura 119).



Figura 119: Levantamiento de pistas realizadas con moldeadoras

Fuente: <https://www.prensoland.com/es>

9.2- ANÁLISIS DE PRODUCCIÓN

La productividad del sistema ya instalado en la fábrica es superior a los requerimientos que hasta el momento hay en el sector de carrusel. Es por eso que se plantea dar al nuevo proyecto el 50% de la capacidad del mismo.

En base a esta premisa, se determinará cual será la producción óptima de cada elemento, partiendo de una cantidad estimada de moldes para la ejecución de cada premoldeado y calculando la cantidad de naves de módulo mínimo que se pueden obtener mensualmente, considerando que se produce de lunes a viernes, desmoldándose y haciéndose limpieza también los días sábados, en el trascurso de 4 semanas mensuales.

Para establecer un marco de análisis se propone la incorporación al sistema de los siguientes moldes (Tabla 18), que suman la mitad de la cantidad posible a curar por día:

MOLDE	PA	PC	CL	CC	TOTAL
CANTIDAD	6	5	2	3	16

Tabla 18: Cantidad de moldes por tipo de panel

Esto implicaría que por día la producción de cada elemento permite cubrir las siguientes superficies de naves modulares mínima:

- PA:
18,75m² de Nave TIPO 1 ó
28,13m² de Nave TIPO 2 ó
37,5m² de Nave TIPO 3
- PC:
31,25m² de cualquier tipo de Nave
- CL:
12,5m² de Nave TIPO 1 ó Nave TIPO2
- CC:
18,75m² de Nave TIPO 3

Planteando los tiempos mensuales antes citados y sin considerar retiro de stock, se tendrían las siguientes cantidades de piezas (Tabla 19):

DIAS DE PRODUCCIÓN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
PA	6	6	6	6	6	0	0	6	6	6	6	6	0	0	6	6	6	6	6	0	0	6	6	6	6	6	0	0
Stock PA	0	6	12	18	24	30	30	30	36	42	48	54	60	60	60	66	72	78	84	90	90	90	96	102	108	114	120	120
PC	5	5	5	5	5	0	0	5	5	5	5	5	0	0	5	5	5	5	5	0	0	5	5	5	5	5	0	0
Stock PC	0	5	10	15	20	25	25	25	30	35	40	45	50	50	50	55	60	65	70	75	75	75	80	85	90	95	100	100
CL	2	2	2	2	2	0	0	2	2	2	2	2	0	0	2	2	2	2	2	0	0	2	2	2	2	2	0	0
Stock CL	0	2	4	6	8	10	10	10	12	14	16	18	20	20	20	22	24	26	28	30	30	30	32	34	36	38	40	40
CC	3	3	3	3	3	0	0	3	3	3	3	3	0	0	3	3	3	3	3	0	0	3	3	3	3	3	0	0
Stock CC	0	3	6	9	12	15	15	15	18	21	24	27	30	30	30	33	36	39	42	45	45	45	48	51	54	57	60	60

Tabla 19: Producción por día de paneles en carrusel – Stock acumulado por día de cada panel

Con la cantidad de moldes planteados y tiempos de fabricación asignados, se podrían vender como máximo 250m² de Naves entre Tipo 1 y Tipo 2, y 375m² de Nave Tipo 3, si consideramos la cantidad de m² de cubierta que se puede fabricar.

En cuanto a los cerramientos PC, fabricándose durante 20 días una cantidad de 5 paneles, se podrían cubrir de cualquier tipo de nave 625m², lo cual es óptimo si la superficie de cubierta fabricada, indistintamente del tipo, es del mismo valor.

Respecto de los paneles portantes, para cubrir la necesidad de la Nave Tipo 3, requeriría 10 días de producción, obteniéndose cerramiento para 3,75 naves en cuatro semanas. Los restantes días se produciría para las naves de Tipo 1 y 2. Si consideramos que de los 250m² de casetonado largo, el 40% corresponde a Naves Tipo 1 (100m² igual a 2 naves) y el

60% a Naves Tipo 2 (150m² igual a 2 naves), necesitaríamos de los días sobrantes del panel autoportante aproximadamente la mitad (5 días) para cada tipología de nave.

En conclusión, con la cantidad de moldes propuestos y el ritmo de producción planteada, optimamente se obtendrían en 4 semanas de producción los elementos premoldeados para construir 2 Naves Tipo 1 – 2 Naves Tipo 2 – 3,75 Naves Tipo 3, sin sobrante de stock. Se acepta como válidos resultados que no son a la unidad de naves ya que la producción será continua y estos son casos de naves mínimas y a los fines de analizar la prefactibilidad del proyecto.

Planteado de esta manera, se requerirán mensualmente como máximo:

- VCE: 4 vigas
- VCI: 2 vigas
- VLE: 8 vigas
- VLI: 12 vigas

Esto implica que para fabricar las vigas cortas se emplearían 15m de pista aproximadamente, y para fabricar las vigas largas, 60m de pista, mensualmente.

Cada vez que se realiza una pista se obtienen aproximadamente 380m útiles de cada tipología de viga (VE y VI) de acuerdo al esquema mostrado en el apartado 4.5.1, siendo el 5% aproximadamente inutilizable, ya que los extremos de las pistas suelen ser irregulares y en cada corte se tienen algunos cm de pérdida. Pero deben tenerse en cuenta que cada vez que se corta la pista se tienen 2 VC y 2VL de cada tipología. Cabe aclarar que habiendo planteado un desperdicio del 5% por pista, de avanzar en el estudio de esta implementación, ese porcentaje de desperdicio debe incluirse en los costos prorrateados de las vigas, lo que anteriormente no se tuvo en cuenta.

Tomando como base lo planteado, se solicitará la pista como máximo una vez cada 65 días para la producción, y el stock se renovará también cada esa cantidad de días. Además, debe tenerse en cuenta que, para este caso de estudio de nave de dimensiones mínimas, las cantidades empleadas de cada longitud generan un stock remanente de vigas VCI y VLE. No se considera conflictivo en esta instancia, ya que trabajamos sobre módulos mínimos y esas cantidades serán variables según la longitud de las naves contratadas y las ampliaciones que en estas se realicen.

9.3- ANÁLISIS DE INVERSIÓN

Lo que la empresa deberá destinar para introducir la nueva línea de productos es la compra de los moldes para incorporar al carrusel, y las adaptaciones para los moldes de la extrusora.

En cuanto a la adaptación de un molde para la moldeadora, el valor de la inversión es de USD 2.000, ya que implica colocar accesorios a moldes preexistentes.

En cuanto a los moldes que deben incorporarse al circuito del carrusel, se plantean dos alternativas con calidades y durabilidad diferentes (Tablas 20 y 21).

El cálculo del valor de los moldes se realiza a partir del peso de los mismos y el valor por Kg del molde metálico incluyendo material y mano de obra, lo cual se encarga a empresas específicas destinadas a la generación de estos productos. Para obtener el peso de cada molde se considera: El espesor de la chapa x la superficie del molde (1,5 x superficie en planta del premoldeado) x 2 a los fines de calcular los refuerzos del mismo. El precio del molde se calcula en 5 USD/Kg.

- Moldes con chapa de 5mm de espesor. Vida útil 15 años.

ESPESOR 5mm						
MOLDE	Sup. en planta [m ²]	Sup. Chapa [m ²]	Volumen de chapa [m ³]	Volumen Refuerzos [m ³]	Peso [Kg]	Precio [USD]
PA	6,41	9,62	0,0481	0,0962	750,0	3749,85
PC	6,30	9,45	0,0473	0,0945	737,1	3685,50
CL	6,17	9,26	0,0463	0,0926	721,9	3609,45
CC	5,95	8,93	0,0446	0,0893	696,2	3480,75

MOLDE	Precio [USD]	Cant.	INVERSIÓN [USD]
PA	3749,85	6	22499,1
PC	3685,50	5	18427,5
CL	3609,45	2	7218,9
CC	3480,75	3	10442,25
TOTAL [USD]:			58587,75

Tabla 20: Inversión en moldes de 15 años de vida útil

- Moldes con chapa de 3mm de espesor. Vida útil 6 años.

ESPESOR 3mm						
MOLDE	Sup. en planta [m ²]	Sup. Chapa [m ²]	Volumen de chapa [m ³]	Volumen Refuerzos [m ³]	Peso [Kg]	Precio [USD]
PA	6,41	9,62	0,0288	0,0577	450,0	2249,91
PC	6,30	9,45	0,0284	0,0567	442,3	2211,30
CL	6,17	9,26	0,0278	0,0555	433,1	2165,67
CC	5,95	8,93	0,0268	0,0536	417,7	2088,45

MOLDE	Precio [USD]	Cant.	INVERSIÓN [USD]
PA	2249,91	6	13499,46
PC	2211,30	5	11056,5
CL	2165,67	2	4331,34
CC	2088,45	3	6265,35
TOTAL [USD]:			35152,65

Tabla 21: Inversión en moldes de 6 años de vida útil

Por lo tanto, pensando en un plan de implementación y amortización, deberá decidirse qué moldes serían los convenientes para este caso, siendo que, si se optara por moldes de 5mm más la adaptación para la extrusora, el valor de la inversión sería de 60.588 USD, mientras que en el caso de optar por moldes de 3mm y la adecuación para la moldeadora, la inversión será de 37.153 USD.

En este punto se aclara que todos estos valores son completamente teóricos y a los fines de este trabajo de la especialidad. La realidad es muchísimo más compleja que como se describe en estas páginas, y hablando de dinero, muchísimo más. El solo hecho de no haberse considerado impuestos, costos de amortización de todo el resto de las instalaciones, mantenimiento, costo de oportunidad, y muchísimos más que en un análisis real resultan determinantes y condicionantes para la toma de decisiones respecto de la implementación de nuevos productos, demuestran lo que se indica. Hacer esta aclaración es parte de saber que no es correcto para la aplicación real un análisis tan básico y reducido a pocos condicionantes.

9.4- ANÁLISIS DE MATERIA PRIMA

A los fines de considerar como afectaría sobre los stocks de materia prima la incorporación de este nuevo proyecto, se analizan los materiales principales componentes del producto, siendo en este caso:

- Hormigón: Piedra – Arena – Cemento; Calidad H-30 - Consumo por m³ (Tabla 22):

CALIDAD	Cemento [Kg/m ³]	Piedra [Kg/m ³]	Arena [Kg/m ³]
H-30	480	1200	600

Tabla 22: Materiales estimados por m³ de hormigón

Para la producción que estudiamos, resulta:

ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC	VCE	VCI	VLE	VLE
Volumen un. [m ³]	0,26	0,20	0,39	0,38	0,40	0,67	0,48	0,79
Cant. mensual	40	60	120	100	4	2	8	12
	10,4	12	46,8	38	1,588	1,348	3,816	9,528
TOTAL VOL. Hº MENSUAL [m3]	123,48							

CALIDAD	Cemento [Tn]	Piedra [Tn]	Arena [Tn]
H-30	59,3	148,176	74,088

Tabla 23: Materia prima necesaria para la producción mensual de hormigón

Habitualmente la empresa cuenta con un stock permanente de seguridad de estos insumos, para cubrir sus necesidades para elementos premoldeados, durante 30 días de producción, renovando el stock semanalmente. Esta medida fundamentalmente se toma por falta de confiabilidad en los proveedores y situaciones del entorno, como son cortes de rutas y demás, que pueden afectar el recibo de los materiales y condicionar la producción.

Así cuenta con un stock de seguridad para 30 días de:

- Cemento: 200 Tn
- Arena: 500 Tn
- Piedra: 500 Tn

Por ser esta empresa un cliente fijo de sus proveedores de las mencionadas materias primas, esta tiene acordados descuentos por cantidad y con el beneficio de ajuste de precios cada 60 días como mínimo, con lo cual lograría seguridad a la hora de cotizar las naves de este nuevo proyecto, si amplía su stock de seguridad, ya que el tiempo mencionado es aproximadamente el que se propone entre la contratación del producto y el retiro de los premoldeados.

Siendo el lote mínimo para estos componentes de materia prima igual a 28Tn por entrega de camiones completos, debería solicitarse la ampliación de la entrega en:

- Cemento: 2 camiones mensuales
- Piedra: 5 camiones mensuales
- Arena: 3 camiones mensuales

El recibo de los materiales extras debe coordinarse semanalmente para contar con el espacio físico para el acopio.

- Armaduras: Acero ADNS 420 – Mallas Electrosoldadas – Acero de Pretensado

Las armaduras prearmadas que incluyen acero ADNS 420 y las mallas que intervienen en esos prearmados, son solicitados listos para la colocación en los moldes, o bien cortado y doblado para aquellos que no tengan que prearmarse. De la misma manera, las armaduras de las fundaciones para proveer a los clientes, son encargadas listas para el envío. Es por ello que la empresa proveedora deberá tomar el compromiso de entrega de estos materiales. Se indica a continuación la solicitud a esta empresa (Tabla 24), considerando que el 50% de la armadura de mallas de los premoldeados se incluye en los prearmados de acero ADNS, y el restante 50% es el stock permanente propio de la fábrica.

ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC
Arm. Aº [Kg]	10	10	70	30
Arm. A # [Kg] 50%	7,5	10	15	15
ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC
Cant. mensual	40	60	120	100

FUNDACIONES	N1	N2	N3
Arm. Aº [Kg]	447	476	506

FUNDACIONES	N1	N2	N3
Cant. mensual	2	2	3,75

Tn de Arm. Procesada	0,70	1,20	10,20	4,50
----------------------	------	------	-------	------

Tn de Arm. Procesada fundaciones	0,89	0,95	1,90
----------------------------------	------	------	------

Tn de Arm. Procesada mensual	20,34			
------------------------------	-------	--	--	--

Tabla 24: Armaduras requeridas para todo el kit mensualmente

En cuanto a mallas electrosoldadas, la empresa deberá aumentar su stock de seguridad considerado a 30 días, para poder cubrir las entregas para pavimentos y armar los premoldeados de este nuevo proyecto, considerando el 50% de estas mallas que no están consideradas en el prearmado junto a armadura ADNS. El lote mínimo de compra es 14Tn y el precio se establece en dólares, a pagar en pesos con el cambio del día al valor de venta del Banco Nación Argentina. Respecto al precio en dólares, el acuerdo con el proveedor es que se mantenga durante 30 días desde la última actualización.

ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC
Arm. A # [Kg] 50%	7,5	10	15	15

PAVIMENTOS	N1	N2	N3
Arm. # [Kg]	234	313	391

ELEMENTO PREMOLDEADO	CL	CC	PA	PC
Cant. mensual	40	60	120	100

PAVIMENTOS	N1	N2	N3
Cant. mensual	2	2	3,75

Tn de # p/premoldeado	0,30	0,60	1,80	1,50
-----------------------	------	------	------	------

Tn de # p/pavimentos	0,47	0,63	1,47
----------------------	------	------	------

Tn de # mensual	6,76			
-----------------	------	--	--	--

Tabla 25: Armaduras de mallas electrosoldadas requeridas para todo el kit mensualmente

Para cubrir las necesidades del proyecto será necesario contratar un envío cada dos meses.

En cuanto a las armaduras de pretensado, las cantidades empleadas en el proyecto no son representativas para el stock de seguridad con el que cuenta la fábrica, que asciende a 30 Tn, con lo cual no será necesaria su ampliación.

9.5- ANÁLISIS DE ACOPIO, STOCK Y DESPACHO DE ELEMENTOS PREMOLDEADOS

La incorporación del proyecto depende en gran medida de las posibilidades espaciales de acopio de los elementos premoldeados hasta su entrega, ya que el lugar bajo el pórtico grúa disponible es reducido en la zona de carrusel, y de manera óptima el stock debería estar en ese espacio disponible. Respecto de las vigas su acopio no representa un inconveniente en el sector de pistas.

Se muestran unas fotos para ilustrar el espacio al que se refiere todo lo que se describe a continuación (Figuras 120):



Figuras 120a: Acopio de premoldeados bajo pórticos grúa (TENSAR SA)



Figuras 120b: Acopio de premoldeados bajo pórticos grúa (TENSAR SA)

El espacio dado es de 15m, siendo esa la dimensión del pórtico grúa, por 30m que es el recorrido posible para el acopio de estas naves. La cantidad óptima de apilado de premoldeados es de 6 piezas, siendo admisible llegar a 7, siempre que el recambio de la pila sea completo, para que el elemento con el paso del tiempo no pierda calidad en su terminación superficial.

Cada pieza requiere en su alrededor 1m de espacio libre, el cual no puede compartir con el espacio libre de otro premoldeado. Esto es necesario para poder hacer controles de

calidad de los elementos acopiados previos a su despacho y realizar tareas de colocación de ganchos para el izaje con el transporte aéreo.

Para evitar maniobras extras y de giro horizontal de las piezas, en el transporte desde el carrusel y hasta el sector de acopio el premoldeado debe permanecer en la misma posición. De igual manera, en el despacho de la pieza hasta la carga en los camiones.

Una vez asignado un espacio dentro del acopio y hasta que no haya una reasignación general, la distribución de las pilas de cada elemento debe mantenerse sin modificaciones.

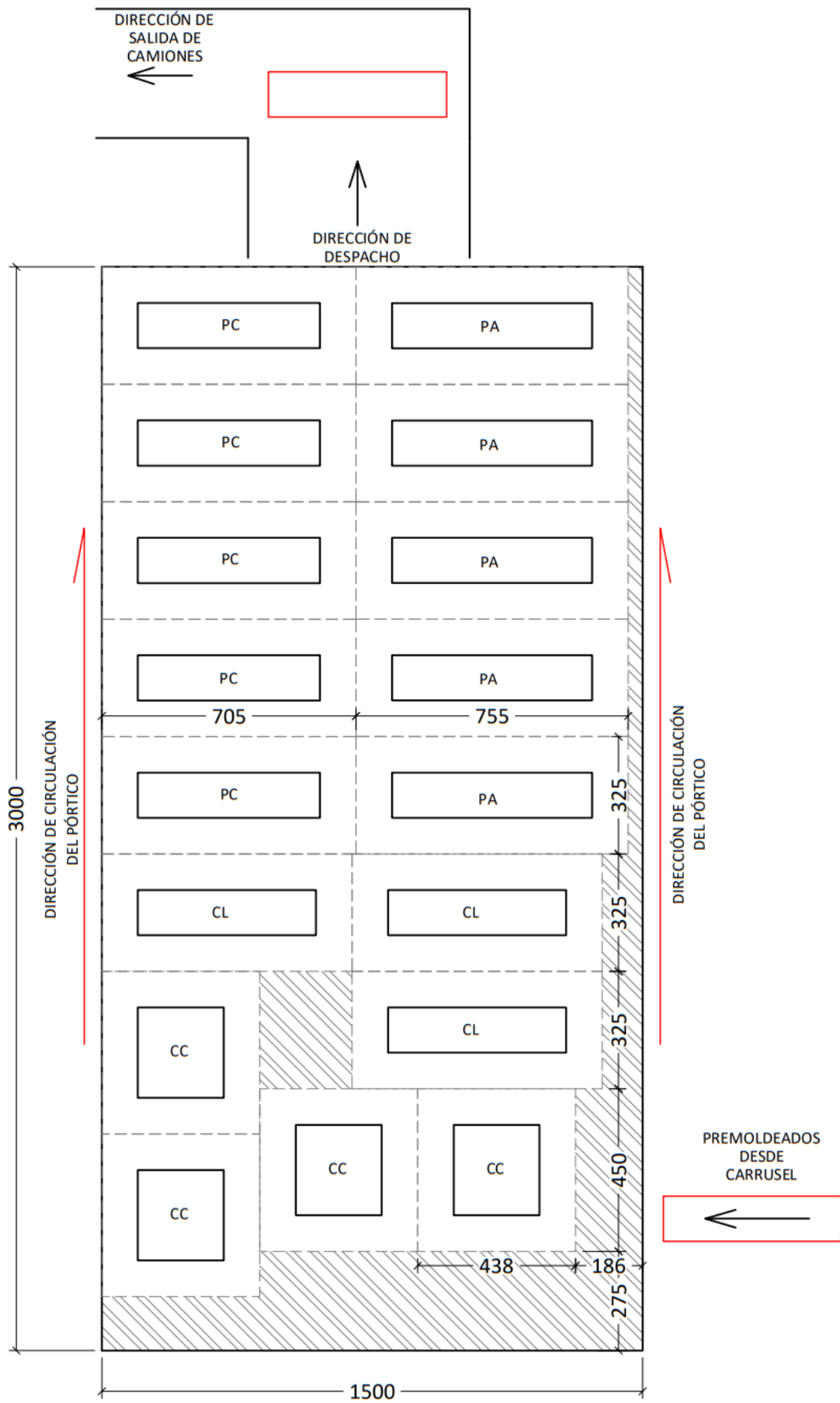
Se plantean:

- Panel autoportante PA: 5 espacios de apilado
- Panel de cerramiento PC: 5 espacios de apilado
- Panel casetonado largo CL: 3 espacios de apilado
- Panel casetonado corto CC: 4 espacios de apilado

De esta manera, el acopio permite:

- Panel autoportante PA: 30 premoldeados óptimo – 35 premoldeados admisible
- Panel de cerramiento PC: 30 premoldeados óptimo – 35 premoldeados admisible
- Panel casetonado largo CL: 18 premoldeados óptimo – 21 premoldeados admisible
- Panel casetonado corto CC: 24 premoldeados óptimo – 28 premoldeados admisible

La distribución propuesta se grafica a continuación (Figura 121):



Figuras 121: Organización del sector de acopio de elementos premoldeados

Como se estudió anteriormente, la capacidad de producción en 4 semanas permite la entrega de 2 Naves Tipo 1, 2 Naves Tipo 2 y 3,75 Naves Tipo 3, tomando los módulos mínimos como dimensión de estudio.

Si proponemos entregar las naves un día después de que se completen la totalidad de los elementos fabricados. Bajo este supuesto, podría plantearse un plan de despacho como el que se muestra a continuación, junto con la variación del stock de elementos (Tabla 26):

DIAS DE PRODUCCIÓN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	26	
PA	6	6	6	6	6	0	0	6	6	6	6	6	0	0	6	6	6	6	6	0	0	6	6	6	6	6	6	0	0	6
Stock PA	0	6	12	18	24	14	14	14	20	10	16	22	28	28	12	18	8	14	20	10	10	10	16	22	12	18	24	24	8	
Nave entregada						N1				N3					N2	N3				N1					N3				N2	
PC	5	5	5	5	5	0	0	5	5	5	5	5	0	0	5	5	5	5	5	0	0	5	5	5	5	5	5	0	0	5
Stock PC	0	5	10	15	20	17	17	17	22	11	16	21	26	26	14	19	8	13	18	7	7	7	12	17	6	11	16	16	0	
Nave entregada						N1				N3					N2	N3				N1					N3				N2	
CL	2	2	2	2	2	0	0	2	2	2	2	2	0	0	2	2	2	2	2	0	0	2	2	2	2	2	2	0	0	2
Stock CL	0	2	4	6	8	2	2	2	4	6	8	10	12	12	0	2	4	6	8	2	2	2	4	6	8	10	12	12	0	
Nave entregada						N1									N2					N1									N2	
Días entre entrega N1							1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14										
Días entre entrega N2																1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
CC	3	3	3	3	3	0	0	3	3	3	3	3	0	0	3	3	3	3	3	0	0	3	3	3	3	3	3	0	0	3
Stock CC	0	3	6	9	12	15	15	15	18	5	8	11	14	14	14	17	4	7	10	13	13	13	16	19	6	9	12	12	12	
Nave entregada										N3						N3									N3					
Días entre entrega N3											1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7	8					

Tabla 26: Plan de despacho y variación de stock de elementos constitutivos de las diferentes tipologías de naves

De este análisis surge que, si los despachos se realizan según las posibilidades de producción y stock mínimo, el acopio resulta óptimo, ya que en ningún caso se superan los valores de apilado de 6 piezas. Así, podría hacerse entrega de una nave de Tipo 1 y una de Tipo 2 cada 14 días de manera intercalada semanalmente. Respecto de las naves Tipo 3, la entrega podría hacerse cada 7-8 días.

Si las entregas no siguieran la programación, el stock máximo correspondería a la capacidad de acopio de las piezas. Se muestra a continuación la cantidad máxima de días de producción según la capacidad de acopio, sabiendo que la producción debería detenerse en ese caso (Tabla 27).

DIAS DE PRODUCCIÓN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
PA	6	6	6	6	6	0	0	6	6	6	6	6	0
Stock PA	0	6	12	18	24	30	30	30	36	42	48	54	60
Días de producción max. posibles sin despacho						X							
PC	5	5	5	5	5	0	0	5	5	5	5	5	0
Stock PC	0	5	10	15	20	25	25	25	30	35	40	45	50
Días de producción max. posibles sin despacho								X					
CL	2	2	2	2	2	0	0	2	2	2	2	2	0
Stock CL	0	2	4	6	8	10	10	10	12	14	16	18	20
Días de producción max. posibles sin despacho												X	
CC	3	3	3	3	3	0	0	3	3	3	3	3	0
Stock CC	0	3	6	9	12	15	15	15	18	21	24	27	30
Días de producción max. posibles sin despacho										X			

Tabla 27: Análisis de días de producción máxima por elementos de tipo panel condicionado por la capacidad de acopio

9.6- PROPUESTA COMERCIAL

Se propone que la cotización de las naves se realice on-line dentro de la página web de la empresa de premoldeados, donde se haría la publicidad de esta nueva línea de productos, además de otros canales que derivaran en la sección dedicada al tema de la web.

En la web se dejaría disponible toda la información de la propuesta, qué se incluye y las posibles dimensiones a adoptar. Desde ese espacio derivaría a un cotizador automático (Tabla 28) donde de manera simplificada se solicitarán datos para obtener el presupuesto automático:

PARAMETRO	OPCIONES	OPC. SUPUESTA SELECCIONADA O PREESTABLECIDA	ACLARACIONES DEL COTIZADOR
LUGAR:	LUGARES DISPONIBLES	ROSARIO	En el caso de que se quisiera en un lugar no enlistado, se detendría la cotización
TIPOLOGÍA DE NAVE:	Tipo 1 Tipo 2 Tipo 3	Tipo 2	
DIMENSIONES:	ANCHO	7,50m	
	LONGITUD	10,00m	(Múltiplo de 5m)
	ALTURA LIBRE	4,50m	
	ALTURA BAJO TECHO	4,80m	
	ALTURA EXTERIOR	5,00m	
PORTONES:	1 2	1	(Dimensión 3,75m x 3,80m)
VENTANAS	CANTIDAD	14	(Máximo igual a la cant. De paneles que no intervienen en el portón)
PUERTAS	CANTIDAD	2	(Máximo igual a la cant. De paneles que no intervienen en el portón ni en ventanas)

Tabla 28: Datos solicitados para la cotización de naves típicas

La persona recibiría en su correo electrónico, dado junto a sus datos personales previo al ingreso al cotizador, un presupuesto aproximado del producto según las características que seleccionó, y se dejaría un botón disponible donde la persona pudiera solicitar el llamado de un asesor comercial, quien daría toda la información necesaria, posibilidades de entrega y formas de pago que se decidieran para estas naves.

9.7- ANÁLISIS DE AMORTIZACIÓN

Para poder llevar adelante un proyecto de implementación es necesario plantear cuánto tiempo y de qué manera se recuperaría la inversión propuesta, y a partir de qué momento el producto empezaría a generar ganancias reales para la empresa.

Se analiza un escenario posible, que como ya se aclaró en varias oportunidades, para un análisis real debería ser ampliado en muchos factores que afectan el plan de amortización.

Pensando en la implementación, una vez que se decidiera que comercialmente es un producto que tiene oportunidad, y se hayan culminado todos los estudios pormenorizados del proyecto, la empresa debería invertir en los moldes para comenzar una producción básica en primera instancia. En ese punto se solicitaría la ejecución de un molde de cada uno de los elementos y la intervención del molde para la extrusora.

A medida que el plan comercial vaya tomando ritmo se irían incorporando el resto de los moldes, hasta llegar al número máximo propuesto, que es la capacidad máxima de producción y acopio.

Se plantea un escenario posible si se decidiera por lo moldes de mayor durabilidad:

- 4 primeros meses: Pruebas de fabricación y montaje de naves para procesos correctivos del producto y mejoras. Naves destinadas a uso propio. Difusión del producto y pre-venta.
- Meses 5/6: Inicio de las ventas de las naves.
- Proyección de ventas: Se supone que irá en aumento las ventas, pero que ese crecimiento será lógico y paulatino, y a medida que se aumenta la necesidad de producción, se van incorporando el resto de los moldes e invirtiendo acorde a los compromisos comerciales tomados. Se plantea un escenario posible, planteando los valores estudiados como ganancias, pero que cabe aclarar que no serían ganancias directas y que por supuesto, los valores se estudiaron pensando en el proyecto funcionado en toda su capacidad, y eso no ocurre al inicio de la implementación:
 - Meses 5/6: 1 NT 1 – 1 NT 3 → 150m² → “Ganancia”: 4.931 USD
 - Meses 7/8: 1 NT 1 – 1 NT 2 – 1 NT3 → 250m² → “Ganancia”: 7.428 USD
 - Meses 9/10: 1 NT 1 – 1 NT 2 – 2 NT3 → 350 m² → “Ganancia”: 10.319 USD
 - Meses 11: 1 NT 1 – 1 NT 2 – 1 NT3 → 250 m² → “Ganancia”: 7.428 USD
 - Meses 12: 2 NT 1 – 2 NT 2 – 1 NT3 → 350 m² → “Ganancia”: 11.966 USD
 - Meses 13: 2 NT 1 – 2 NT 2 – 2 NT3 → 450 m² → “Ganancia”: 14.857 USD
 - Meses 14: 2 NT 1 – 2 NT 2 – 3 NT3 → 550 m² → “Ganancia”: 17.748 USD
 - Meses 15 en adelante: A partir de este mes se logra el máximo de ventas posible según la capacidad destinada a este proyecto → “Ganancia”: 19.916 USD

Pensando que de esa supuesta “ganancia”, el 50% aplica a impuestos, gastos en comercialización, y otros gastos indirectos iniciales de la implementación, consideramos que el 50% restante es el que sirve para amortizar la inversión.

Recordamos que para los moldes de 5mm + modificación del molde de moldeadora el total a invertir es: 60.588 USD. Con este planteo, la inversión se amortizaría en 17 meses, ósea construyendo 4375m² de naves.

Para los moldes de 3mm + modificación del molde de moldeadora el total a invertir es: 37.153 USD. Con este planteo, la inversión se amortizaría en 14 meses, ósea construyendo 2350m² de naves.

La realidad demuestra que proyectos como estos requieren de mayores tiempos para llegar a una amortización real, así que se deja este resultado para mostrar una forma en la que se podría plantear de manera simplificada una proyección de amortización. También se podría pensar en la inversión escalonada según la necesidad generada por las ventas, aunque tratándose de una empresa de dimensiones considerables y tiempos de amortización relativamente cortos, el planteo de una inversión inicial completa es una opción posible.

CAPÍTULO 10:

CONCLUSIONES

En este último capítulo se expondrán conclusiones con visión gerencial analizando la oportunidad de la propuesta en el mercado local y los inconvenientes que pudieran devenir de su implementación y comercialización.

Además, se expondrán las conclusiones de quien realiza, respecto del trabajo que se llevó a cabo, la relación que se encuentra con la realidad profesional y el estudio de la especialización que se culmina con la aprobación del presente.

10.1- CONCLUSIONES SOBRE LA POSIBILIDAD DE INCORPORACIÓN DEL PRODUCTO A LAS LÍNEAS DE PRODUCCIÓN DE LA EMPRESA Y AL MERCADO.

Por todo lo abordado en este proyecto se derivan las siguientes conclusiones respecto de las alternativas de estructura planteada:

- Los planteos estructurales de las alternativas de naves de reducido volumen de hormigón pudieron demostrarse y verificar que son estáticamente estables y constituidos por elementos cuyo dimensionamiento resulta lógico comparado con otros que ya se encuentran ampliamente difundidos en el mercado local. Si bien será necesario recalcular el conjunto haciendo adecuaciones fundamentalmente de las vigas de cubierta, se puede establecer que, para una prefactibilidad del proyecto, lo expuesto es suficiente.
- Si bien el análisis se realizó para los módulos mínimos de las alternativas de naves, es de preverse que el tamaño de las compras sea mayor, implicando una logística menor por el hecho de atender a menos clientes.
- Se pudo estimar un costo de inversión inicial básico para la implementación del proyecto, y se mostró favorablemente la capacidad de la fábrica en cuestión para poder producir los elementos con las instalaciones generales disponibles. En cuanto a la amortización de la inversión, puede tener algún desvío, ya que se plantea un escenario muy favorable, pero es a los fines de tener una noción de los tiempos y superficie que debería producirse.
- Se logró costear cada alternativa de una manera precisa pensando que se trata de una prefactibilidad para el análisis de la propuesta, surgiendo valores que están dentro de los comunes en el área de los premoldeados.
- En cuanto a la ampliación del stock de seguridad de la empresa, este no resulta desestabilizante y está dentro sus capacidades de acopio.
- Respecto del acopio y stock de elementos premoldeados, por cuestiones espaciales y de logística, no resultan muy holgados. Esto implica que el proyecto, de llevarse adelante, debe tener una oportunidad de venta que cubra y supere la capacidad de producción, ya que se corre el riesgo de tener que interrumpir la misma, quitando

productividad al carrusel, que podría ser derivada a otros proyectos. De igual manera, plantear los despachos de una manera estricta, ya que un stock que no se retire en tiempo y forma genera un acopio que en breve produce la detención de la producción. Todo esto pensando en el funcionamiento pleno del proyecto.

- Para poder estudiar en detalle la viabilidad del proyecto, será necesario que, suponiendo el interés de la empresa en seguir adelante con el análisis, se realice un estudio pormenorizado de los precios y características de alternativas que son las posibles competencias del producto que se plantea. Para que pueda ser una alternativa real, es necesario comprobar que se tienen precios competitivos y tener claros los beneficios que un cliente adquiere al momento de elegir entre esta u otra solución comparable en funcionalidad.
- Al realizar los planteos de capacidad productiva se llegó a una posible capacidad de venta con parámetros internos. Es necesario realizar un estudio de mercado que indique si lo que se podría producir está dentro de las intenciones de compra o, si se tendría capacidad ociosa o, no se llegara a cubrir gran parte del mercado. En el primer caso, de seguirse con el interés sobre el proyecto, deberán reajustarse todos los supuestos hechos en este estudio. En el segundo caso, podrá analizarse si replantear lo propuesto para ampliar lo que se puso a disposición en este estudio, o bien avanzar con lo que se puede cubrir.
- Incorporar a la planta de prefabricados un stock de materiales ajenos a su producción puede resultar inconveniente, ya que deben ponerse a disposición en óptimas condiciones espacios de depósito accesibles a expedición y con la seguridad necesaria. También podría plantearse un centro externo de expedición de los productos pertenecientes a los kits más delicados, como son los de impermeabilización y desagüe. Este punto requiere de una consideración particular.
- Estará dentro del análisis de la gerencia determinar si los márgenes de ganancia cubren las expectativas, y compararlo con otros proyectos que estén en estudio o en archivo y que requieran de las instalaciones que se pretenden para este proyecto.
- Hasta el momento, la fábrica no realizaba provisiones de naves sin dar el servicio de flete y montaje, ósea no se entregaban a los clientes sistemas premoldeados donde no se estuviese a cargo de la colocación. Deberá asesorarse correctamente sobre los inconvenientes que pudieran surgir de naves que a cargo de los clientes no quedan correctamente ejecutadas, fundamentalmente por cuestiones de responsabilidad pensándolo legalmente.

Planteando la oportunidad del producto analizado desde el punto de vista de los clientes, se plantean los siguientes aspectos que serán determinantes en la elección de la alternativa por sobre otras:

- Estas naves tienen una oportunidad importante de implementación en campos y lugares alejados donde se requieren instalaciones de pequeño y mediano tamaño, sin grandes prestaciones y donde resulta complejo el acceso de equipos, como grúas y

camiones, y difícil también trasladar a los grupos de montaje especializados por falta de instalaciones para el personal. Siendo así, se analizará y estos potenciales clientes, lo son también de otros premoldeados menores para campo, como son bebederos, postes para alambrados, placas y pequeñas columnas para establos, entre otros, pudiendo pensar en incorporar esa línea de producción complementaria a la empresa.

- Haber analizado una solución integral de provisión de productos listos para su colocación, quedando a cargo de los clientes la ejecución in-situ con mano de obra con un grado de especialización medio, muestra una alternativa a las que se ven habitualmente en el mercado de la zona, donde es común encontrar:
 - Propuestas con el concepto “llave en mano”, donde todo lo que se expone se provee y ejecuta por una misma empresa, quedando a la responsabilidad de esta la totalidad de la obra, sin tener control por parte de los clientes de los avances e inversiones que se van realizando, pudiendo modificarse los precios durante la construcción.
 - También pueden tenerse contratistas por separado de la estructura, y encargar a otros el resto de las tareas, pudiendo ser o no los que proveen la mayoría de los materiales, o bien correr por parte del cliente la compra de los mismos.

Muchos clientes son autodidactas y comprometidos en la construcción de sus espacios, pero también prefieren que resulte algo ágil y sencillo, fundamentalmente lo que respecta a la compra de los materiales. En este punto la alternativa puede verse muy adecuada y acorde a sus expectativas.

- En el mercado existen productos que cubren las mismas necesidades que las naves planteadas, pero no son de hormigón premoldeado, sino que, de otras materialidades, como pueden ser metálicos, Steel framing, madera, construcción tradicional, entre otros. Muchos clientes optan por el hormigón para sus construcciones, ya que es un material noble en cuanto a su durabilidad y performance respecto de los efectos del viento, ataque de insectos, exposición a altas temperaturas, resistencia estructural, entre otras características. Hasta esta propuesta, naves pequeñas, económicas y de fácil ejecución no estaban disponibles en hormigón premoldeado.
- Que el producto incluya todos los materiales industrializados en forma de kit ajustado a las dimensiones de las naves, hace que el propietario no tenga sobrantes de material que, por lo general, se deteriora y no sirve de manera inmediata para otro propósito.
- Se brinda una solución técnicamente aprobada y la asistencia para la correcta ejecución, tratando de dejar en claro el resultado que debe obtenerse en cada paso de la construcción y como lograrlo, para llegar a una obra de características óptimas.
- Dentro de las posibilidades que un cliente tiene para el retiro, puede ser la opción de entrega de la totalidad del kit o parcializar los retiros a los fines de evitar deterioro, actos de vandalismo y robo en la obra. La entrega podría parcializarse entre previa al montaje, elementos premoldeados y todo lo necesario para su vinculación, y entrega de los productos a emplear una vez que la estructura está montada.

10.2- CONCLUSIONES GENERALES Y REFLEXIONES PERSONALES DEL ESTUDIO REALIZADO

Soy una persona dedicada desde hace 11 años al premoldeado, esto es, desde terminados mis estudios universitarios de la carrera de Ingeniería Civil, trabajando en una empresa local dedicada al rubro. He tenido oportunidad de trabajar en muchos proyectos de premoldeados y en varias implementaciones de productos nuevos. Basándome en la experiencia que obtuve participando en esa empresa y la experticia de la misma, así como el conocimiento y acceso a sus instalaciones, que con los años se han ampliado enormemente, es que pude tomar parámetros básicos reales para poder realizar este trabajo.

Conociendo desde adentro el tema, quiero aclarar que este es un trabajo que escapa de las posibilidades de realización bajo un análisis básico como el que se expone. Incorporar un producto de las dimensiones que se plantea requiere de un estudio pormenorizado de cada aspecto abordado y de muchos otros que se han obviado en este análisis. Hacer un estudio real de prefactibilidad de una línea de producción nueva de premoldeados, es trabajo de muchos especialistas de diferentes áreas y personal idóneo y con la experiencia suficiente para dar criterios ciertos sobre el tema. Además, el principio de cualquier desarrollo es la necesidad y la competitividad, con lo cual llegar al final de este trabajo sin esa certeza es algo que escapa de la realidad.

Mencionado esto, daré mis conclusiones acerca de este trabajo. Basándome en los objetivos generales y específicos planteados al comienzo, releo y han sido logrados de la manera teórico-práctica que está a mi alcance empleando las metodologías que se anticiparon al trabajo. Soy consciente que para cada tema abordado hay muchas aristas más para estudiar y profundizar. No obstante, considero que, con mi experiencia y conceptos aprendidos durante la especialización, los objetivos fueron logrados acorde al alcance de este trabajo.

En cuanto a los temas desarrollados, todos tienen coherencia comparados con el trabajo profesional del área. A la hora de estudiar premoldeados, las instancias de verificación son varias y están relacionadas al historial de cada pieza desde su fabricación hasta el posicionamiento definitivo en la obra. Para llegar a eso, el molde donde se realiza, el lugar donde se fabrica, la forma en que se traslada, acopia y monta, y todos los elementos extras que son necesarios para esto, deben ser analizados en detalle, y es lo que se quiso reflejar en este trabajo.

Por otra parte, el estudio particular de las vinculaciones entre los premoldeados es fundamental para entender como se comporta la estructura y hacer que esta como tal sea posible. De la misma manera, para que una estructura premoldeada pase a ser funcional, todas las obras complementarias deben ser tenidas en cuenta a la hora del diseño de los elementos en particular y de la nave en general. Es por ello que también se realizó el estudio de los kits básicos para terminaciones de funcionalidad de las naves.

Además, se propuso para las fundaciones el uso de armaduras industrializadas, lo cual hoy es una realidad, pero que en muchas obras de pequeño y mediano tamaño no se adopta como alternativa, y es a mi criterio, un punto al que debe darse mayor difusión porque es una garantía de que lo ejecutado a nivel de armado sea lo proyectado, y no se den errores de posicionamiento, falta o calidad de armaduras.

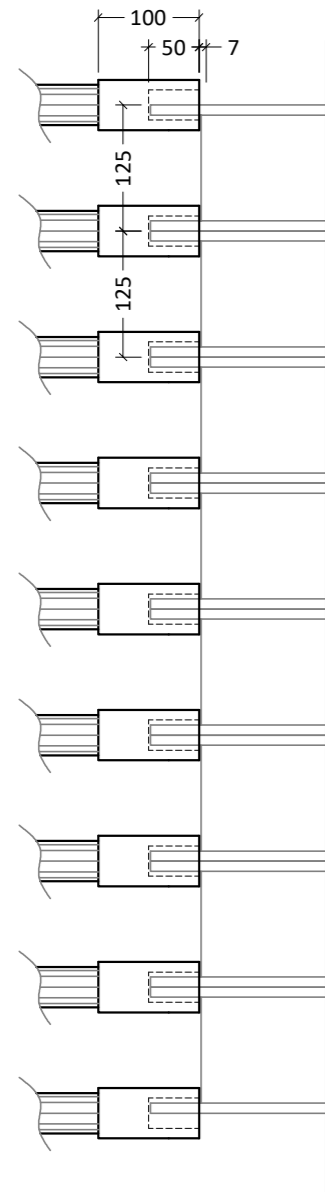
Los premoldeados de hormigón son una alternativa en expansión para la ejecución de obras pequeñas, medianas y grandes, tanto en el ámbito industrial como en viviendas, siendo una opción confiable para quienes la seleccionan, logrando obras de menor duración en la ejecución y con menor cantidad de gente trabajando in-situ, lo cual libera de muchas instalaciones a los predios y, en el marco de la higiene y seguridad, es una actividad controlada que evita muchos accidentes. Es por esto que, considero que los ingenieros civiles en general deben interiorizarse más en el tema para poder optar por él a la hora de proponer soluciones estructurales, siendo ellos quienes diseñen elementos que sigan la lógica del premoldeado, para que luego puedan consultar empresas dedicadas al rubro con quienes adaptar cuestiones mínimas y dar curso a la fabricación.

Ingeniera Civil
Dana Martella

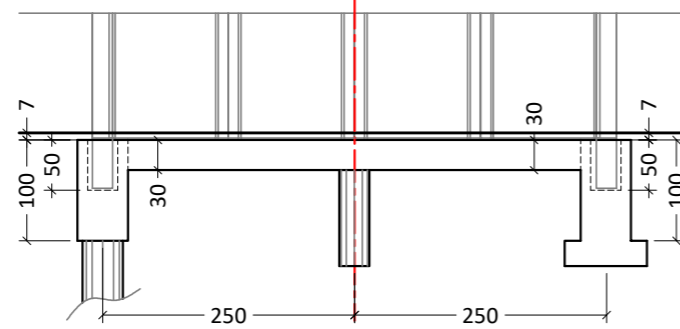
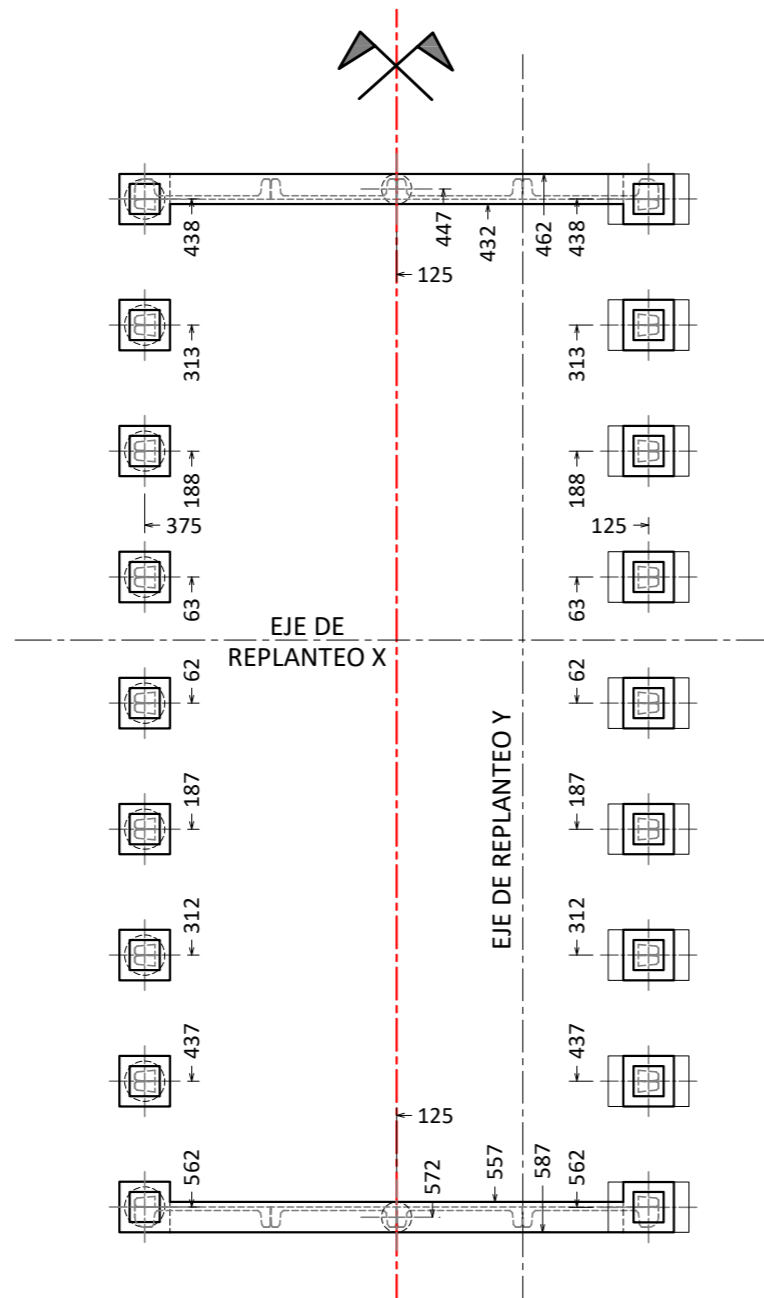
BIBLIOGRAFÍA

- Reglamento CIRSOC 101 y sus Comentarios “Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras” - Edición Julio 2005
- Reglamento CIRSOC 102, Comentarios y Guía de aplicación “Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones” - Edición Julio 2005
- Reglamento CIRSOC 201 y sus Comentarios “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón” - Edición Julio 2005
- Material de estudio. Asignatura: “Organización y Control de Obras”. Especialización: Ingeniería Estructural. Ing. Sergio Grossman. Año 2017.
- Material de estudio. Asignatura: “Estructuras de Hormigón”. Especialización: Ingeniería Estructural. Ing. Roberto Higa. Año 2017.
- <https://www.acindar.com.ar/wp-content/uploads/2018/11/Catalogo-Tablas-y-Equivalencias>

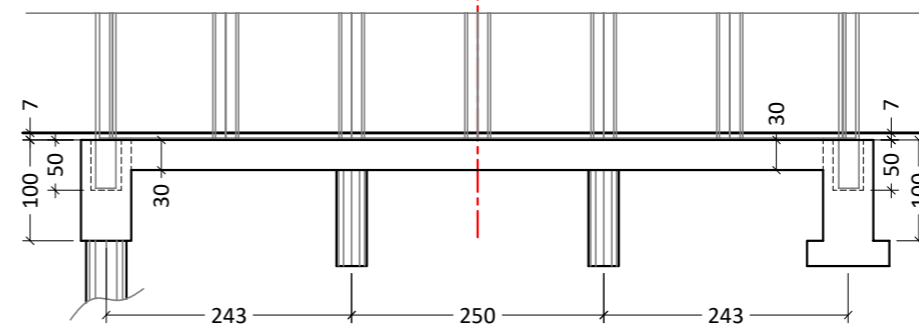
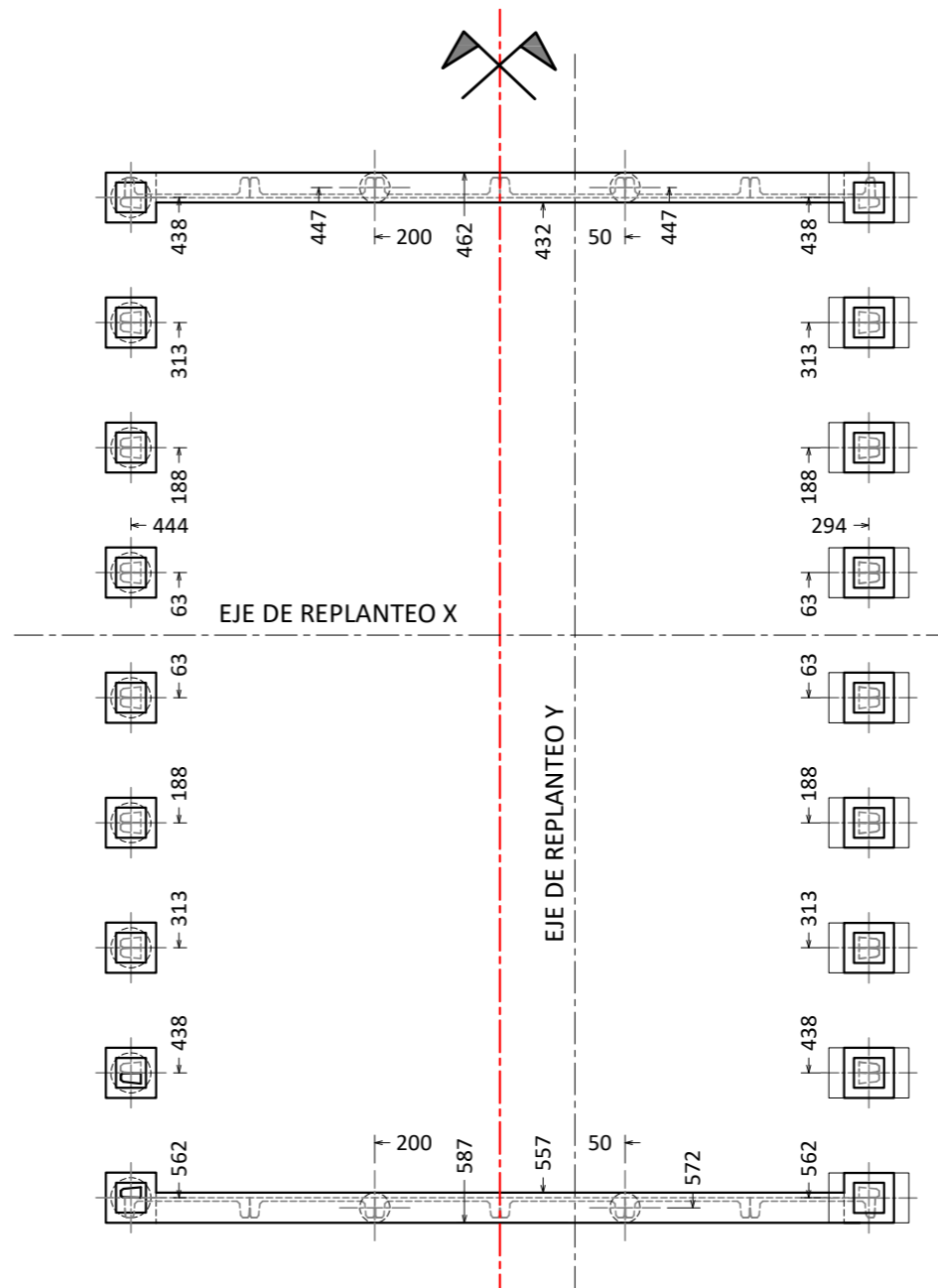
VISTA LATERAL
FUNDACIONES PROFUNDAS



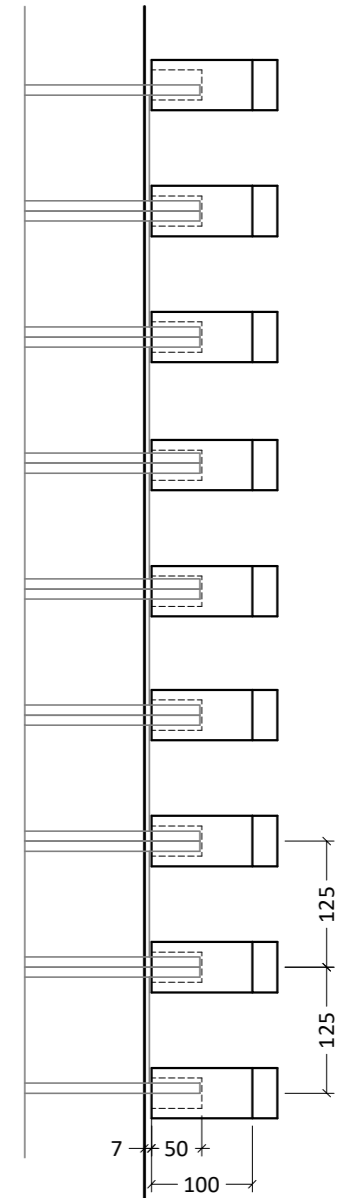
ESQUEMA DE REPLANTEO
EN PLANTA
NAVE TIPOLOGÍA 1



ESQUEMA DE REPLANTEO
EN PLANTA
NAVE TIPOLOGÍA 2

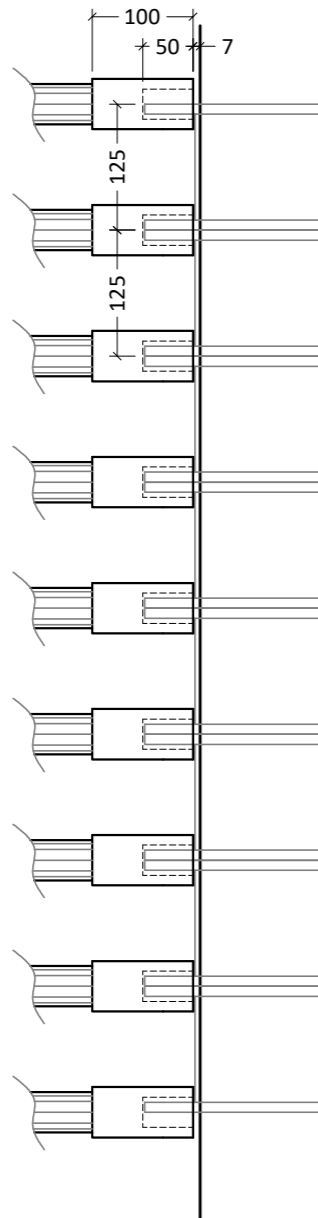


VISTA LATERAL
FUNDACIONES SUPERFICIALES

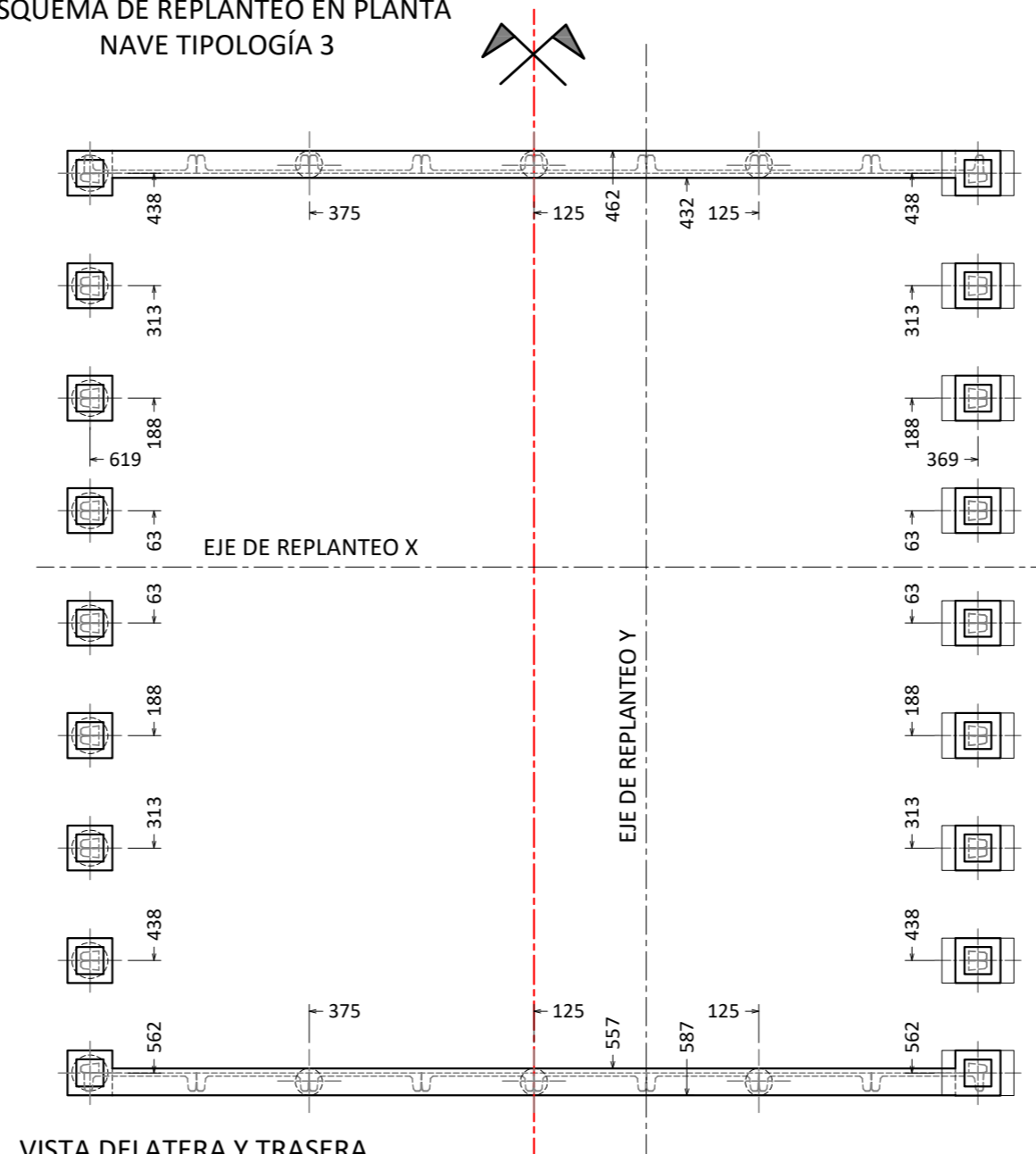


Nota: A ser una planta simétrica respecto del eje planteado, del lado izquierdo se esquematiza la solución de fundaciones profundas y al lado derecho la solución con fundaciones superficiales, entendiéndose que una va a ser la alternativa seleccionada en base al dimensionamiento estructural más conveniente.

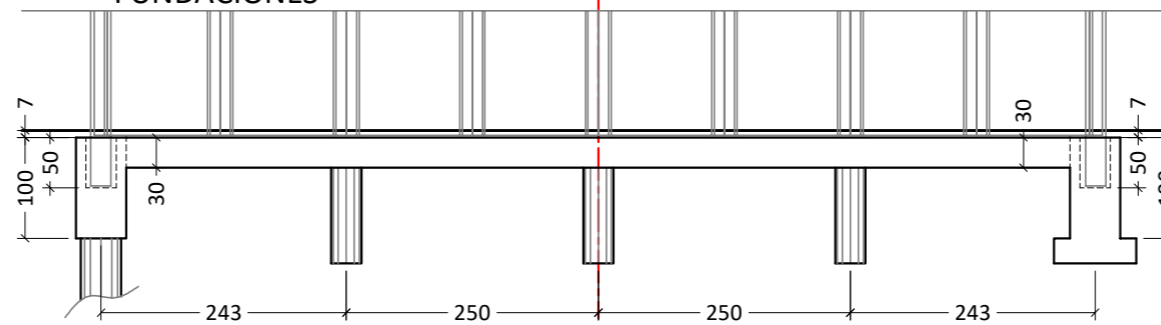
VISTA LATERAL
FUNDACIONES PROFUNDAS



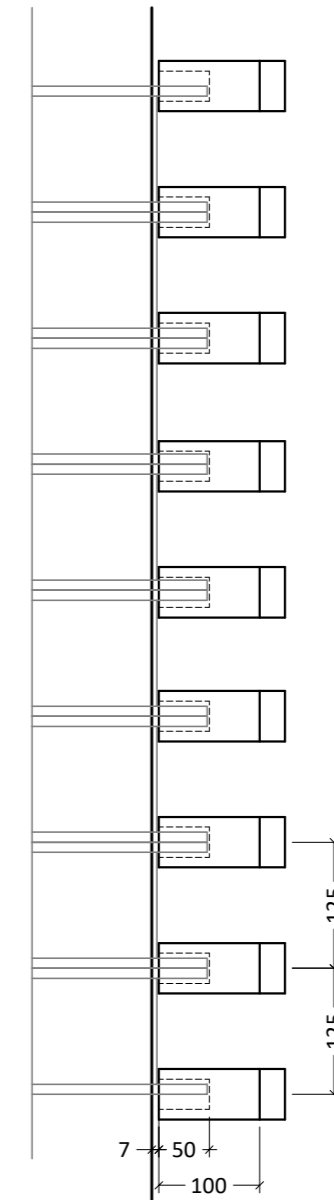
ESQUEMA DE REPLANTEO EN PLANTA
NAVE TIPOLOGÍA 3



VISTA DELATERA Y TRASERA
FUNDACIONES

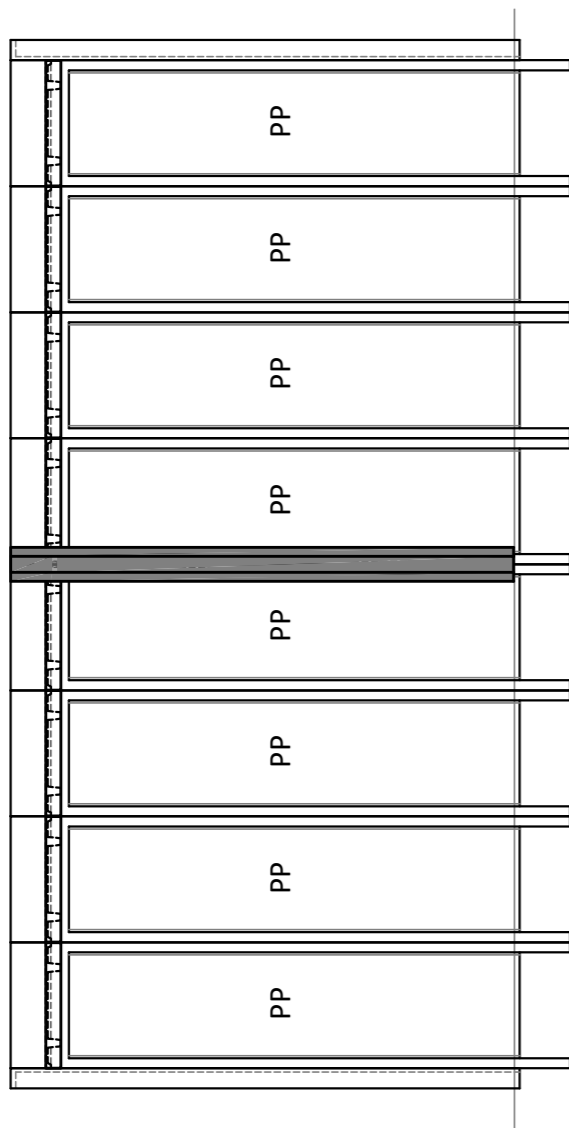


VISTA LATERAL
FUNDACIONES SUPERFICIALES

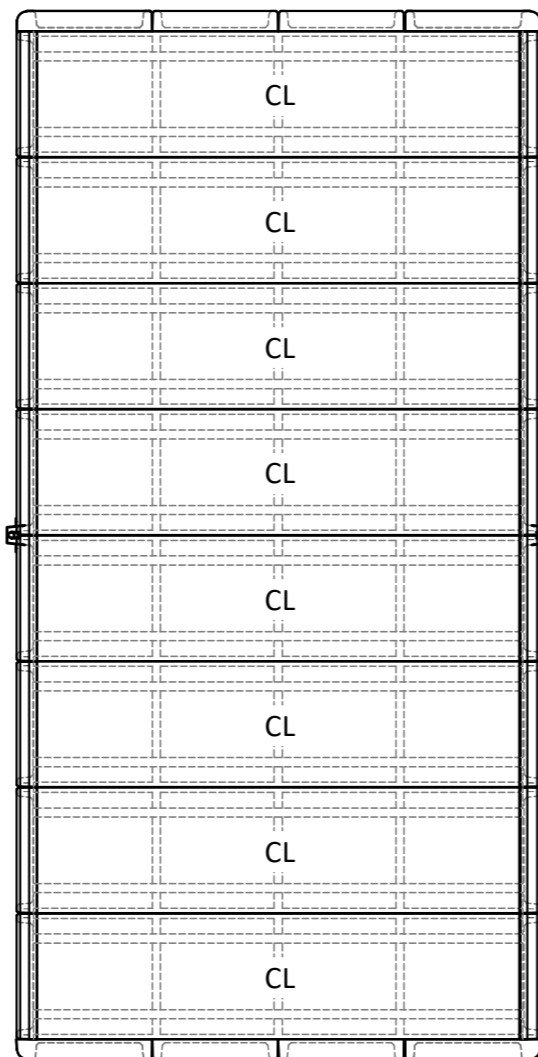


Nota: A ser una planta simétrica respecto del eje planteado, del lado izquierdo se esquematiza la solución de fundaciones profundas y al lado derecho la solución de fundaciones superficiales, entendiéndose que una va a ser la alternativa seleccionada en base al dimensionamiento estructural más conveniente.

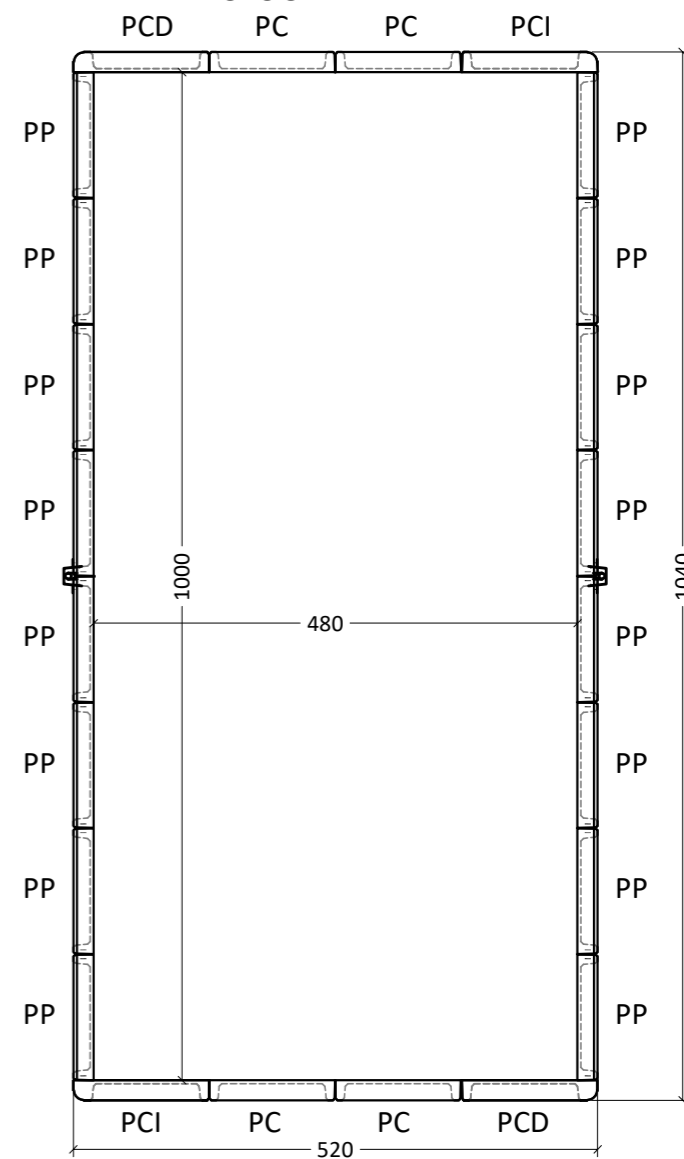
FACHADA LATERAL



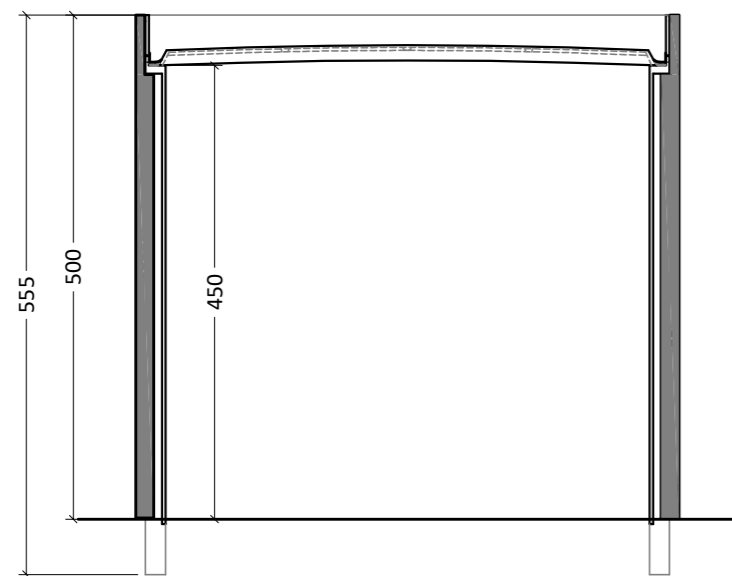
ESQUEMA DE CUBIERTA
NAVE TIPOLOGÍA 1



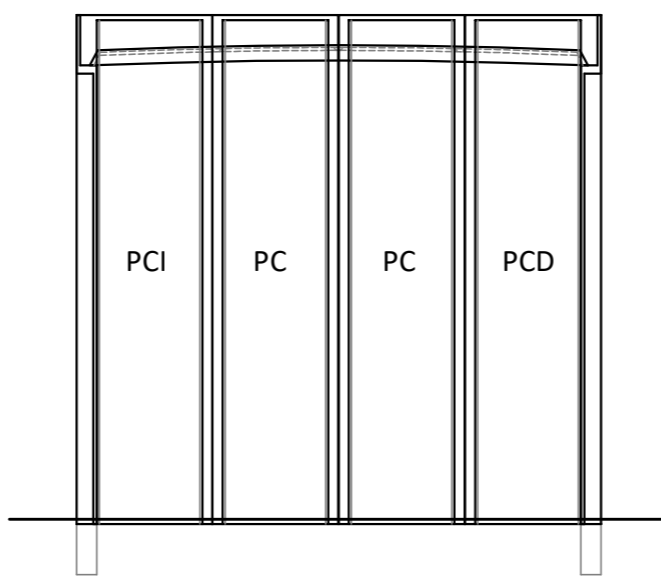
ESQUEMA DE PLANTA
NAVE TIPOLOGÍA 1



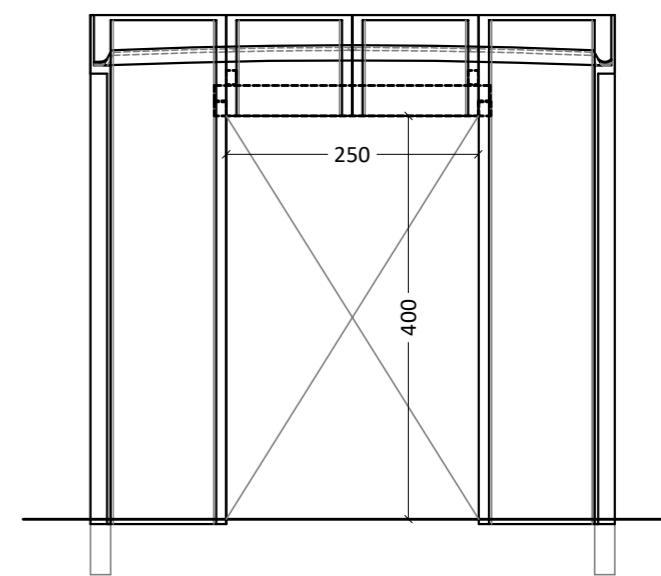
CORTE TRANSVERSAL



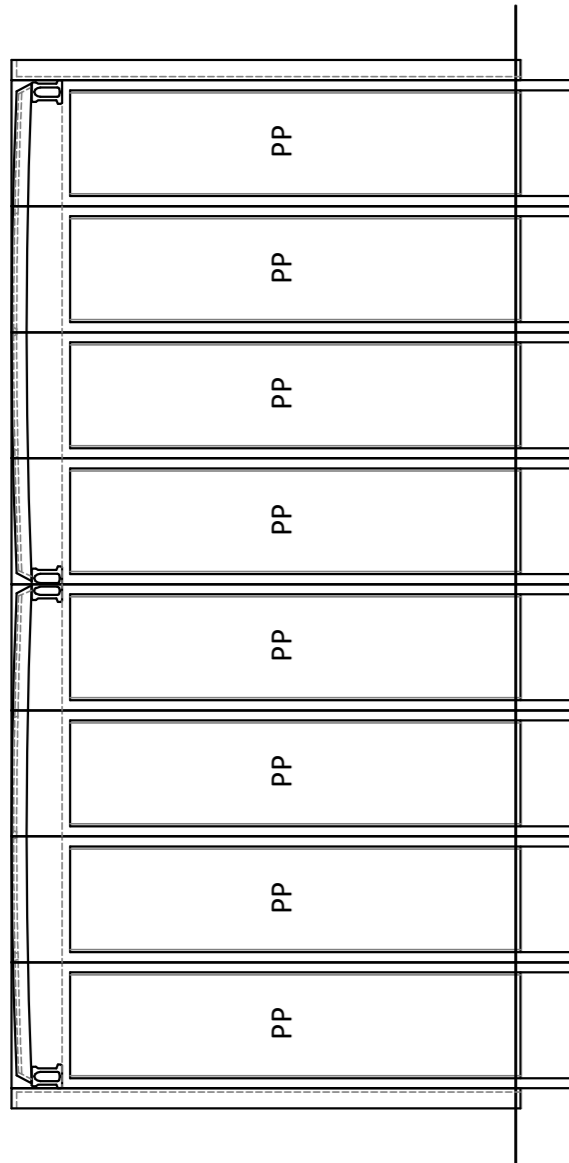
FACHADA FRONTAL



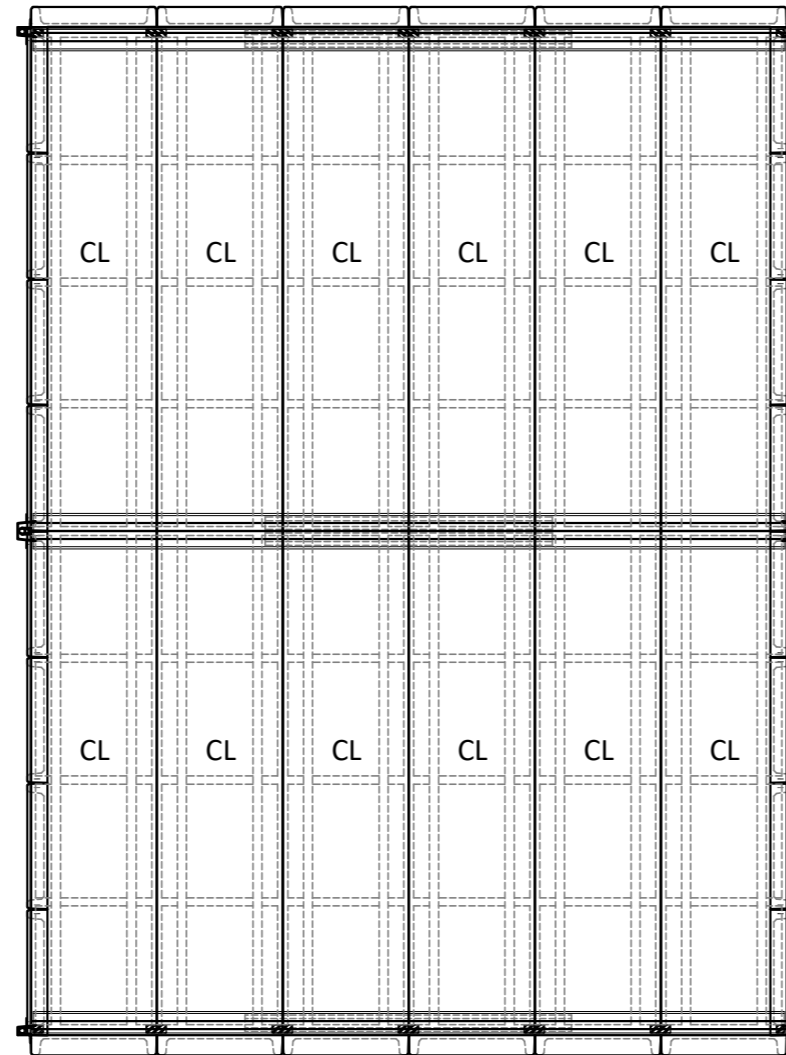
FACHADA FRONTAL CON ABERTURA DE PORTÓN



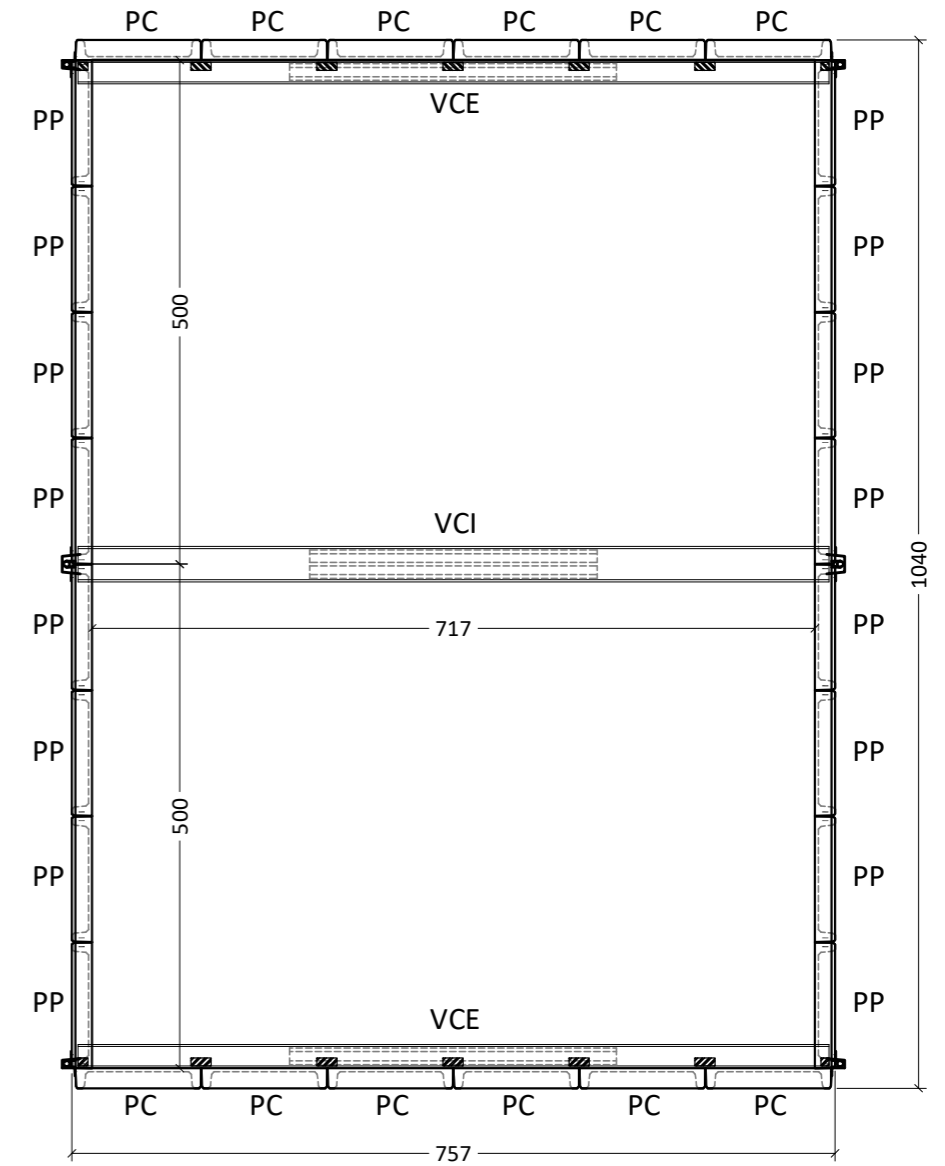
FACHADA LATERAL



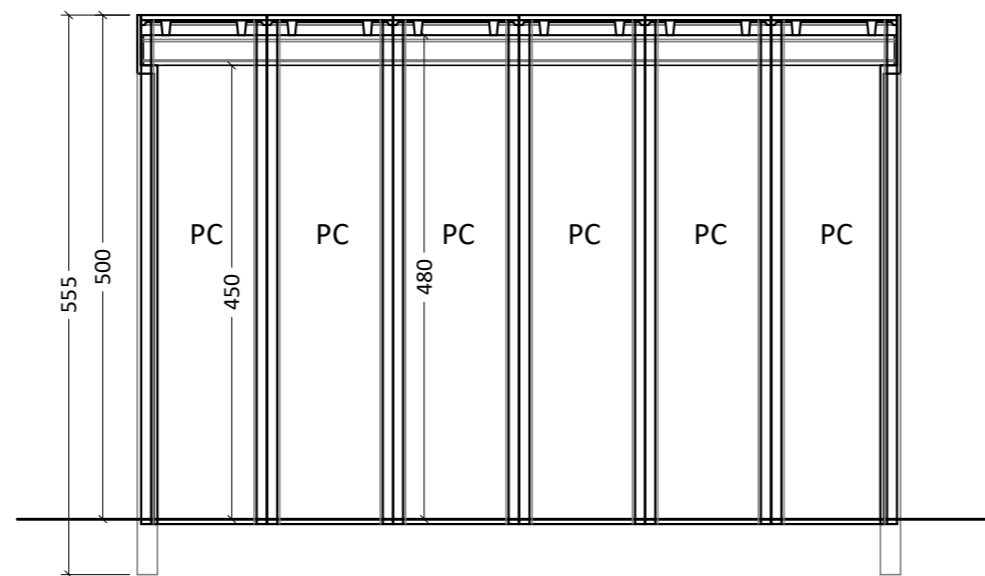
ESQUEMA DE CUBIERTA
NAVE TIPOLOGÍA 2



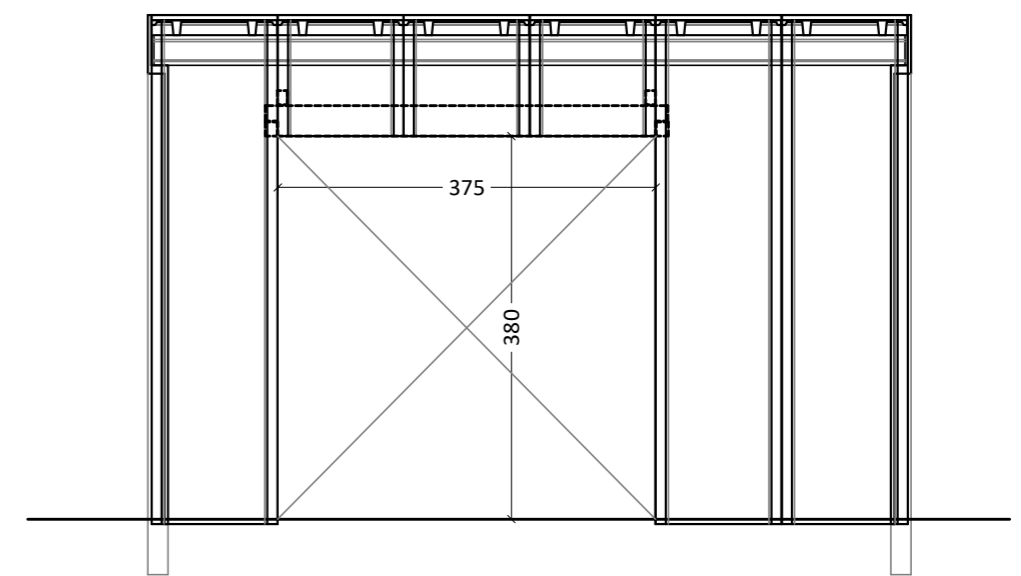
ESQUEMA DE PLANTA
NAVE TIPOLOGÍA 2



FACHADA FRONTAL

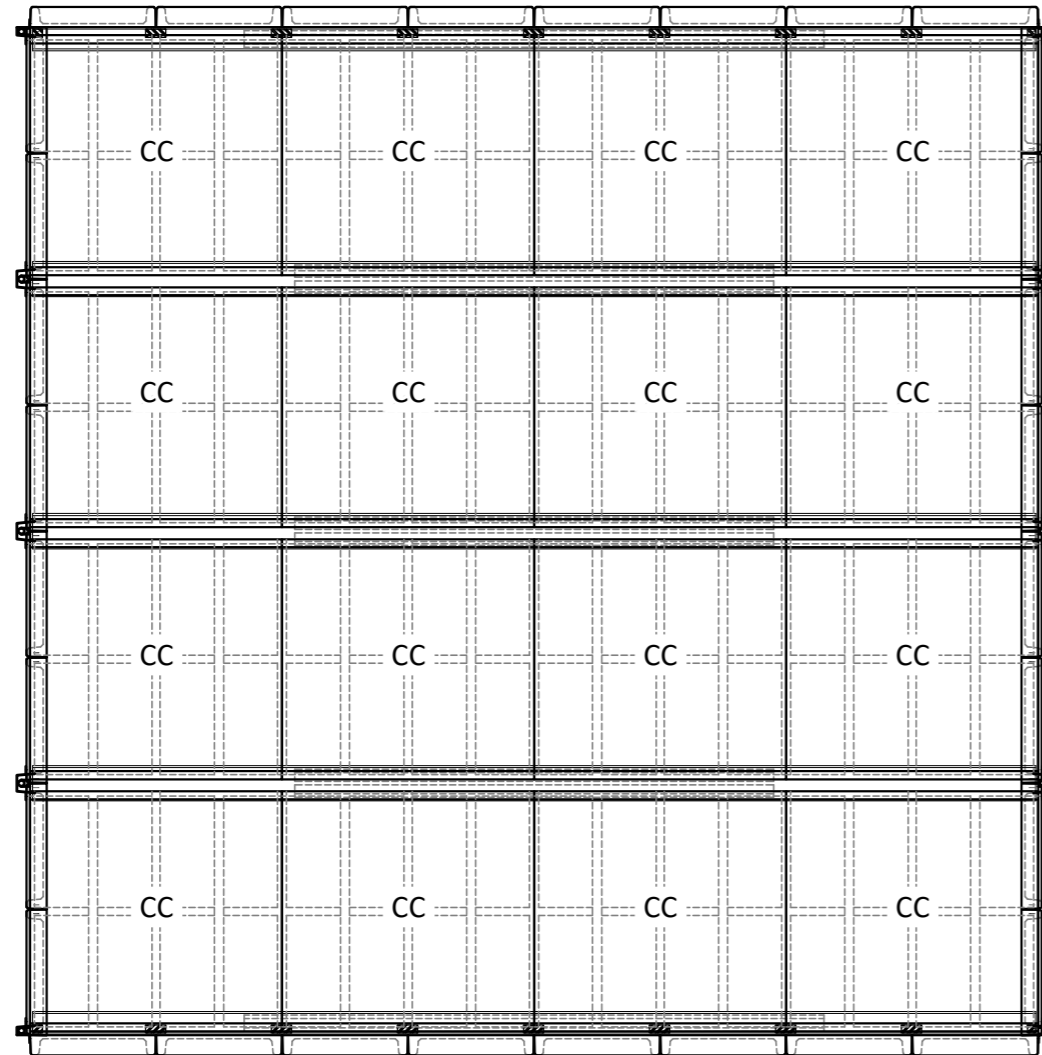


FACHADA FRONTAL CON ABERTURA DE PORTÓN

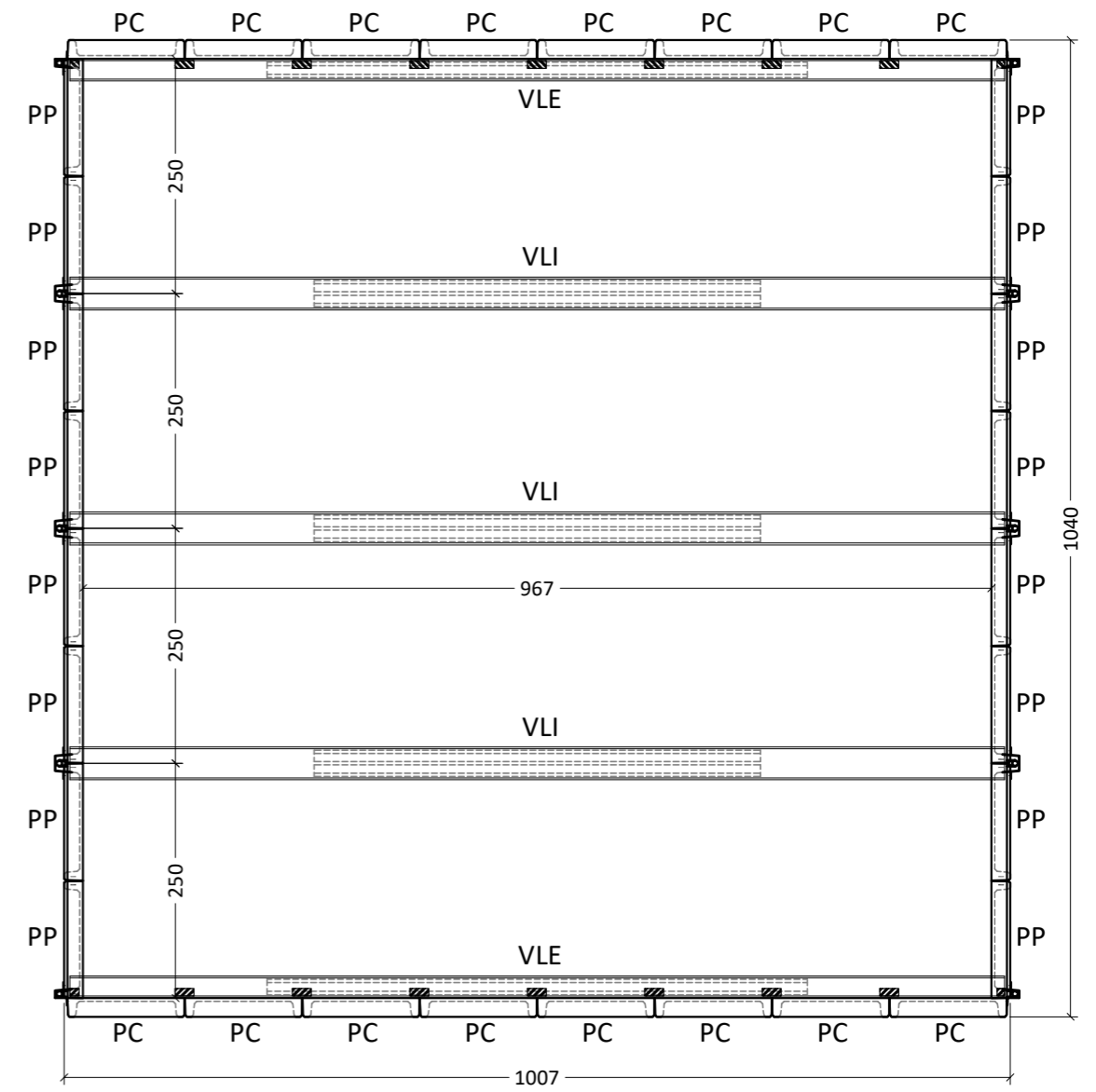


Nota: Ver Corte transversal plano de desagües

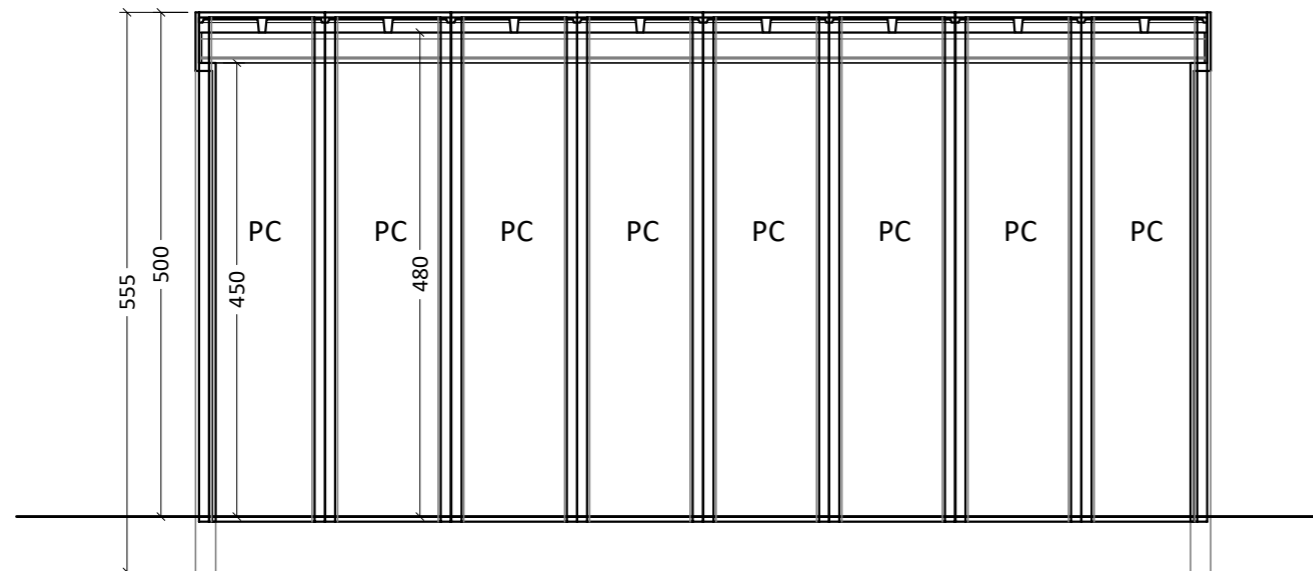
ESQUEMA DE CUBIERTA
NAVE TIPOLOGÍA 3



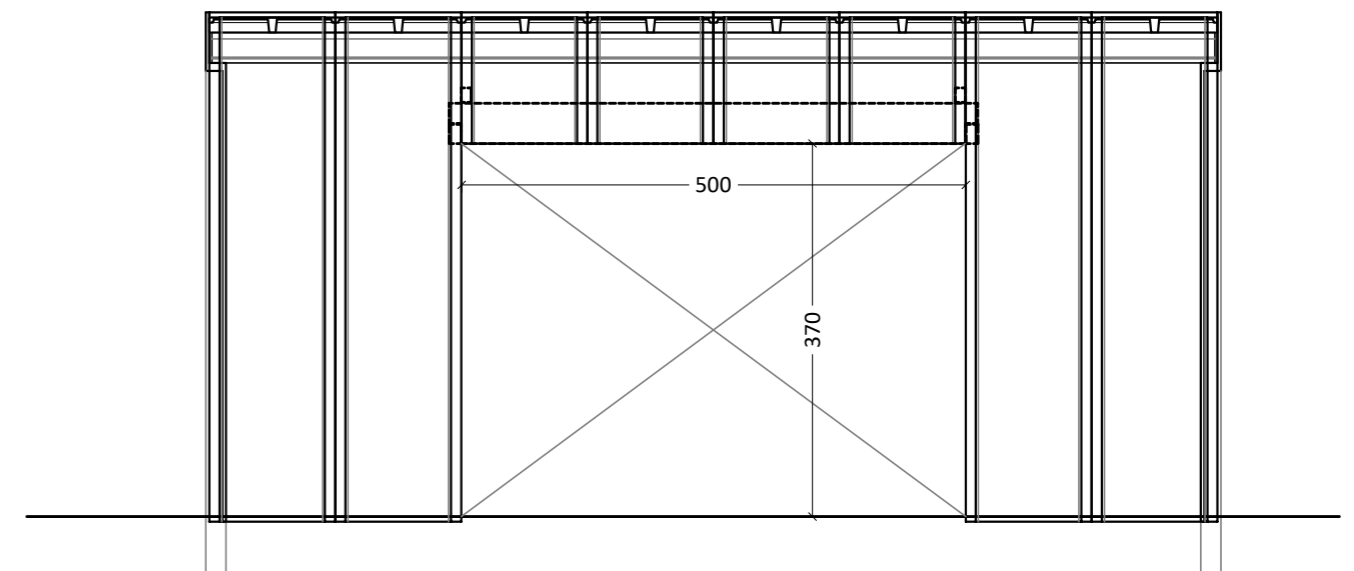
ESQUEMA DE PLANTA
NAVE TIPOLOGÍA 3



FACHADA FRONTAL

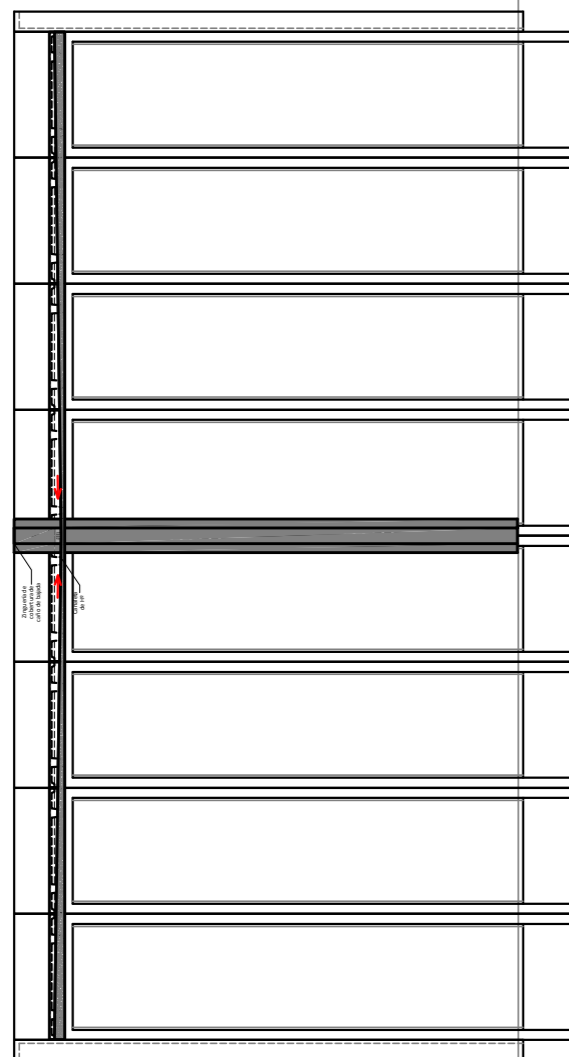


FACHADA FRONTAL CON ABERTURA DE PORTÓN

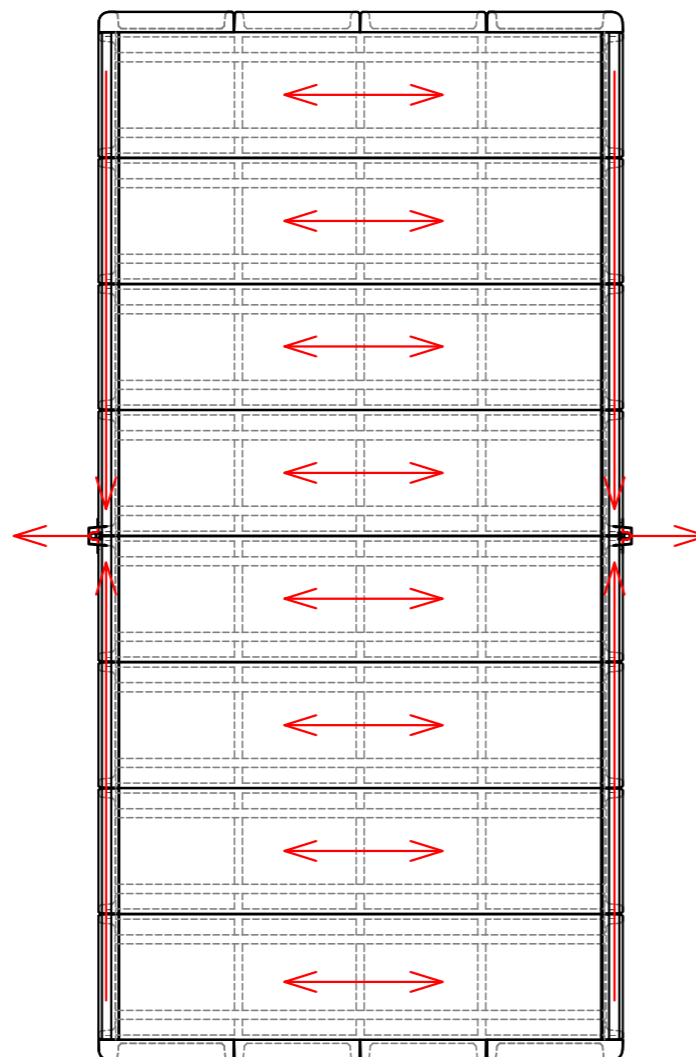


Nota: Ver corte transversal plano de desagües

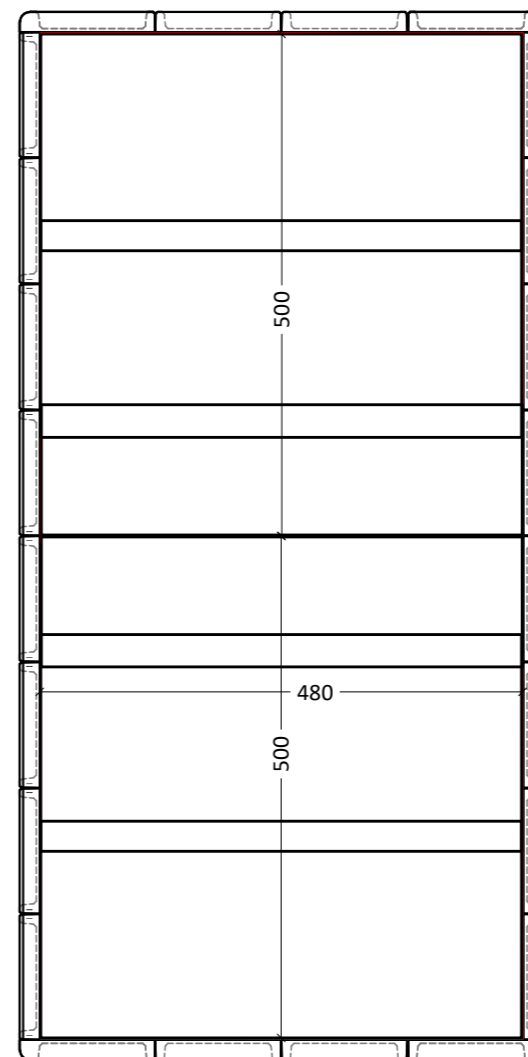
FACHADA LATERAL-CANALETAS



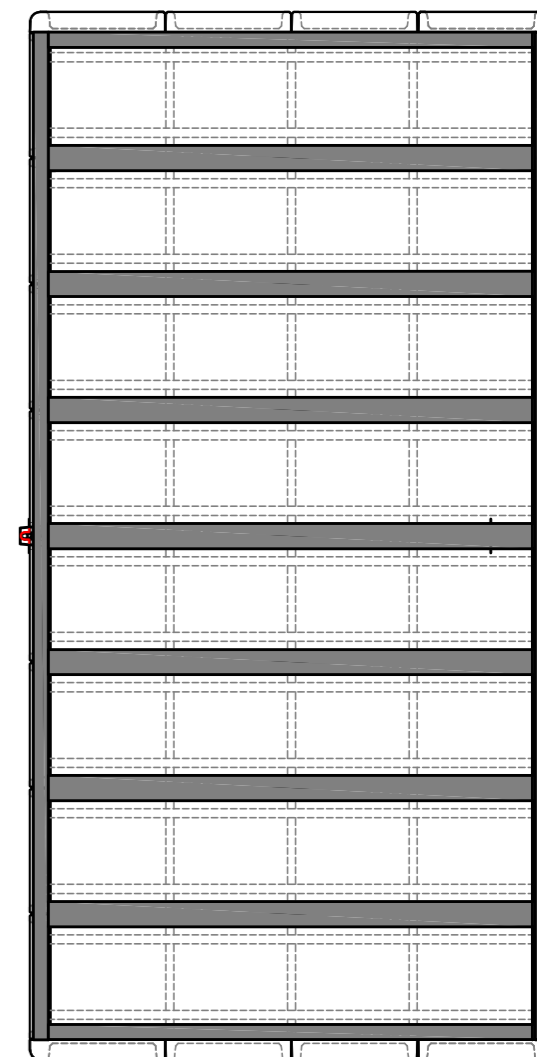
ESQUEMA DE DESAGÜE DE CUBIERTA



ESQUEMA DE PAVIMENTOS

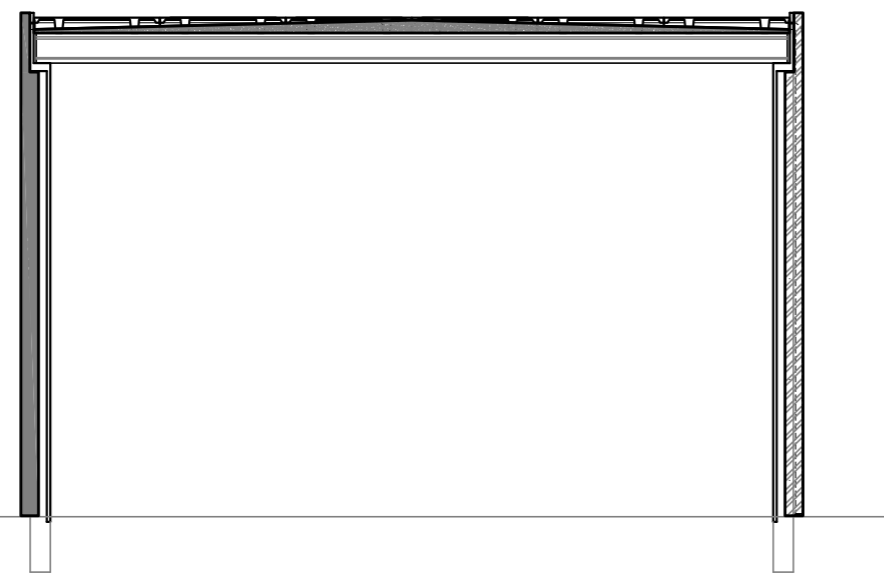
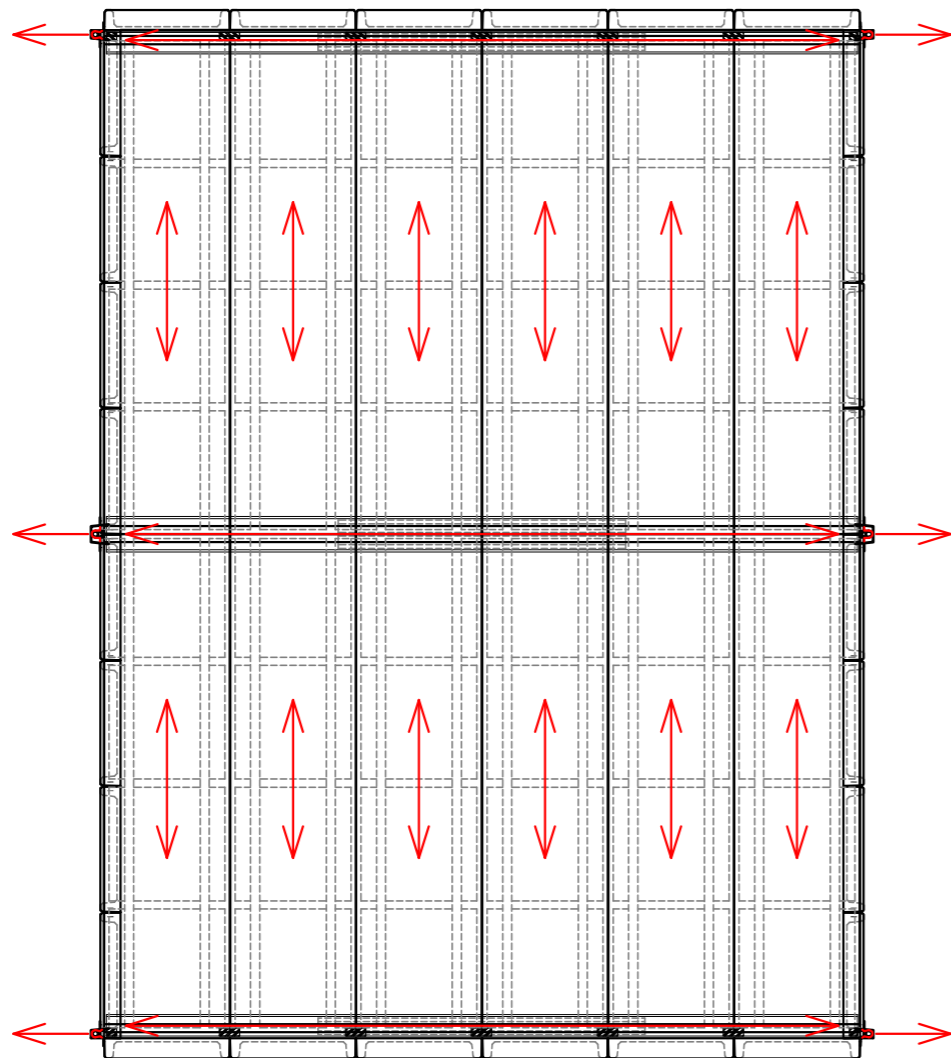


ESQUEMA DE REFUERZOS DE IMPERMEABILIZACIÓN DE CUBIERTA



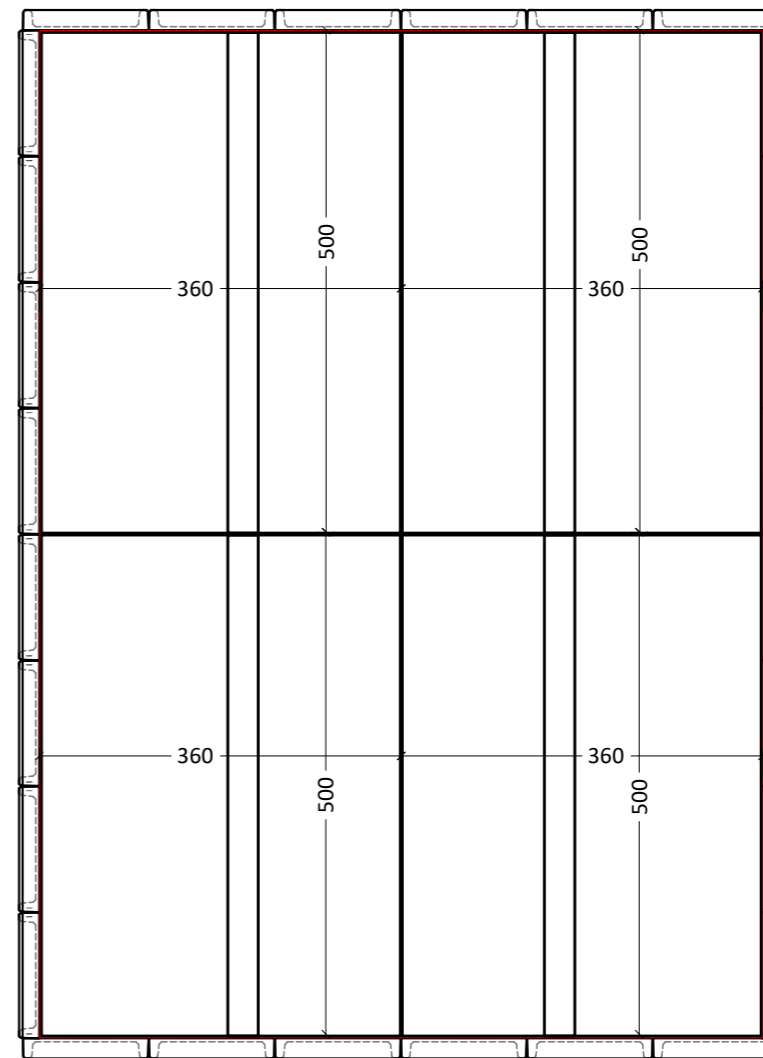
EN ROJO LAS DIVISIONES DE LOS PAÑOS
 SECTORES RECTANGULARES CON
 LA DISPOSICIÓN PROPUESTA DE MALLAS
 LOS RECORTES SOBRANTES SE
 CONSIDERAN PARA REFUERZOS
 CANTIDAD DE MALLAS: 6

ESQUEMA DE DESAGÜE DE CUBIERTA



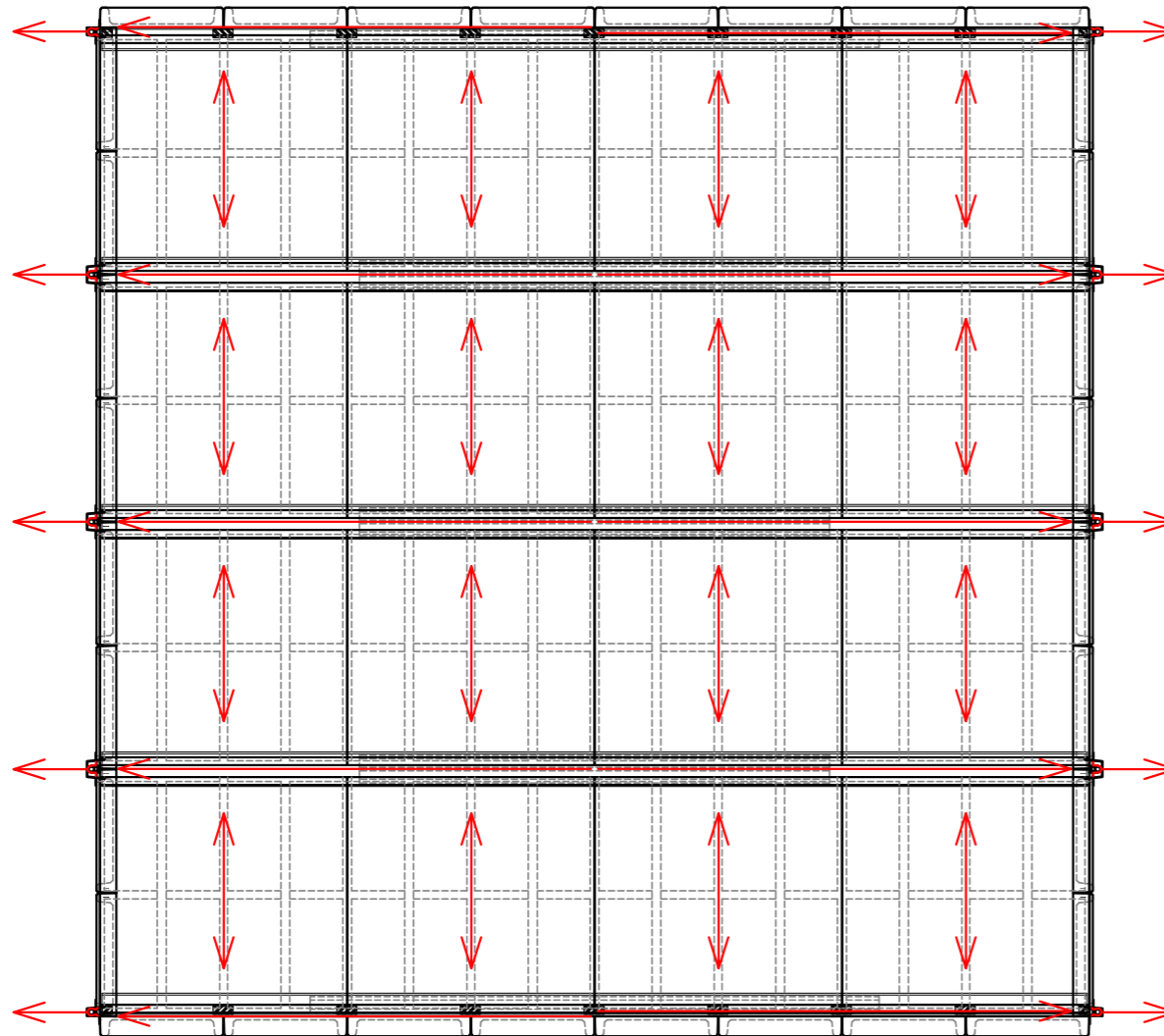
CORTE TRANSVERSAL CON CANALETA

ESQUEMA DE PAVIMENTOS

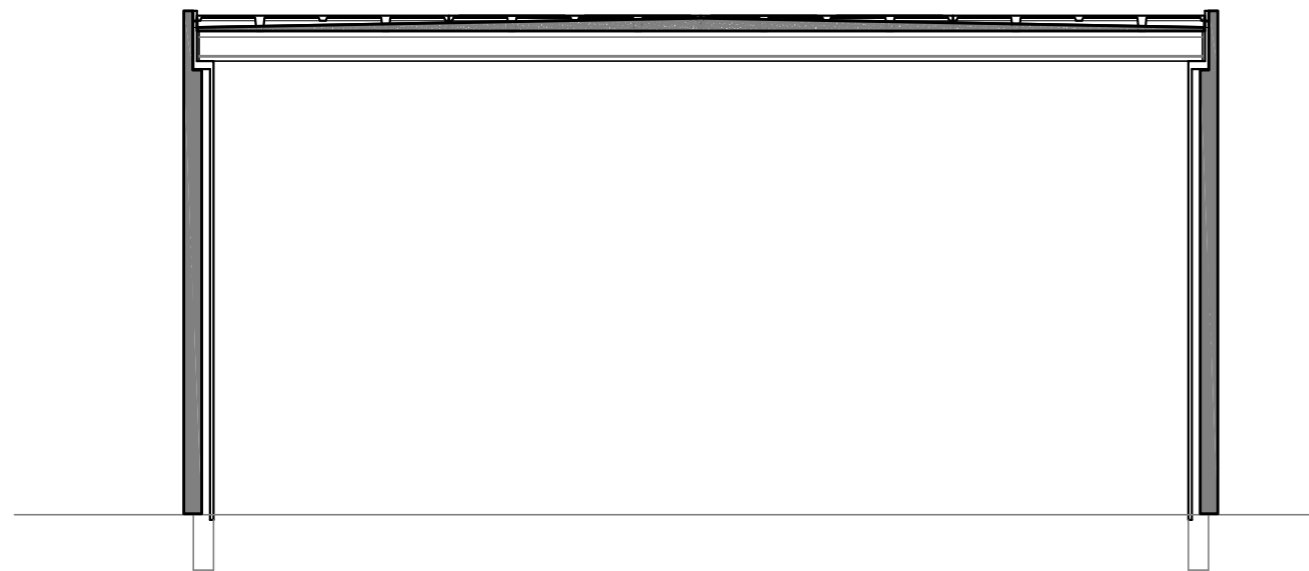
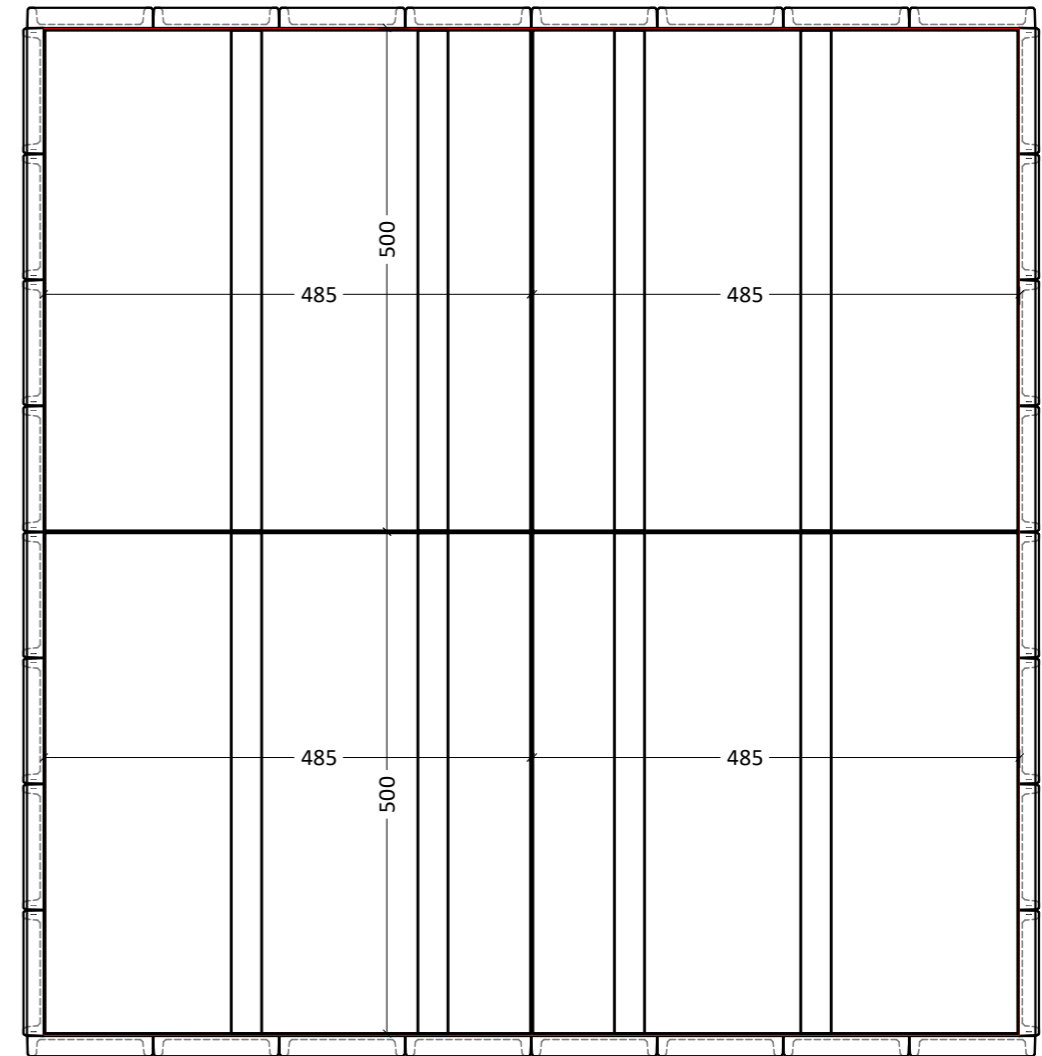


EN ROJO LAS DIVISIONES DE LOS PAÑOS
 SECTORES RECTANGULARES CON
 LA DISPOSICIÓN PROPUESTA DE MALLAS
 LOS RECORTES SOBRANTES SE
 CONSIDERAN PARA REFUERZOS
 CANTIDAD DE MALLAS: 8

ESQUEMA DE DESAGÜE DE CUBIERTA



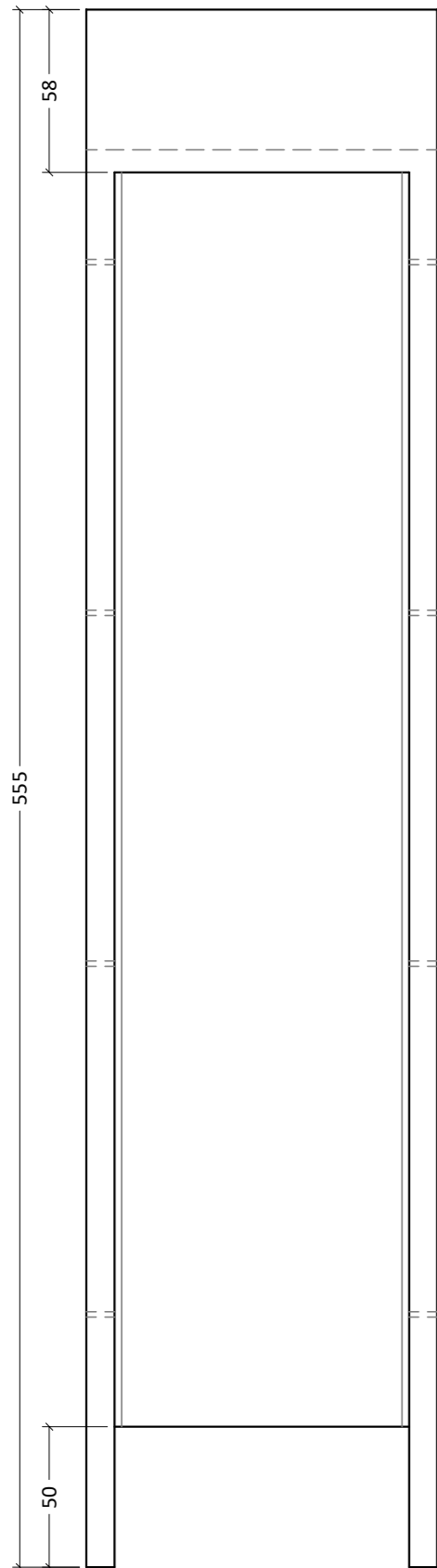
ESQUEMA DE PAVIMENTOS



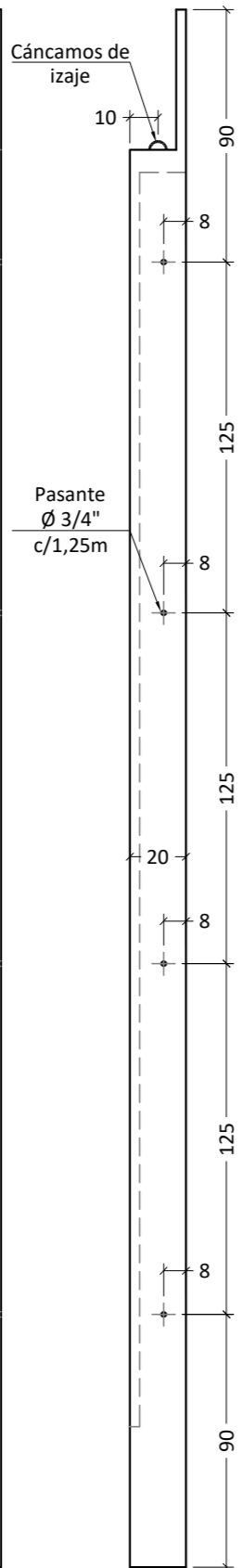
CORTE TRANSVERSAL CON CANALETA

EN ROJO LAS DIVISIONES DE LOS PAÑOS
 SECTORES RECTANGULARES CON
 LA DISPOSICIÓN PROPUESTA DE MALLAS
 LOS RECORTES SOBRANTES SE
 CONSIDERAN PARA REFUERZOS
 CANTIDAD DE MALLAS: 10

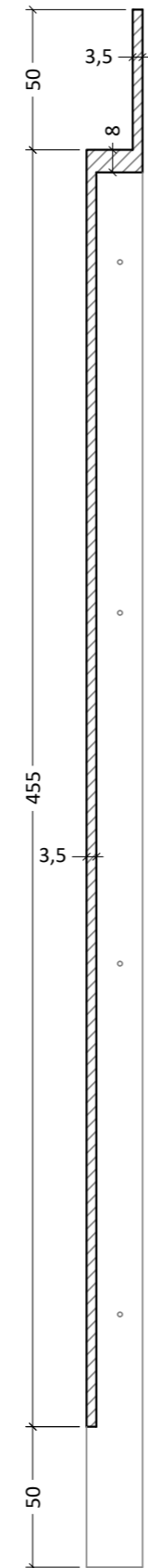
VISTA EXTERIOR
CARA COINCIDENTE
CON EL MOLDE



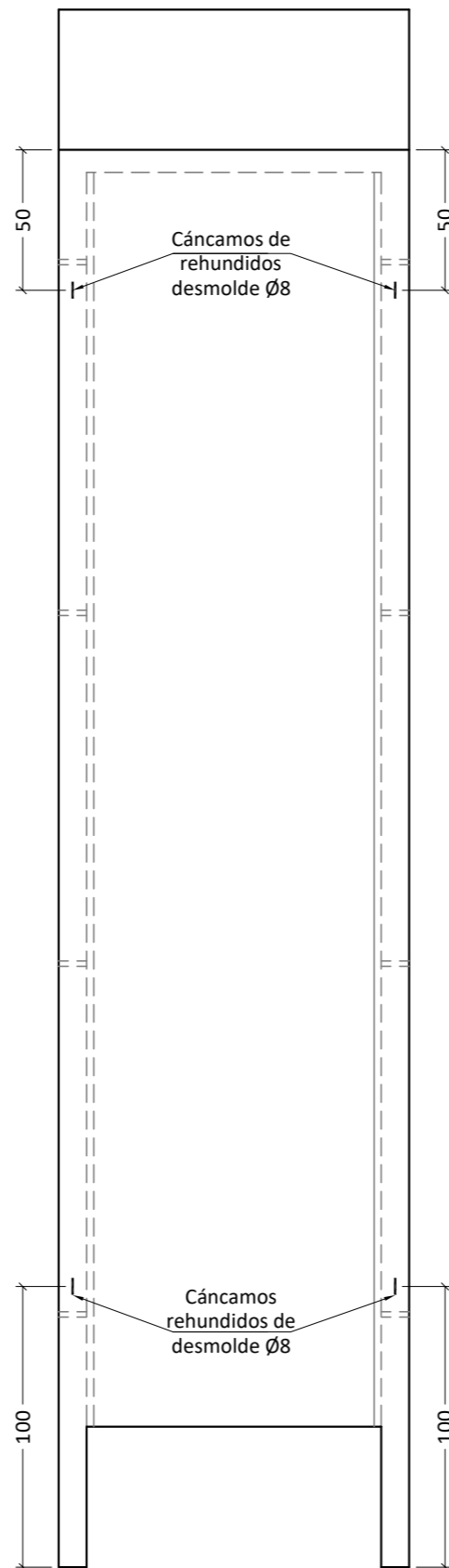
VISTA LATERAL



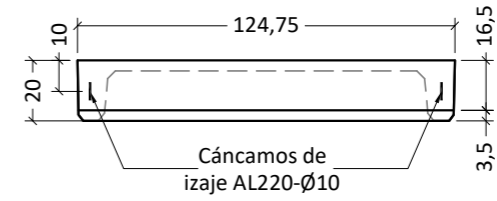
CORTE LONGITUDINAL



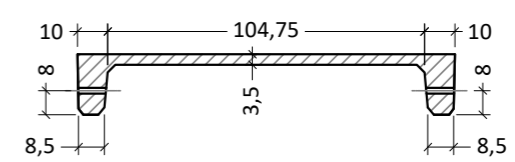
VISTA INTERIOR
CARA SUPERIOR DE
HORMIGONADO



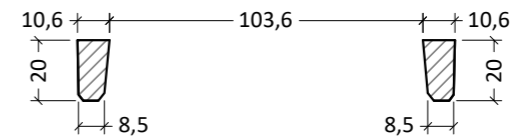
VISTA SUPERIOR



CORTE TRANSVERSAL-Sector placa

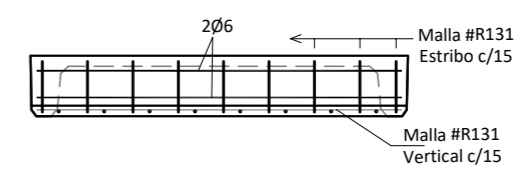


CORTE TRANSVERSAL-Sector patas

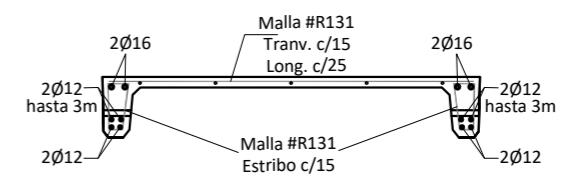


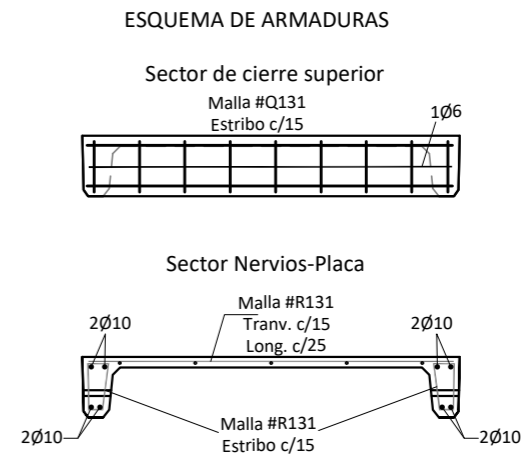
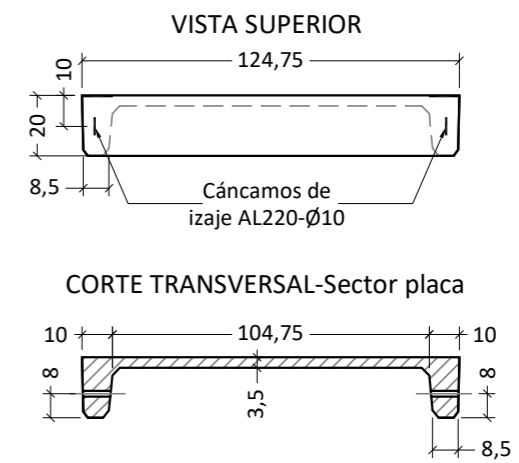
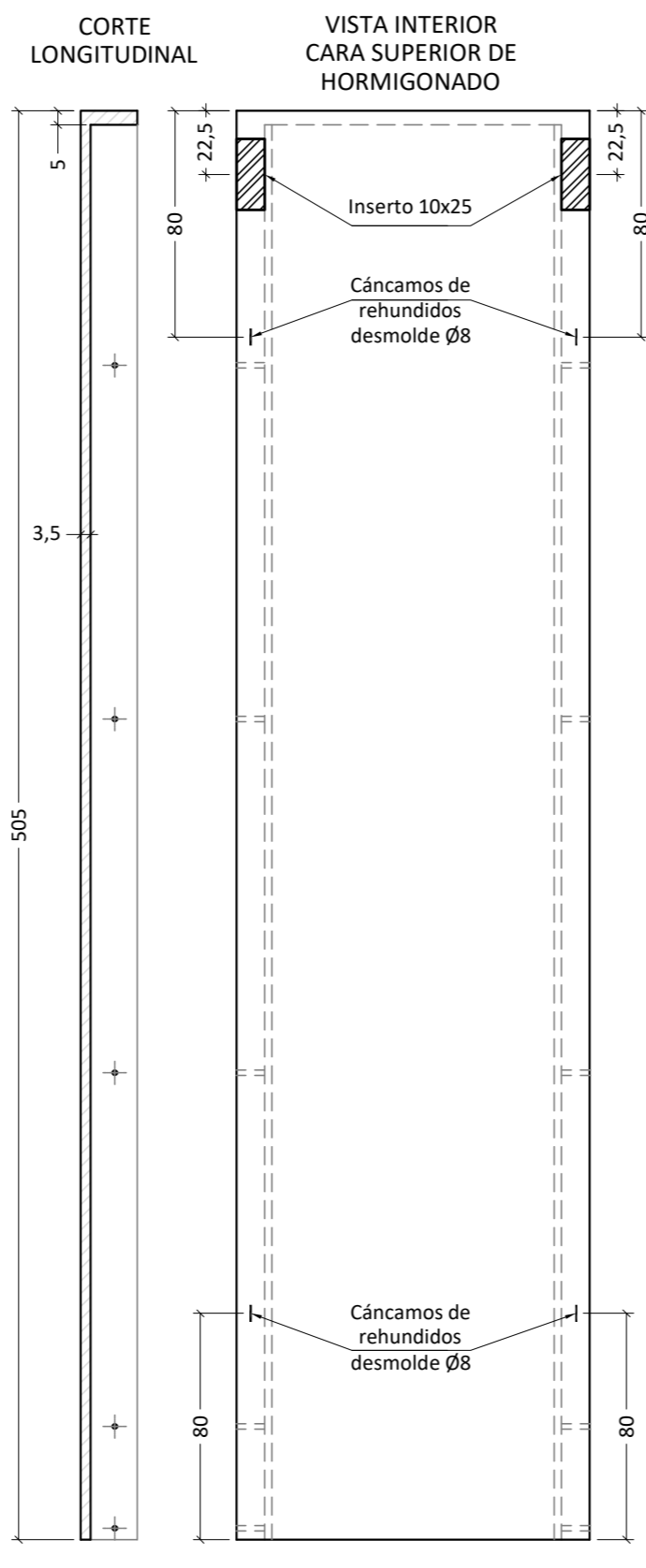
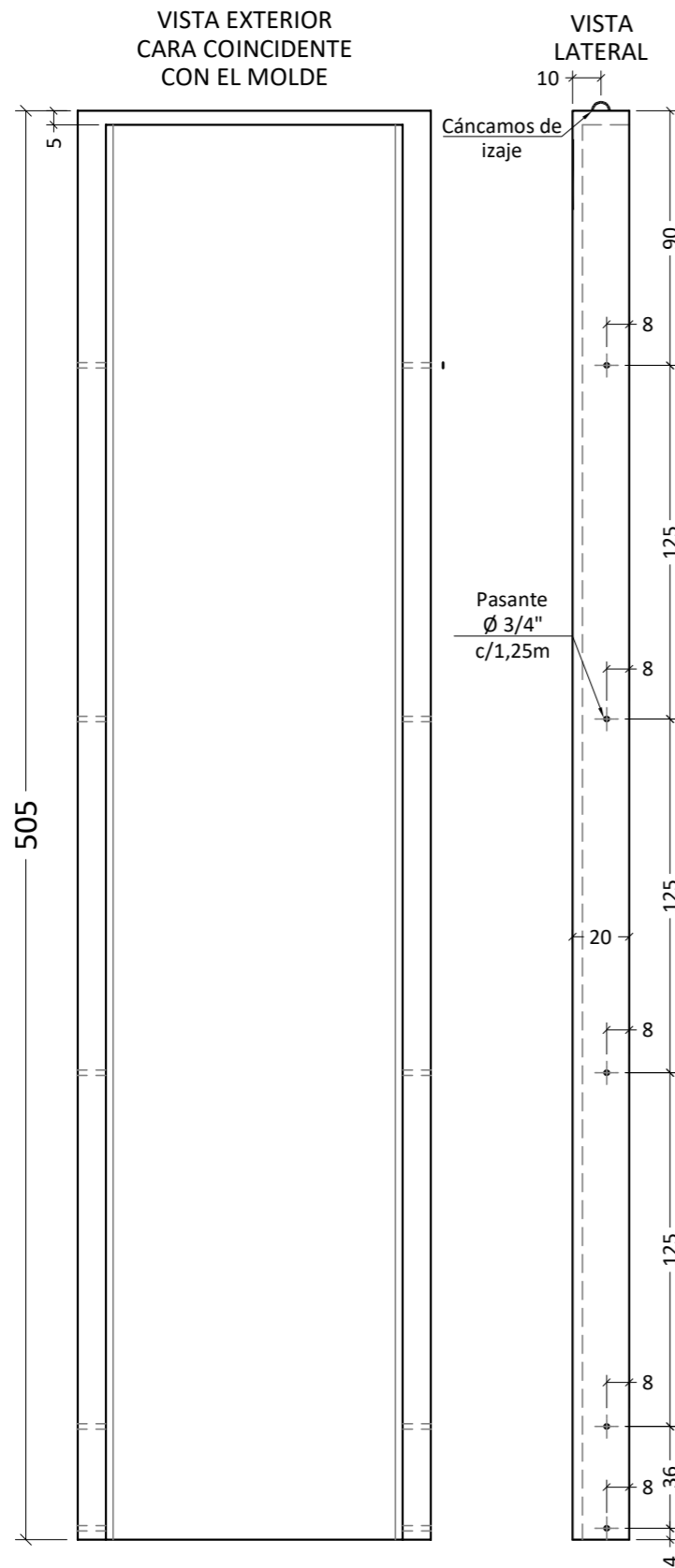
ESQUEMA DE ARMADURAS

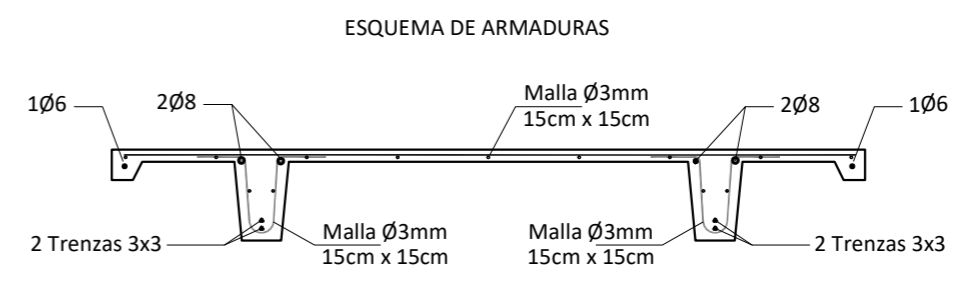
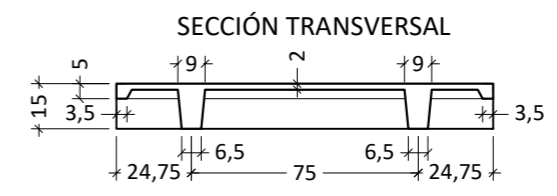
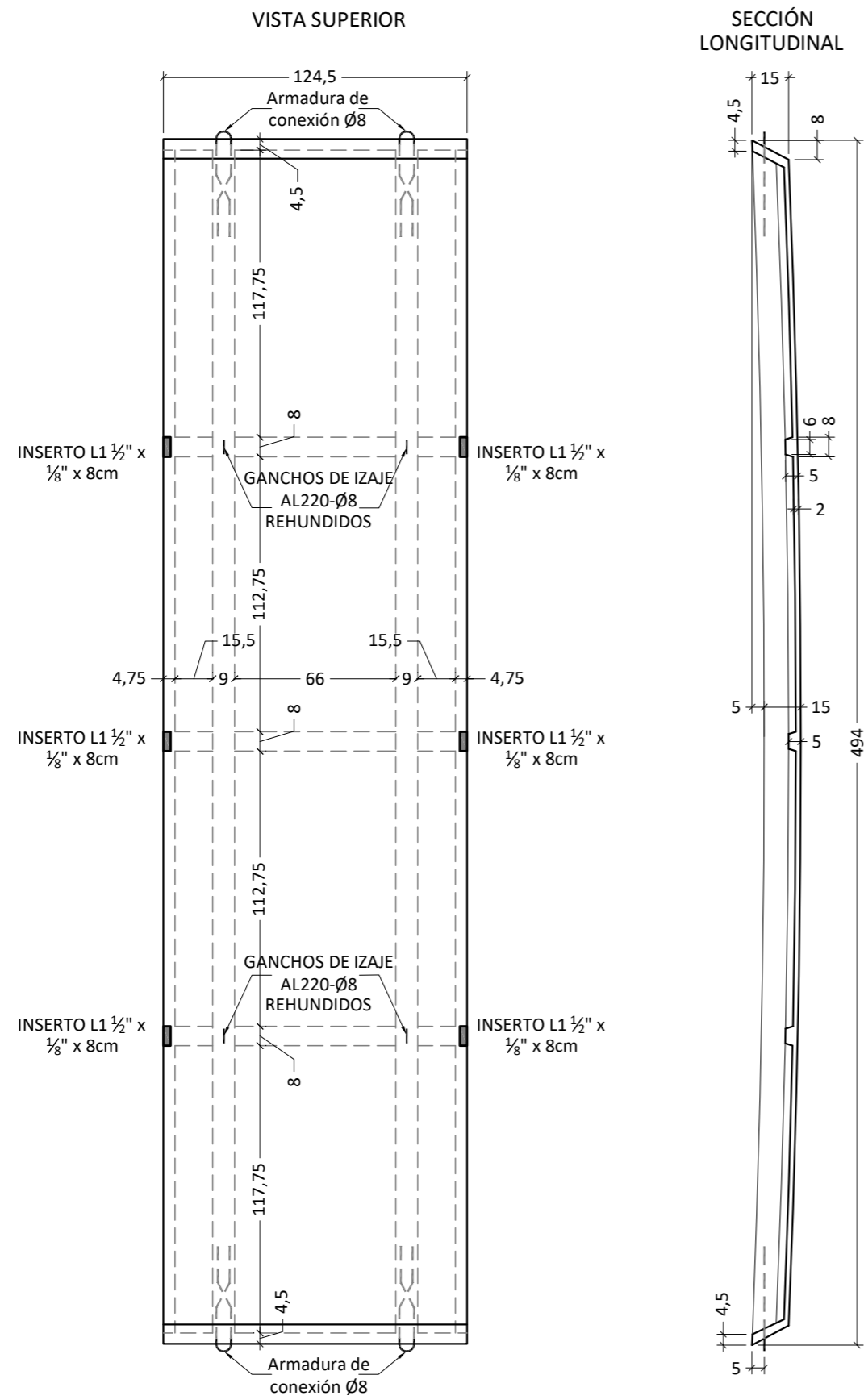
Sector Viga-Pantalla



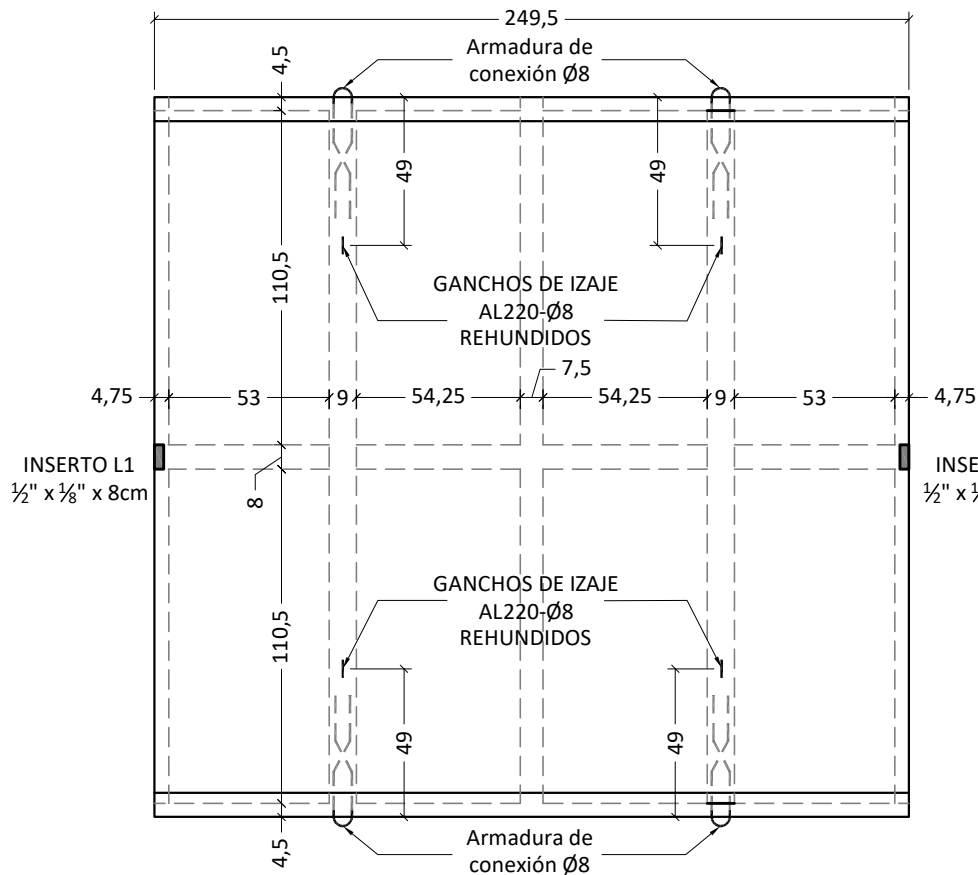
Sector Nervios-Placa



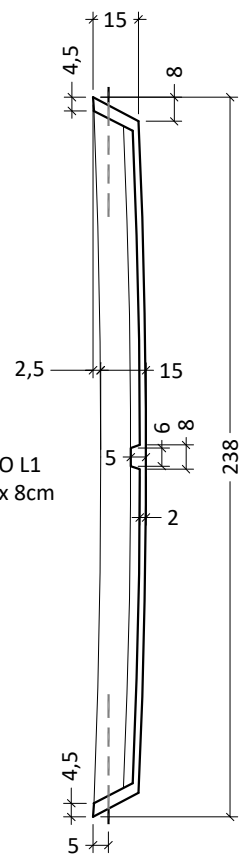




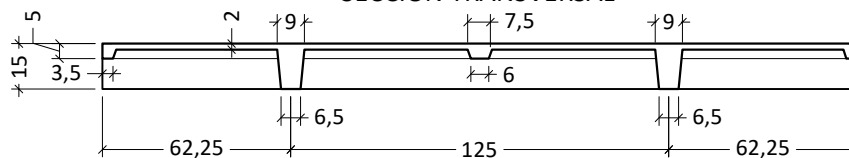
VISTA SUPERIOR



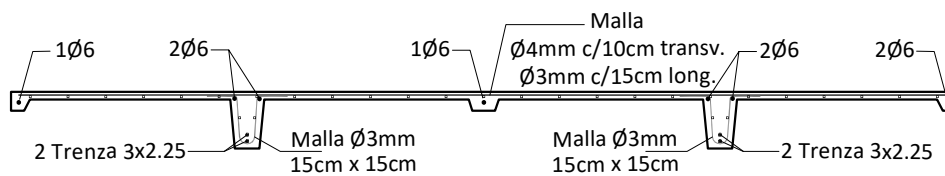
SECCIÓN LONGITUDINAL



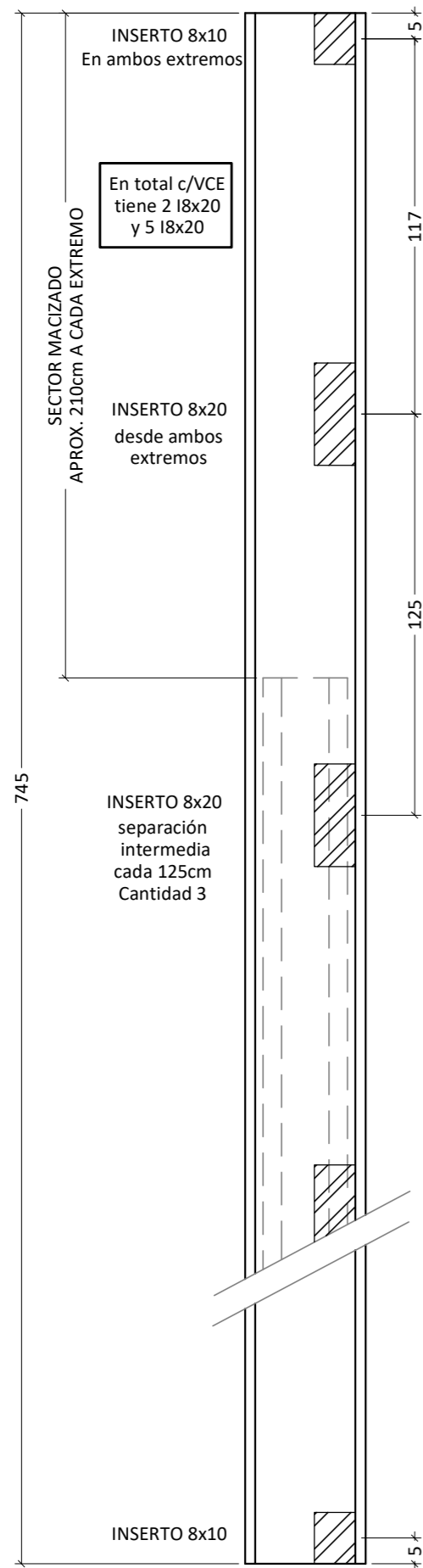
SECCIÓN TRANSVERSAL



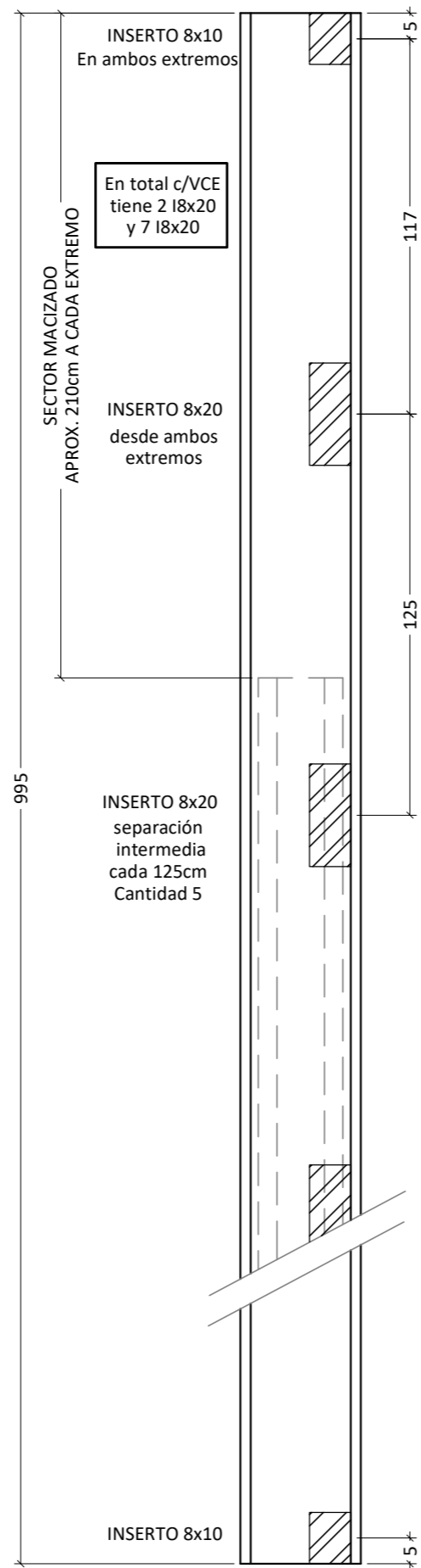
ESQUEMA DE ARMADURAS



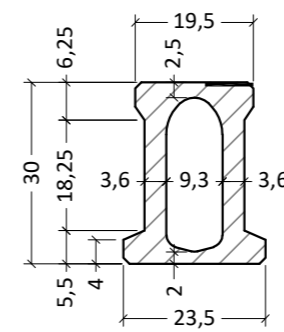
VISTA SUPERIOR VCE
(En este esquema las longitudes son esquemáticas)



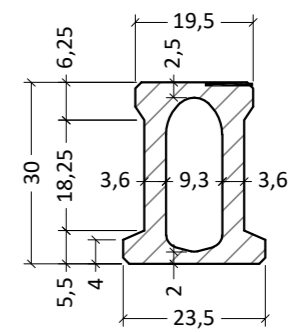
VISTA SUPERIOR VLE
(En este esquema las longitudes son esquemáticas)



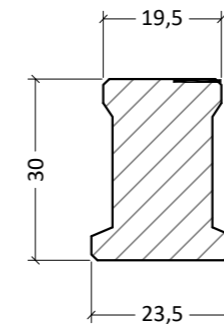
SECCIÓN VCE
ZONA AHUECADA CENTRAL
Área 323cm² - Long. 325cm



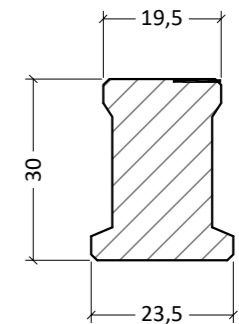
SECCIÓN VLE
ZONA AHUECADA CENTRAL
Área 323cm² - Long. 575cm



SECCIÓN VCE
ZONA EXTREMA MACIZADA
Área 542cm² - Long. 210cm desde c/extremo

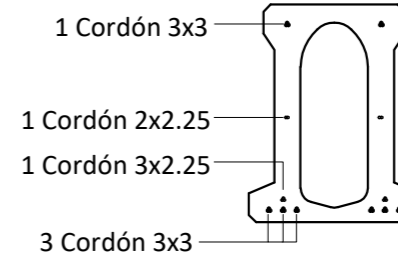


SECCIÓN VLE
ZONA EXTREMA MACIZADA
Área 542cm² - Long. 210cm desde c/extremo



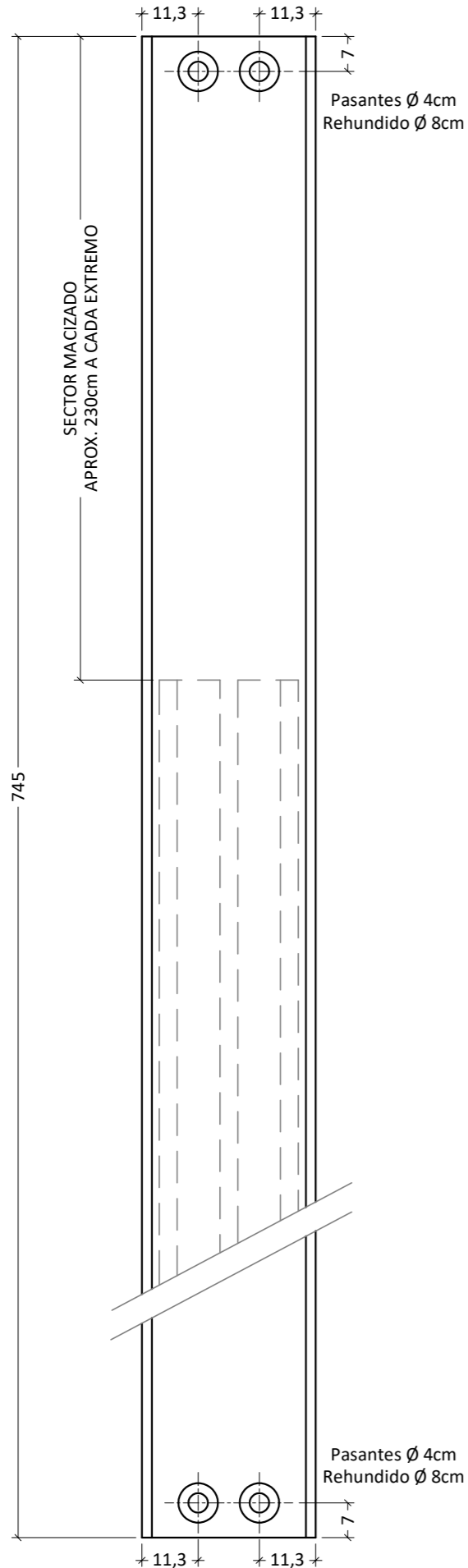
ESQUEMA DE ARMADURAS

Armadura por nervio

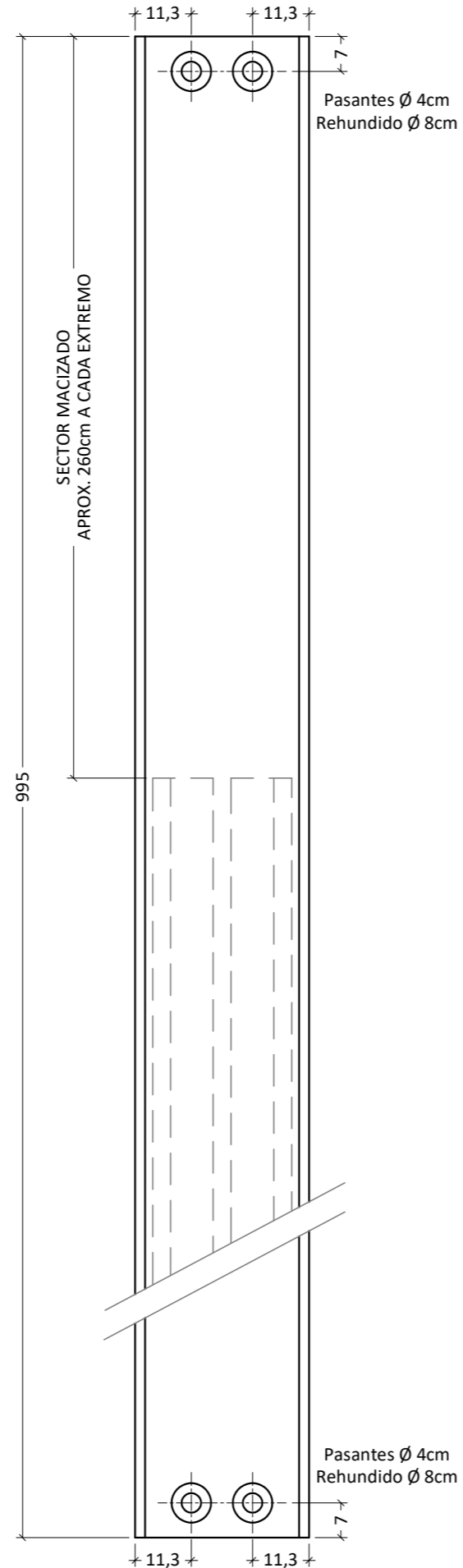


Se recomienda eslingar las vigas a una distancia igual 0,2Long. desde los extremos para el montaje y demás movimientos.

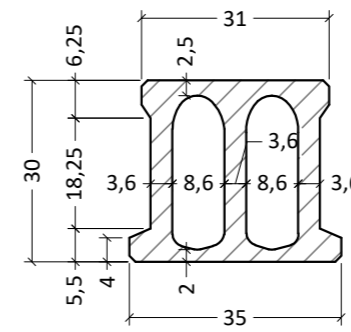
VISTA SUPERIOR VCI
(En este esquema las longitudes son esquemáticas)



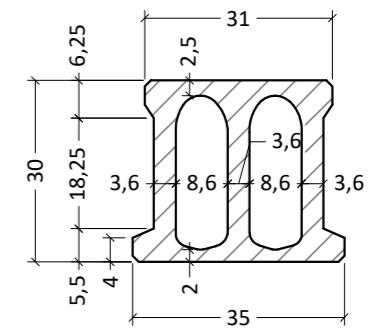
VISTA SUPERIOR VLI
(En este esquema las longitudes son esquemáticas)



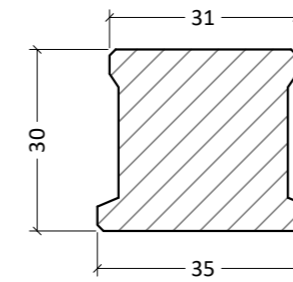
SECCIÓN VCI
ZONA AHUECADA CENTRAL
Área 480cm² - Long. 285cm



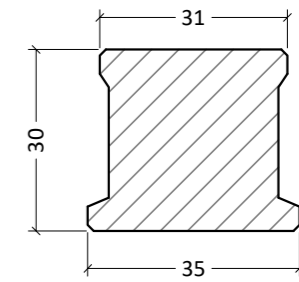
SECCIÓN VLI
ZONA AHUECADA CENTRAL
Área 480cm² - Long. 480cm



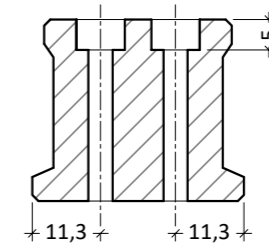
SECCIÓN VCI
ZONA EXTREMA MACIZADA
Área 886cm² - Long. 230cm desde c/extremo



SECCIÓN VLI
ZONA EXTREMA MACIZADA
Área 886cm² - Long. 260cm desde c/extremo

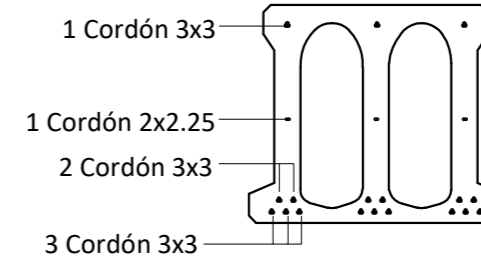


SECCIÓN
Extremo con pasantes



ESQUEMA DE ARMADURAS

Armadura por nervio



Se recomienda eslingar las vigas a una distancia igual 0,2Long. desde los extremos para el montaje y demás movimientos.