



Escola Politècnica Superior  
d'Edificació de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## **GRAU EN CIÈNCIES I TECNOLOGIES DE L'EDIFICACIÓ TREBALL DE FI DE GRAU**

**Programes de mobilitat "outgoing" (EPSEB)**

### **DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS QUE PROTEJAN Y FAVOREZCAN LA COCCIÓN DEL LADRILLO EN LINARES (CHILE)**

**Projectista/es:** Alberto Gutiérrez Ortiz

**Director/s:** Armando Durán Bustamante

**Convocatòria:** 2016

**Universitat d'acollida:** Universidad de Talca - Campus Curicó



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

**DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS QUE PROTEJAN  
Y FAVOREZCAN LA COCCIÓN DEL LADRILLO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CONSTRUCTOR

PROFESOR GUÍA: ARMANDO DURÁN BUSTAMANTE

ALBERTO GUTIÉRREZ ORTIZ

CURICÓ - CHILE

2016

## **DEDICATORIA**

A mi hermana Júlia, por haber sido mi ejemplo a seguir desde que empecé a estudiar en el colegio hasta la finalización de esta memoria.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi profesor guía Armando Durán Bustamante por darme la oportunidad de realizar mi tesis en la Escuela de Ingeniería en Construcción de Curicó; y a mis compañeros de clase Naroa Lucio y Albert Navarro por su apoyo durante la realización de la memoria.

## RESUMEN EJECUTIVO

En la presente memoria desarrollaremos el diseño de una estructura móvil prefabricada con la que proteger los hornos de cocción de ladrillo de las inclemencias del tiempo durante la época de otoño e invierno.

Abordaremos la historia y situación actual de la construcción prefabricada en Europa y en Chile, para decidir si el material principal de nuestra estructura será madera, metal o hormigón prefabricado; así como la situación actual de los hornos tradicionales de ladrillo de la comuna de Linares.

En el capítulo tercero estudiaremos el mecanismo de un puente grúa -en el que se basará nuestro diseño- y especificaremos los diferentes elementos que constituyen la solución propuesta del pórtico metálico así como las soluciones propuestas para los diversas tipologías de encuentros que se hallan en la estructura.

En el capítulo cuarto expondremos los cálculos y los detalles de las uniones atornilladas del alero y la cumbra, así como los valores del comportamiento mecánico de estas.

Finalmente se desarrolla el presupuesto de los materiales necesarios para la construcción del pórtico y se realiza un pequeño análisis de a qué tipo de productora de ladrillos le sería factible adoptar esta solución.

## ÍNDICE

	Página
Capítulo I: Introducción y objetivos	10
1.1 Introducción	10
1.2 Objetivos	11
1.2.1 Objetivo general	11
1.2.2 Objetivos específicos	11
Capítulo II: Marco Teórico	12
2.1 Primeros prefabricados en España y Europa	12
2.2 Primeros prefabricados en Chile	14
2.3 Sistemas prefabricados de Madera, Acero y Hormigón	16
2.4 Viguetas pretensadas y postensadas	18
2.5 Prefabricados industriales de hormigón armado	19
2.6 Prefabricados industriales metálicos	22
2.7 Puente grúa	23
2.8 Situación actual de los hornos tradicionales en Linares	25
2.9 Estado actual del sistema de acopio de ladrillos	27
2.10 Normativa aplicable	28
Capítulo III: Estructura Protectora para el horno	29
3.1 Esquema	30
3.2 Mecanismos	31
3.3 Características geométricas	32
3.4 Estudio y dimensionado de los perfiles	32
3.5 Pórticos metálicos	33
3.6 Cálculo del perfil	35
3.7 Rigidizadores	36
3.8 Rigidizadores del ala	37

3.9 Rigidizadores de la cumbrera	38
3.10 Soldaduras	38
3.11 Rigidez de la estructura - Tirantes	39
3.12 Tornillos	40
3.13 Uniones del alero	41
3.14 Uniones de cumbrera	41
3.15 Cimentación	41
3.16 Lona	42
3.17 Cables de acero	44
3.17.1 Cable de acero para rigidizar la estructura	46
3.17.2 Cable de acero para desplegar la lona	46
Capítulo IV: Cálculo de las uniones	47
4.1 Uniones de cumbrera	48
4.2 Uniones de alero	49
4.3 Unión de cumbrera con tornillos externos y rigidizador	50
4.4 Unión de alero con cartela	52
Capítulo V: Presupuesto de los materiales	54
Capítulo VI: Conclusiones	55
Bibliografía	56
Anexo I: Planos	58
Plano 1: Alzado transversal de la estructura	59
Plano 2: Alzado lateral de un pórtico	60
Plano 3: Planta de la estructura con el pórtico desplegado	61
Plano 4: Planta de la estructura con el pórtico replegado	62
Plano 5: Alzado longitudinal con el pórtico desplegado	63
Plano 6: Detalles de los encuentros del pórtico	64
Plano 7: Detalles de los apoyos del pórtico	65

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Título	Página
Figura 1	Primeras construcciones prefabricadas en España	12
Figura 2	<i>Jrushchovkas</i> - Tomsk (Siberia) 1953	13
Figura 3	Construcción KPD - Chile 1974	14
Figura 4	Diario La Estrella de Valparaíso	14
Figura 5	3D edificio KPD	15
Figura 6	Casa prefabricada de madera	16
Figura 7	Casa realizada con perfiles metálicos	17
Figura 8	Momentos flexionantes en viguetas pretensadas y postensadas.	18
Figura 9	Vigas pretensadas	19
Figura 10	Vigas pretensadas	20
Figura 11	Pilares pretensados	20
Figura 12	Pórticos prefabricados	20
Figura 13	Estructura industrial metálica	22
Figura 14	Puente grúa	23
Figura 15	Esquema puente grúa bi-rail	23
Figura 16	Esquema puente grúa mono-rail	24
Figura 17	Puente grúa pórtico	24
Figura 18	Puente grúa semi-pórtico	24
Figura 19	Puente grúa ménsula	24
Figura 20	Grúa de brazo giratorio	24
Figura 21	Producción de ladrillo en la comuna de Linares	26
Figura 22	Acopio de ladrillos ya cocidos	27
Figura 23	Esquema puente grúa	31
Figura 24	Perfiles metálicos	33



Figura 25	Tipos de pórticos simples	33
Figura 26	Modelos de comportamiento vigas-columnas	34
Figura 27	Tipos de rigidizadores	37
Figura 28	Unión con chapa frontal extendida	37
Figura 29	Unión de cumbrera con perfil y con chapa	38
Figura 30	Soldaduras en la cartela	39
Figura 31	Estructura rigidizada mediante cruz de San Andrés	39
Figura 32	Modelado 3D tornillos	40
Figura 33	Carro móvil del pórtico metálico	42
Figura 34	Lona poliéster+PVC con ollaos de acero inoxidable	43
Figura 35	Despiece de un cable de acero	45
Figura 36	Convenio de signos para momentos flectores en cumbrera y alero	47
Figura 37	Detalle de la unión de cumbrera	50
Figura 38	Detalle de la unión del alero	52

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Título	Página
Tabla 1	Perfiles utilizados según geometría del pórtico.	35
Tabla 2	Tipos de rigidizadores	36
Tabla 3	Resistencia plástica a flexión	48
Tabla 4	Unión de cumbrera con acero S275 - Momento resistente	48
Tabla 5	Uniones de alero con acero S275 - Momento resistente	49
Tabla 6	Momentos en la unión de cumbrera	51
Tabla 7	Momentos en la unión de alero	53
Tabla 8	Presupuesto de los materiales a utilizar	54
Tabla 9	Relación de material gráfico	58

# CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

## 1.1 Introducción

En la presente memoria analizaremos el proceso actual de producción de ladrillo tradicional de la comuna de Linares -una de las zonas con más producción de ladrillos artesanales- y desarrollaremos estructuras con las que proteger y mejorar el proceso de cocción del ladrillo.

Dicho proceso no ha evolucionado durante décadas, debido a diversos factores. Por un lado tenemos el hecho de que la normativa específica que hay vigente en Chile trata únicamente sobre el producto, acotando las medidas y características mecánicas que este debe tener y los ensayos que pueden y deben realizarse.

Por otro lado tenemos el hecho de que excepto dos compañías que se encuentran en la región metropolitana, estos se producen en zonas en las que en vez de haber un gran productor lo que tenemos son agrupaciones de muchos pequeños productores, los cuales no han invertido tiempo ni dinero en realizar mejoras sobre el proceso productivo al no contemplar que dichas mejoras puedan llegar a tener un efecto real sobre la pequeña producción que representan.

Aunque a simple vista pueda parecer que la producción de ladrillos no tiene incidencia en la construcción actual ya que en las ciudades se producen edificios de departamentos a base de estructuras de pilares y losas de hormigón armado y casas unifamiliares a base de estructuras de bloques de hormigón, losas y módulos prefabricados, en el ámbito rural un gran número de viviendas se siguen construyendo con paredes de carga y de cerramiento construidas con este tipo de ladrillos.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo general**

Diseñar una estructura móvil para proteger los ladrillos durante su proceso de cocción de las posibles inclemencias climatológicas.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Estudio de los antecedentes en construcción prefabricada.
- Indicar estado actual del proceso de cocción y sus medidas de protección mediante acciones ambientales.
- Indicar estado actual del sistema de acopio del ladrillo ya cocido.
- Desarrollar una estructura móvil con la cual poder proteger el ladrillo en su sitio de cocción habitual.
- Evaluar el proyecto económicamente.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1 Primeros prefabricados en España y Europa

La construcción prefabricada en España data de la segunda mitad del siglo XIX cuando se trata de estructuras metálicas, como por ejemplo la estación de Atocha, en Madrid, del arquitecto e ingeniero Alberto Palacio, y de la década de los 40 cuando se trata de estructuras de hormigón, en este caso edificios de viviendas en la periferia de las grandes ciudades para acoger el éxodo rural sucedido en la época de posterior a la guerra civil española.

En concreto la primera viga pretensada en España se fabrica el año 1945 y se empieza a comercializar bajo el nombre de Viguetas Freysssi (Figura 1).



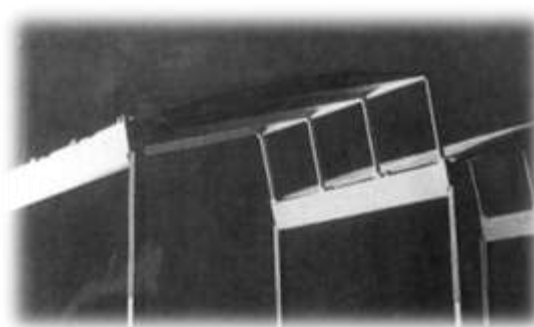
Cercha con viguetas pretensadas, España  
1950.



Ensayo de carga de viguetas pretensadas,  
España 1950.



Forjado con viguetas pretensadas, España  
1951.



Nave industrial prefabricada, España 1960

Figura 1: Fotografías de las primeras construcciones prefabricadas en España.

Fuente: Archivo histórico Grupo PACADAR

En el caso europeo el primer gran exponente de las estructuras metálicas son las columnas de fundición de hierro para la construcción de la Cámara de los Comunes en Londres (1706), y tras la primera revolución industrial (1840) se establece como método constructivo, es decir, pasa de ser únicamente realizado para edificios singulares a producirse en serie.

Se habían realizado muchas propuestas desde el principio de la revolución industrial, pero hubo que esperar a la reconstrucción global de ciudades después de la segunda guerra mundial para su desarrollo generalizado, ya que se tenía que construir mucho, rápido y barato. El proceso se alargó más de lo debido, y llegó hasta los años 60 y 70, reforzado por los grandes flujos de población de las zonas rurales a las ciudades.



Figura 2: *Jrushchovkas* - Tomsk (Siberia) 1953

Fuente: Wikipedia

La construcción prefabricada se extendió por toda Europa, pero con más intensidad en los países más industrializados o en los países del Este (Figura 2), y con mayor timidez en los países más calurosos, menos industrializados, y con mayor carga cultural e histórica. Como resultado, en los países del norte de Europa se creó una fuerte industria de construcción prefabricada, mientras que en el sur de Europa apenas progresó.

El gran problema de la prefabricación quizás haya sido que no ha tenido ocasión de evolucionar adecuadamente. Prácticamente se ha quedado en una etapa inicial, a pesar de que la tecnología actual permite realizar todo tipo de edificios, con altísima calidad, precio reducido, y con cualquier tipo de forma. La razón de este estancamiento se ha debido, fundamentalmente, al rechazo social que produce en parte por asociar ese tipo de viviendas a las carencias del régimen comunista de la Unión Soviética y por otro lado que en la mayoría de países la construcción prefabricada se introdujo solamente en las promociones de viviendas de protección oficial, asociándose entonces a viviendas de baja calidad y que carecían de infraestructuras.

## 2.2 Primeros prefabricados en Chile

El primer prefabricado metálico en Chile es un puente sobre el río Maipo y data del año 1869, 80 años después de que se construyera el primer puente metálico del mundo en Londres.

El primer sistema de prefabricados de hormigón en Chile fue KPD (Figura 3), un sistema de paneles prefabricados originario de Francia, donado por la Unión Soviética a Salvador Allende en el año 1972 (Figura 4) y que fue destinado al programa de vivienda social que el gobierno de la Unidad Popular empezaba a implementar. Después del golpe de Estado siguió utilizándose bajo las siglas VEP, pasando de ser una empresa estatal a ser de capital privado.



Figura 3: Construcción KPD - Chile 1974  
Fuente: Catálogo Diseño



Figura 4: Diario La Estrella de Valparaíso

La historia del KPD se divide en 3 décadas:

Década de los 50: Los edificios hechos con paneles se empiezan a esparcir por Europa del Este. Las denominadas Unidades Habitacionales Khrushchyovka, en la URSS, dieron acogida a millones de personas después de la Segunda Guerra Mundial. Se estima que unos 170 millones de departamentos han sido construidos usando este modelo de prefabricación de marcado sello socialista, aunque los soviéticos compraron la patente al francés Raymond Camus, que había ideado el sistema en el año 1948.

Inicio de los 60: Antes de Chile, los paneles llegaron a Cuba, después de las crisis de los misiles y tras el huracán Flora. Los cubanos adaptan los paneles al calor de la isla y los hacen más livianos, para economizar cemento. Por eso su forma cóncava en el exterior.

Años 70: Tras el terremoto de Chile en el año 1971 la Unión Soviética se decide a donar una fábrica KPD para solucionar la crisis habitacional. Tras el estudio del sistema constructivo y su posterior adaptación para las condiciones climatológicas y sísmicas de Chile se comienza la fabricación de los paneles (Figura 5) a principios del año 1973 en una fábrica establecida en El Belloto, en la V región. En Septiembre de ese año vino el Golpe Militar, enemigo ideológico del gobierno anterior, y la fábrica paso a ser de capital privado, cambiándole el nombre a VEP: Vivienda Económica Prefabricada.



Figura 5: 3D edificio KPD  
Fuente: [www.plataformaarquitectura.cl](http://www.plataformaarquitectura.cl)



### 2.3 Sistemas de prefabricación de viviendas a base de madera, acero y hormigón armado

La construcción prefabricada en Europa se basa fundamentalmente en el uso de tres materiales concretos: la madera, el acero y el hormigón armado.

La construcción industrializada basada en la madera ha tenido un auge tremendo en la última década, sobre todo, debido al elevado costo de venta de las actuales viviendas. El costo medio de la construcción de viviendas habituales ronda los 1.000 euros/m<sup>2</sup> en España y una construcción prefabricada de madera supone unos 600 euros/m<sup>2</sup>. Además, aprovechándose del carácter mueble de este tipo de construcciones, y un vacío legal, mucha gente decide construir por iniciativa propia en terrenos de su propiedad. Se construyen unas 5.000 viviendas al año (Figura 6).



Figura 6: Casa prefabricada de madera  
Fuente: casamadera.info

La construcción industrializada y prefabricada basada en módulos y perfilaría de acero tiene una incidencia mayor en el mercado -unas 12.000 viviendas al año-. Sin duda, este hecho se debe a la percepción social de que la construcción en acero es más robusta y duradera que la construcción en madera.

La construcción prefabricada metálica se extiende todavía más en otros tipos de edificios como colegios, hoteles, gasolineras, y edificios administrativos. El secreto de este crecimiento explosivo se debe a que este tipo de construcción puede llegar a ser un 30 % más económica que la convencional, y los plazos de construcción pueden dividirse por tres (Figura 7).



Figura 7: Casa realizada con perfiles metálicos.

Fuente: CINTAC

Sin embargo, los sistemas de industrialización y prefabricación más extendidos se basan en la utilización del hormigón armado, sobre todo en España -que supone casi el 10 % del mercado de hormigón de toda Europa-.

La prefabricación a base de hormigón armado ofrece muchísimas posibilidades que no tienen otros materiales, es más robusta, más resistente al fuego, con mayor aislamiento acústico, con mayor inercia térmica, más económica, y más ecológica.

## 2.4 Viguetas pretensadas y postensadas

Hay dos maneras por las que se puede pre-esforzar un elemento estructural, el pretensado y el postensado.

El término pretensado se utiliza para describir el método de pre-esfuerzo en el cual los cables se tensan antes de verter el hormigón. Se requiere de anclajes y moldes -bloques de hormigón enterrados en el suelo- que sean capaces de soportar el total de la fuerza de pre-esfuerzo durante el vertido y curado del hormigón antes de cortar los cables y que la fuerza pueda ser transmitida al elemento. Sus principales características son que el anclaje se da por adherencia, la acción de presfuerzo es interna, el acero tiene trayectorias recta y las piezas que se fabrican son generalmente de apoyos simples.

El postensado es el método de pre-esfuerzo que consiste en tensar los cables y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el hormigón ha fraguado y alcanzado la resistencia necesaria. Sus principales características son que el anclaje requiere de dispositivos mecánicos, la acción del presfuerzo es externa, la trayectoria del acero puede ser recta o curva y que permite fabricar piezas para apoyos simples o continuos (Figura 8).

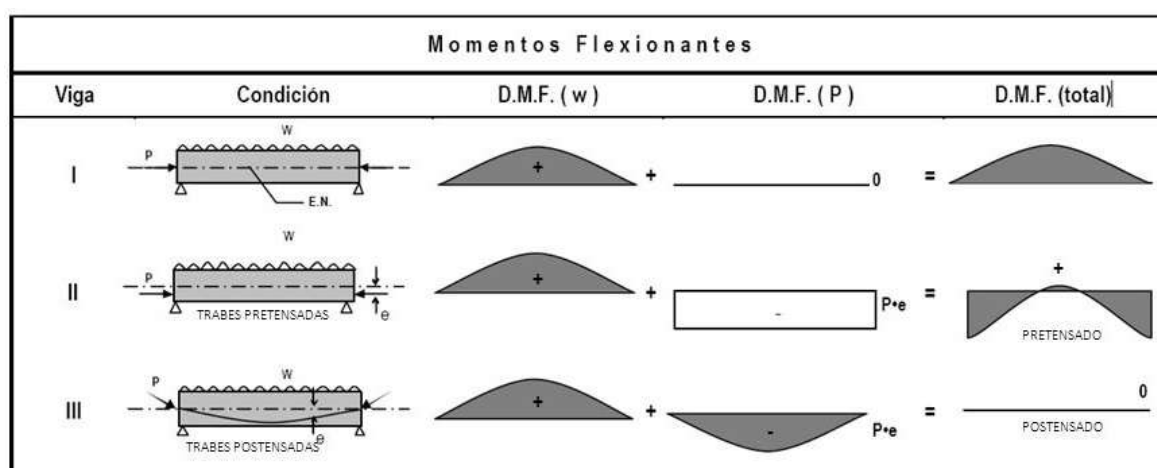


Figura 8: Momentos flexionantes en viguetas pretensadas y postensadas.

## 2.5 Prefabricados industriales de Hormigón Armado

*"Tras el terremoto del 27F, se pudo constatar el excelente comportamiento general de las estructuras prefabricadas de hormigón. No obstante, es necesario mencionar las aplicaciones que presentaron algún tipo de falla, las que estuvieron concentradas en pasarelas viales y paramentos verticales de naves industriales.*

*En el primer caso, los problemas se originaron por desplazamientos de las vigas y una deficiente técnica de anclaje, esto principalmente visto en las obras construidas posterior al año 2000 en donde el método de diseño fue provisto por la práctica internacional, a lo que el Ministerio de Obras Públicas respondió sugiriendo nuevas especificaciones técnicas, tales como la continuidad de las vigas y el alargamiento de longitudes de anclajes en las cepas, volviéndose al sistema tradicional de diseño.*

*Sobre los daños en paramentos verticales, al respecto la industria automáticamente mejoró los sistemas de anclajes o conexiones que no tuvieron un buen desempeño, sin tener estas mejoras un impacto económico en la solución en general. Además se mejoraron los diseños en algunos sistemas de arriostramientos, pero que en general estos problemas no comprometían la integridad de las estructuras."(1) (Figuras 9 a 12).*



Figura 9: Vigas pretensadas

Fuente: Tensacon.cl

(1) Revista *Hormigón al día* - n° 52 - Noviembre 2012



Figura 10: Vigas pretensadas - Fuente: Tensocret.cl



Figura 11: Pilares pretensados - Fuente: Tensocret.cl



Figura 12: Pórticos prefabricados - Fuente: Tensacon.cl

El método tradicional de construcción in situ de estructuras de hormigón armado tiene la gran desventaja de la dependencia lineal entre todas y cada una de las tareas a ejecutar. La ejecución de las cimentaciones precede la construcción de las columnas, y a éstas la construcción de los elementos principales de carga y cubierta. De tal forma que no es posible realizar al unísono, en las construcciones in situ, las distintas tareas que componen este tipo de construcción.

Sumado a este rígido principio de organización de obra, la escasez de madera, impulsó extraordinariamente el desarrollo de la técnica de la construcción prefabricada en las Obras Industriales.

Los avances tecnológicos en todos los órdenes, exigen cada día construcciones de más complejidad y con mayores requerimientos, además de un proceso constructivo rápido, cosa que no es posible con el nivel de desarrollo de la técnica de construcción de los elementos in situ para dar respuesta a esas exigencias.

He ahí, a grandes rasgos las causas fundamentales que han propendido al amplio desarrollo de los prefabricados en las estructuras de hormigón armado en las construcciones industriales.

Algunos autores creen que la razón primordial del desarrollo de la prefabricación del hormigón, armado o pre/post-tensado, han sido la escasez de madera y la gran necesidad que de ella se tiene en las construcciones de hormigón. Esto, sumado a que la madera no se incorpora a la construcción realizada, sino que sólo se utiliza provisionalmente como falsa obra para propiciar el vaciado del hormigón perdiendo gran parte de su valor y posibilidad de utilización en otros elementos constructivos.

En las construcciones de hormigón armado intervienen como materiales de uso común el acero, el hormigón y la madera. Los costos de cada uno de estos materiales analizados globalmente y utilizando una misma referencia, dan valores aproximadamente iguales por volúmenes.

En el prefabricado, los costos del encofrado son sólo de 10% del valor total de la construcción, de ahí, que sobre este origen y en base a esta extraordinaria diferencia entre uno y otro sistema, en lo que a costos se refiere, sea la razón más importante para el desarrollo de la técnica de construcción de hormigón armado prefabricada.

En general podemos decir que esta técnica permite la realización de las distintas tareas que componen una construcción al unísono, posibilita la introducción en la construcción de algunos principios de la producción industrial, como la producción en serie; tiende a resolver el problema de la industrialización de la construcción y en síntesis, mejora la organización del trabajo de construcción aumentando a la vez la productividad.

## 2.6 Prefabricados industriales metálicos

Las estructuras metálicas, al igual que los prefabricados de hormigón, son cada vez más utilizadas ya que permiten una ejecución rápida y eficaz de las obras, siendo a la vez más económicas ya que requieren menor cantidad de mano de obra.

Las construcciones ejecutadas con estructuras metálicas permiten luces mayores, siendo especialmente interesantes para comercios e industrias donde se requieren edificios sin pilares intermedios, así como para edificios de grandes alturas sin tener que recurrir a pilares excesivamente gruesos, evitando así ocupar espacios importantes.

El mercado de estructuras metálicas está muy diversificado, siendo muy importantes la edificación en altura, las naves industriales y cubiertas (Figura 13) y las estructuras para grandes bienes de equipo -centrales térmicas, nucleares, soportes de hornos y silos, etc.-.



Figura 13: Estructura industrial metálica

Fuente: [www.poch.cl](http://www.poch.cl)



## 2.7 Puente grúa

Un puente-grúa, es un tipo de grúa que se utiliza en fábricas e industrias, para izar y desplazar cargas pesadas, permitiendo que se puedan movilizar piezas de gran porte en forma horizontal y vertical. Un puente-grúa se compone de un par de rieles paralelos ubicados a gran altura sobre los laterales del edificio con un puente metálico -viga- desplazable que cubre el espacio entre ellas. El guinche, el dispositivo de izaje de la grúa, se desplaza junto con el puente sobre el cual se encuentra; el guinche a su vez se encuentra alojado sobre otro riel que le permite moverse para ubicarse en posiciones entre los dos rieles principales.

A diferencia de las grúas móviles o de construcción, los puentes-grúa son utilizados por lo general en fábricas o galpones industriales estando limitados a operar dentro del galpón o nave industrial donde se encuentran instalados (Figura 14).

El uso de este tipo de grúa se aplica en la industria del acero, para mover productos terminados, tal como, bobinas, caños y vigas, tanto para su almacenamiento, como para la carga a los transportes convenientes.

En la industria subsidiaria del cemento, para facilitar la fabricación de caños, postes, vigas, entre otros productos de gran peso y volumen. También se utiliza en las industrias papeleras y del automóvil (Figuras 15 a 20).



Figura 14: Puente grúa  
Fuente: Logismarket.es



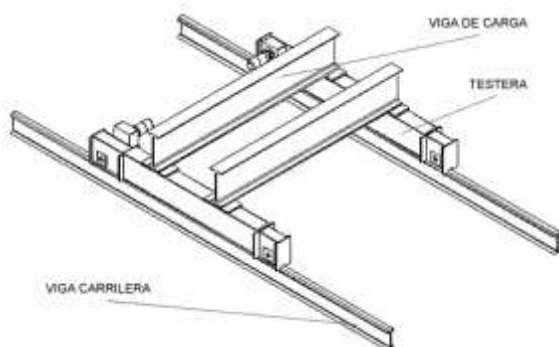


Figura 15: Esquema puente grúa bi-rail

Fuente: [www.forvis.com.ar](http://www.forvis.com.ar)

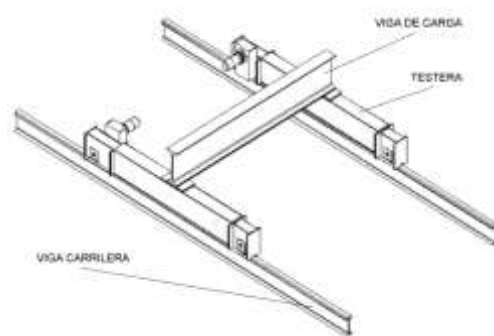


Figura 16: Esquema puente grúa mono-rail

Fuente: [www.forvis.com.ar](http://www.forvis.com.ar)

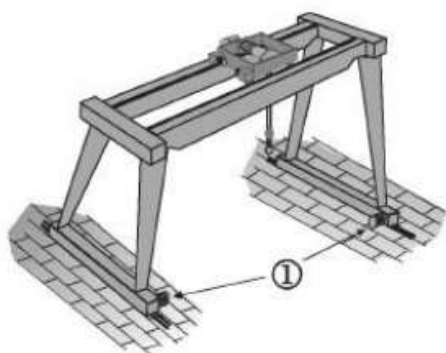


Figura 17: Puente grúa pórtico

Fuente: UC3M Commons

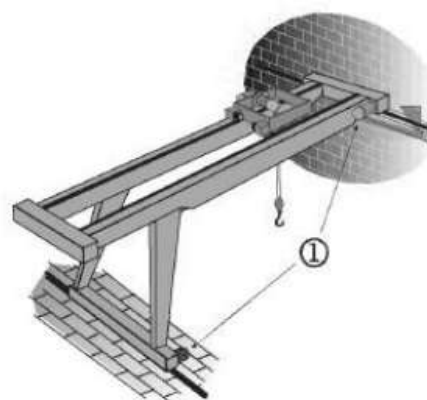


Figura 18: Puente grúa semi-pórtico

Fuente: UC3M Commons



Figura 19: Puente grúa ménsula

Fuente: UC3M Commons



Figura 20: Grúa de brazo giratorio

Fuente: UC3M Commons

## **2.8 Estado actual de los hornos de ladrillos de la comuna de Linares**

En la comuna de Linares es donde se concentran la mayor parte de los productores de ladrillos tradicionales de la región de el Maule. La principal característica de este "clúster" de producción de ladrillos es que no se encuentran grandes plantas de producción, sino que hay un conglomerado de pequeños productores, aproximadamente medio centenar, que producen del orden de 80.000 ladrillos mensuales; suponiendo una sola pirámide de cocción.

En la mayoría de casos estos productores realizan todas las tareas -preparación, cocción y acopio- al aire libre en parcelas de su propiedad, sin llevar a cabo ensayos, controles de calidad ni seguir un protocolo concreto de protección de los ladrillos ya cocidos y listos para su venta (figura 21).

El proceso de producción es considerablemente lento ya que todos sus pasos se realizan manualmente siguiendo el método tradicional. Primero de todo hay que preparar la arcilla con buena materia prima -arcilla arenosa, por ejemplo, no produce un buen ladrillo-. Se saca la arcilla del pozo en el que se ha preparado con agua en carretillas, y se traslada a la zona de elaboración donde se da forma a los ladrillos uno a uno manualmente.

Una vez hechos los bloques y secados al Sol por un tiempo, se apilan en una pirámide de alrededor de 40.000 ladrillos. La pirámide tiene unos túneles que se llenan con leña encendida y por donde pasará el viento que ayudará a avivar las llamas y dar tiraje para su buen cocimiento, ayudado por cuescos de ciruela y durazno, que ayudan a concentrar el calor.

Una semana después de la cocción la pirámide se enfría completamente. En ese momento, el trabajo final está a la vista y se obtiene un ladrillo firme, duro y resistente a las inclemencias climáticas.

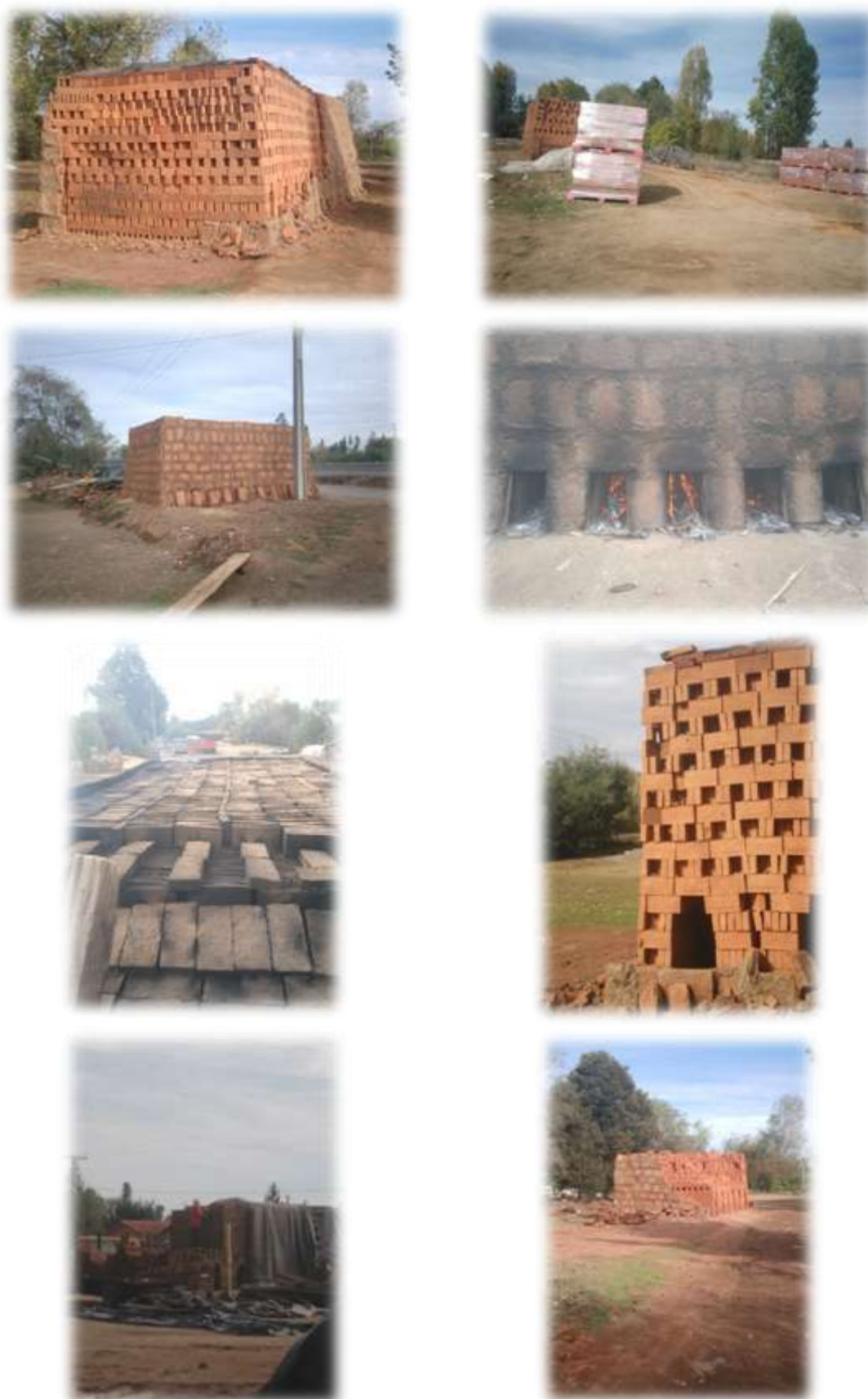


Figura 21: Imágenes de la producción de ladrillo en la comuna de Linares.

Fuente: Elaboración propia

## 2.9 Estado actual del sistema de acopio de ladrillos en la comuna de Linares

En todos los casos visitados, el acopio de los ladrillos una vez extraídos de la pirámide que se construye a modo de horno, se realiza en el mismo recinto a la intemperie, estando así expuestos a los factores climáticos.

La única precaución que se toma es que al apilarlos se depositan sobre lonas que los protegen de la humedad por capilaridad que pueda desprenderse del terreno, sin ningún paramento que los proteja de la lluvia (Figura 22).



Figura 22: Acopio de ladrillos ya cocidos

Fuente: Elaboración propia

## 2.10 Normativa aplicable

La única normativa relativa a la producción de ladrillos hace referencia al resultado que ha de obtenerse -dimensional y geoméricamente-, su clasificación y los ensayos; sin especificar métodos o puntos del proceso productivo con requerimientos concretos.

Dichas normativas son:

NORMA CHILENA OFICIAL - NCh 167.Of 2001

Construcción - Ladrillos cerámicos - Ensayos

NORMA CHILENA OFICIAL NCh 168.Of 2001

Construcción - Ladrillos cerámicos - Verificación dimensional y geométrica

NORMA CHILENA OFICIAL NCh 169.Of 2001

Construcción - Ladrillos cerámicos - Clasificación y requisitos

### **CAPÍTULO III: ESTRUCTURA MÓVIL PARA LA PROTECCIÓN DE LA PIRÁMIDE DE COCCIÓN DEL LADRILLO**

Partiremos del puente grúa tradicional, también conocido como monorail, utilizado en los talleres de maquinaria pesada.

Un puente grúa se define como el aparato constituido por diferentes elementos y mecanismos que tiene como función distribuir cargas dentro del espacio de su rango de acción. Su uso se encuentra limitado a su lugar de montaje siendo por tanto una grúa de tipo fijo destinada a usarse en fábricas y talleres industriales. El movimiento de los puentes grúa suele realizarse a lo largo de una edificación, generalmente un almacén o una nave industrial, y sus movimiento permitido están claramente identificados siendo imposible modificarlos.

A la hora de clasificar los elementos del puente grúa se pueden observar 2 grandes grupos de clasificación:

- Estructura: Engloba la totalidad de los elementos físicos que componen el puente grúa a excepción de los mecanismos.
- Mecanismos: Son los elementos que hacen posible el movimiento de la estructura, del carro y de la carga.

La estructura principal de los puente grúa es, por normal general, bastante genérica para todos los tipos de puente grúa. Se caracteriza porque en la gran mayoría de los casos contiene los siguientes elementos:

- 1 Polipasto o carro móvil principal
- 2 Viga principal de la grúa
- 3 Chapas de unión
- 4 Vigas testeras o testeros
- 5 Motor de traslación del puente

- 6 Mando de control cableado o radio control
- 7 Equipamiento eléctrico de la grúa
- 8 Equipamiento eléctrico del carro principal
- 9 Gancho de amortiguación
- 10 Montaje del raíl
- 11 Fuente de alimentación eléctrica

### **3.1 Esquema**

A continuación se ha expuesto un pequeño esquema de las principales partes de las que consta un puente grúa tipo y una pequeña descripción de cada una:

#### Viga principal

Es la parte principal de la estructura. Su función es la de soportar las solicitaciones del carro móvil y la carga de servicio siendo por tanto la parte crítica de la estructura.

#### Carro principal

El carro principal o simplemente carro se trata del mecanismo encargado de elevar, descender o mover la carga a lo largo de la viga principal.

#### Vigas testeras

Las vigas testeras o simplemente testeros son las vigas laterales sobre las que descansa la viga principal. Deslizan sobre una superficie o ruedan sobre un carril y su función es la de derivar los esfuerzos provenientes de la viga principal a los apoyos. Dentro de ellas se alojan las ruedas que sirve de apoyo a la estructura.

## Unión Viga - Testeros

La unión viga – testero es la encargada de transferir los esfuerzo desde la viga principal a las vigas testeras laterales. Debe transferir y soportar todos los esfuerzos y por ello debe de ser excepcionalmente rígida. Para ello se realiza mediante distintos elementos y procedimientos que aseguren su rigidez. Se pueden diferenciar 2 procedimientos de unión: Chapa frontal o unión atornillada. En nuestro caso será por unión atornillada ya que de esta forma se simplifica la ejecución en obra (Figura 23).

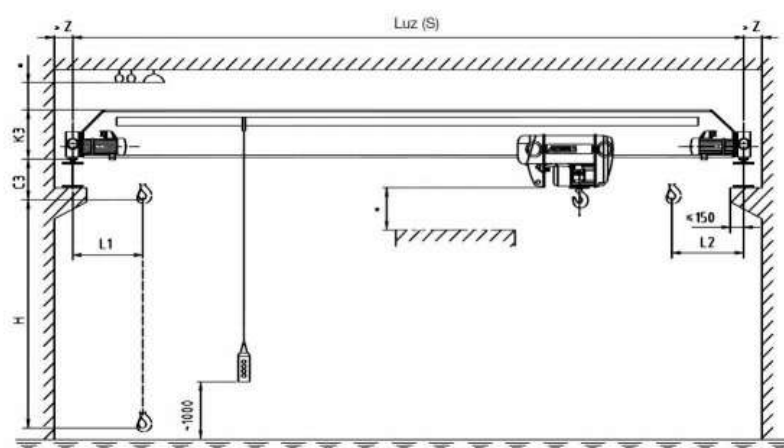


Figura 23: Esquema puente grúa

Fuente: UPC Commons

## 3.2 Mecanismos

Al igual que cualquier maquinaria industrial, esta estructura necesita de una serie de mecanismos para poder operar. Los mecanismos, al igual que la estructura, que suelen ser característicos de un puente grúa son los de traslación del puente, traslación del carro y elevación de la carga.

En nuestro caso nos interesa el mecanismo de traslación del puente. Este dispositivo es el encargado de transportar la totalidad de la carga. En realidad se trata de 2 motores gemelos de iguales características que funcionan sincronizados, para evitar movimientos oblicuos, gracias al microcontrolador incluido en la estructura. El citado movimiento se realiza en la dirección horizontal longitudinal de la estructura donde se halla.



### **3.3 Características geométricas**

Conociendo las dimensiones del entorno donde va a ser emplazado el puente grúa, podemos definir todas sus dimensiones geométricas. En los casos que se desconocen algunas de las medidas, se toman como referencia los valores de la tabla 1 del anexo 1 del prontuario de ENSIDESA que otorga dichas dimensiones en función de variables tales como la carga de servicio, la luz o el número de ruedas.

En nuestro caso definiremos las dimensiones geométricas según la luz a cubrir y el número de apoyos; sin tener en cuenta la carga de servicio ya que en nuestro caso la estructura ha de soportar únicamente la carga de los cables de acero y la lona y las sobrecargas por factores medioambientales.

### **3.4 Estudio y dimensionado de los perfiles**

Uno de los puntos fundamentales en este tipo de proyectos consiste en seleccionar el tipo de perfil y sus dimensiones.

En primer lugar se explicará el procedimiento para el perfil de la viga principal y posteriormente se hará lo mismo para las vigas testeras.

La caracterización del perfil es una etapa indispensable en el diseño del puente grúa debido a que su geometría determinará en gran medida la resistencia y su estabilidad así como su peso.

Este perfil debe resistir los efectos de las cargas así como poseer estabilidad a pandeo respecto de ambos ejes, unas almas fuertes para soportar las tensiones a las que está sometido.

En el mercado existen numerosos perfiles conformados, laminados y soldados. Todos con sus características únicas y distintivas que les hacen apropiados para una situación en particular o en algunos casos, una utilización general. En la siguiente figura podemos observar algunos de los muchos perfiles que existen normalizados hoy en día (figura 24).

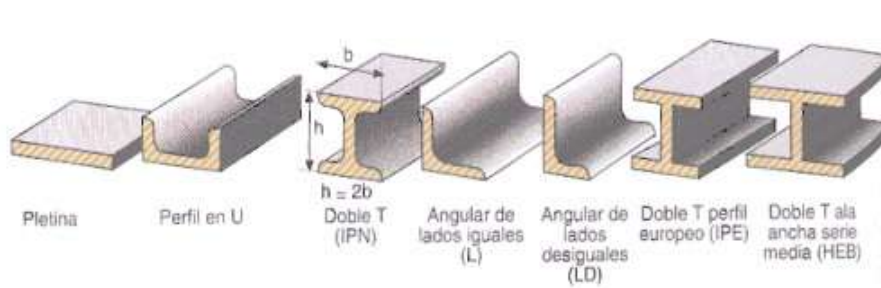


Figura 24: Perfiles metálicos. A la derecha, tipo IPE y HEB.

Fuente: UPC Commons - Dept. Construcción II

### 3.5 Pórticos metálicos

La estructura se compondrá de dos pórticos quebrados simétricos, es decir de viga apoyada en sus extremos con encuentro de cumbrera. Los pórticos simples son estructuras formadas por barras rectas o quebradas con todos los nudos contenidos en un plano. Los pórticos de dintel recto tienen cuatro nudos y los de dintel quebrado cinco (figura 25). El pórtico de dintel quebrado de estructura de acero está especialmente indicado en edificios industriales dotados de puentes grúa ligeros y en el caso de edificios comerciales o deportivos ya que permite crear grandes plantas diáfanas.

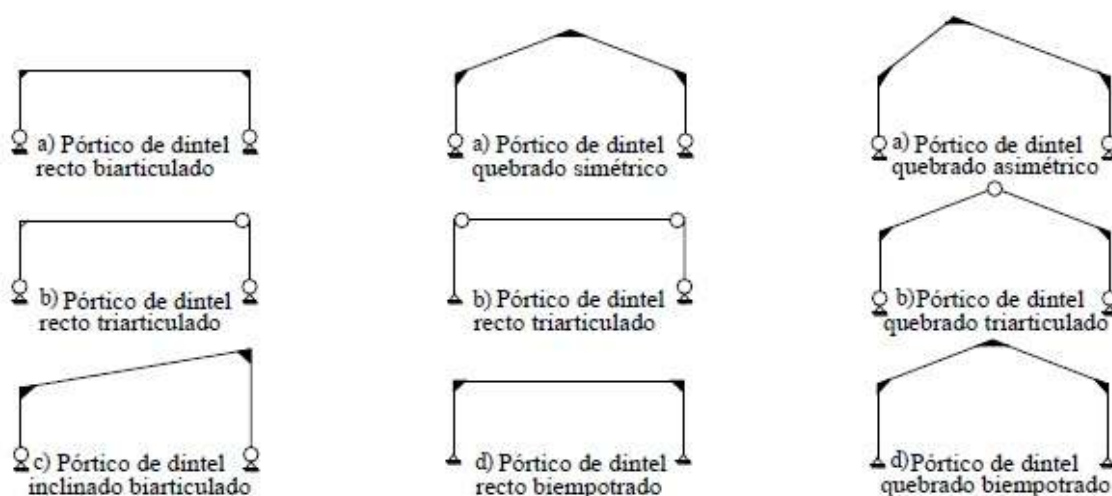


Figura 25: tipos de pórticos simples

Un pórtico quebrado resulta estático cuando de sus cinco nudos al menos dos son rígidos. En nuestro caso desarrollaremos un pórtico metálico de dintel quebrado biempotrado, donde todos los nudos de la estructura serán rígidos.

Las uniones rígidas son aquellas que mantienen los ángulos que forman entre sí las piezas enlazadas, es decir el giro del nudo es igual al de las barras unidas (figura 26).

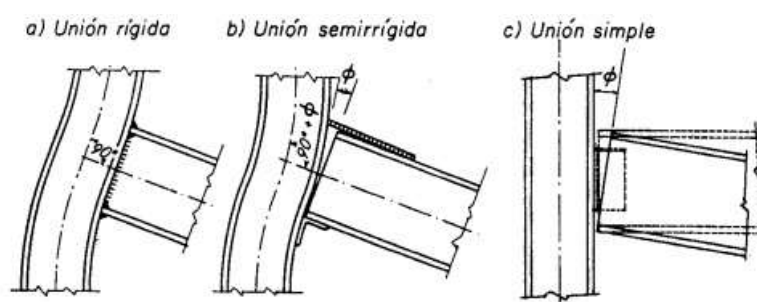


Figura 26: Modelos de comportamiento vigas-columnas

Fuente: UPC Commons

Los pilares serán ejecutados con perfiles IPE 300. La viga se ejecutará también con perfiles IPE 300, pero en este caso con dos perfiles unidos con cartelas en la parte intermedia del pórtico realizando una unión de cumbrera -queremos una cubierta inclinada de dos aguas- y rigidizados en sus apoyos mediante cartelas soldadas. Las cartelas se realizarán también a partir de perfiles IPE 300.

### 3.6 Cálculo del perfil

El cálculo y dimensionamiento de las estructuras se ha realizado con ayuda del programa Metal 3D de CYPE. El programa se rige según lo establecido en las normas españolas EHE-08 (Instrucción de Hormigón estructural 2008) y NBE-EA-95 (Estructuras de Acero en edificación).

Se calcula un pórtico de ocho metros de luz y se extraen los resultados para alturas entre tres y siete metros a intervalos de un metro -nuestro pórtico se considerará de 7 metros de altura-. Se puede observar el aumento de la sección de los perfiles según aumenta la altura y a su vez una ligera disminución en el tamaño de la cimentación necesaria (Tabla 1). En los supuestos en los que se aumente la luz del pórtico sí que aumenta el tamaño de cimentación necesaria.

Luz	Altura	Pilar	Viga	Peso (Kg)	Zapata bxh (m)	Armadura Inf + Sup
8	3	IPE 220	IPE 180	337,24	1,20 x 0,65	10 $\phi$ 12 + 8 $\phi$ 10
8	4	IPE 240	IPE 200	507,38	1,00 x 0,65	8 $\phi$ 12 + 7 $\phi$ 10
8	5	IPE 240	IPE 240	665,94	0,80 x 0,60	7 $\phi$ 12 + 5 $\phi$ 10
8	6	IPE 270	IPE 270	791,38	0,80 x 0,60	7 $\phi$ 12 + 5 $\phi$ 10
8	7	IPE 300	IPE 300	1013,12	1,00 x 0,60	8 $\phi$ 12 + 7 $\phi$ 10

Tabla 1: Perfiles utilizados según geometría del pórtico.

Fuente: Elaboración propia.

En los simulacros realizados considerando un pórtico biarticulado aumenta la sección necesaria en los perfiles y se reduce el tamaño de la cimentación; por lo que la elección del pórtico biempotrado se impone en el plano económico -es preferible aumentar la cantidad de hormigón necesario y barras corrugadas a tener que utilizar perfiles de un tamaño superior-.

### 3.7 Rigidizadores

Las uniones se reforzarán mediante el uso de material adicional. En la tabla 2 se resumen las opciones que existen para reforzar las uniones resistentes a momentos.

Tipo de rigidizador	Efecto	Observaciones
<b>Rigidizador a compresión</b>	Incrementa la resistencia a compresión	Requerido en uniones de pórticos
<b>Rigidizador de ala en la zona sometida a tracción</b>	Incrementa la resistencia a flexión del ala del pilar	
<b>Rigidizador diagonal de cortante</b>	Aumenta la resistencia del panel del alma del pilar y refuerza el ala de la zona de tracción	Solución muy habitual. Puede dificultar las uniones en el eje débil.
<b>Chapa de refuerzo del alma</b>	Incrementa la resistencia del alma del pilar a esfuerzo cortante y a compresión	Simplifica las uniones en el eje débil. El detalle de la unión requiere más soldadura.
<b>Rigidizador de chapa frontal</b>	Incrementa la resistencia a flexión de la chapa frontal.	Su uso no es aconsejable - se debería optar por una chapa frontal de mayor espesor.
<b>Chapa superior</b>	Incrementa resistencia a flexión del ala, así como la resistencia a compresión -en situaciones de inversión del momento-.	Normalmente utilizado para el pilar, alineado con el ala superior del dintel.
<b>Chapas de refuerzo del ala</b>	Incrementa la resistencia a flexión del ala.	Solamente efectivas para mejorar el comportamiento en el modo 1 de fallo.

Tabla 2: Tipos de rigidizadores.

Fuente: Single-Storey Steel Buildings - Guía ArcelorMittal

### 3.8 Rigidizadores del ala

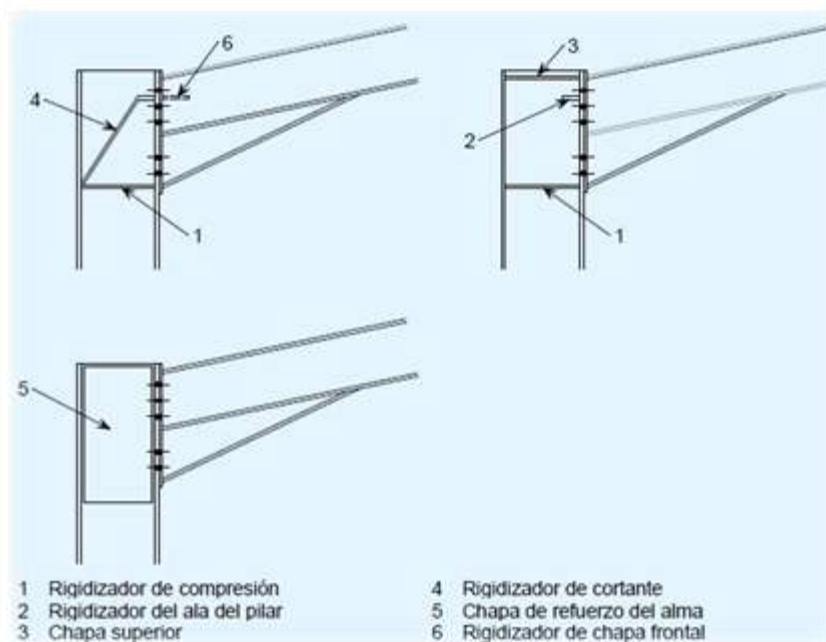


Figura 27: Tipos de rigidizadores

Fuente: Single-Storey Steel Buildings - Guía ArcelorMittal

Utilizaremos rigidizador a compresión, evitando el resto de rigidizadores (Figura 27). No es necesario utilizar rigidizadores para la chapa frontal en ningún caso, ya que se puede emplear una chapa frontal de mayor espesor para aumentar la resistencia. Para aumentar la resistencia de la unión, se utilizan rigidizadores del ala del pilar (Figura 28). Para aumentar la resistencia también se puede optar por: incluir más filas de tornillos, aumentar el canto de la cartela o aumentar la sección del pilar.

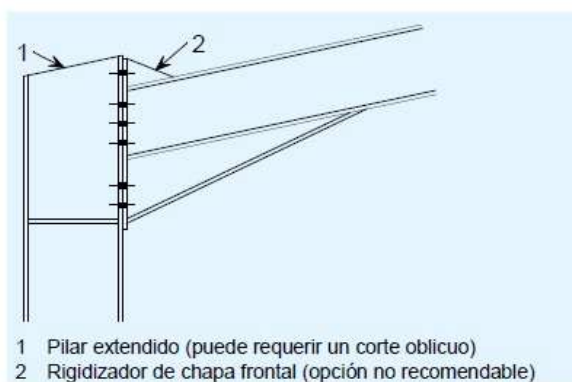


Figura 28: Unión con chapa frontal extendida.

Fuente: Single-Storey Steel Buildings - Guía ArcelorMittal

### 3.9 Rigidizadores de la cumbrera

Bajo cargas gravitatorias, la parte inferior de la cartela se encuentra sometida a tracción. La cartela se puede fabricar a partir del mismo perfil que el dintel o bien a partir de chapa. Para estructuras de pequeñas dimensiones y momentos flectores pequeños, el diseño de la cumbrera puede incluir simplemente una chapa rigidizadora en lugar de una cartela en el ala (Figura 29).

En nuestro caso realizaremos todas las cartelas -en alero y cumbrera- con perfil de tipo IPE 300, al igual que el resto de la estructura.

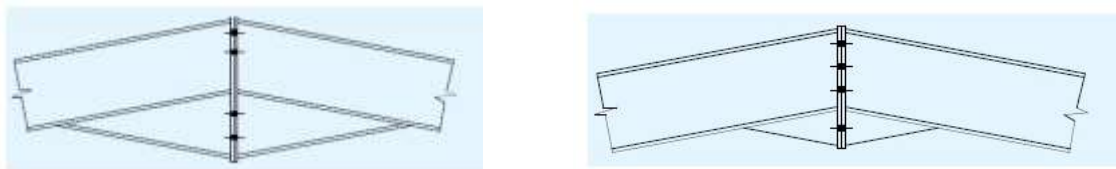


Figura 29: Unión de cumbrera con perfil y con chapa.

Fuente: Single-Storey Steel Buildings - Guía ArcelorMittal

### 3.10 Soldaduras

Generalmente es necesario disponer soldaduras de resistencia completa en el ala sometida a tracción y en la zona adyacente a los tornillos sometidos a tracción. El resto de soldaduras del alma están diseñadas para soportar el esfuerzo cortante. Aunque las soldaduras del alma sometida a cortante pueden ser más pequeñas que las de la zona sometida a tracción, una práctica habitual es emplear el mismo tamaño de soldadura en toda la longitud del alma.

En la zona sometida a compresión, asumiendo que los extremos del elemento presentan un borde obtenido mediante corte en una línea de sierra, puede asumirse un ajuste de contacto directo entre el ala y la chapa frontal y únicamente se requerirá una soldadura nominal. En la situación de cálculo con un momento invertido (con levantamiento debido a la acción del viento), las soldaduras de la parte inferior de la cartela en el alero y de la parte superior de la conexión de la cumbrera, se encuentran sometidas a tracción, por lo que debe verificarse que resultan adecuadas para esta combinación de acciones.

La soldadura entre el recorte de cartela y la parte inferior del dintel es generalmente una soldadura continua en ángulo. Aunque una soldadura discontinua resultaría perfectamente adecuada en términos estructurales, normalmente resulta más cómodo realizar una soldadura continua (Figura 30).

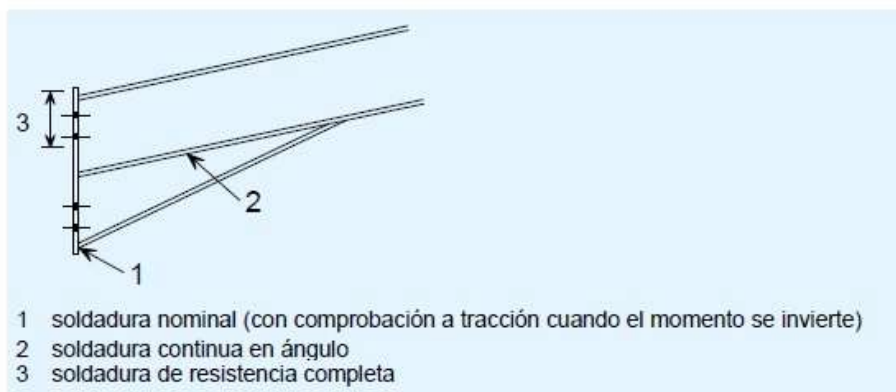


Figura 30: Soldaduras en la cartela

Fuente: Single-Storey Steel Buildings - Guía ArcelorMittal

### 3.11 Rigidez de la estructura - Tirantes

Una vez la estructura esté desplegada se le dará rigidez al conjunto primero bloqueando el movimiento del carro sobre el raíl mediante bloqueo de las ruedas y mediante bloqueo del carril con una barra metálica, y una vez bloqueado se dispondrán tirantes entre ambos pórticos a modo de cruz de San Andrés, ejecutado con cables de acero con guardacabos y con estrobos (Figura 31).



Figura 31: estructura rigidizada mediante cruz de San Andrés con tirantes

Fuente: [arquitecturadecerca.es](http://arquitecturadecerca.es)



### 3.12 Tornillos

En las uniones resistentes a momento habitualmente se utilizan tornillos M20 o M24 de calidad 8.8 o 10.9. En algunos países se utiliza la calidad 8.8 como estándar. Deberían usarse tornillos completamente roscados, lo que permitiría emplear los mismos tornillos en toda la estructura (Figura 32). En nuestro caso utilizaremos tornillos M16 de calidad 8.8 puesto que cumplen con las exigencias mecánicas y son más económicos.

Generalmente se disponen los tornillos con una separación (entre centros) de 90 o 100 mm. Habitualmente, la separación vertical es de entre 70 y 90 mm.

En algunos países, la práctica habitual es disponer los tornillos con una separación regular en toda la longitud de la conexión. En otros países puede existir una distancia significativa entre los tornillos “de tracción” y los tornillos “de cortante”. La norma EN 1991-1-8 no excluye ninguna de las dos opciones. En dicha norma se especifican las separaciones máximas entre tornillos para garantizar que los componentes no sufran pandeo entre los elementos de conexión, aunque este comportamiento no se produce en las uniones de chapa frontal.

Para la conexión en las uniones de pórticos no es necesario emplear tornillos pretensados. En nuestro caso definiremos los tornillos mediante cálculo con el software Platine X de SteelBiz France y los dispondremos de manera irregular a lo largo de las uniones de manera que se concentren en las áreas con más solicitaciones.

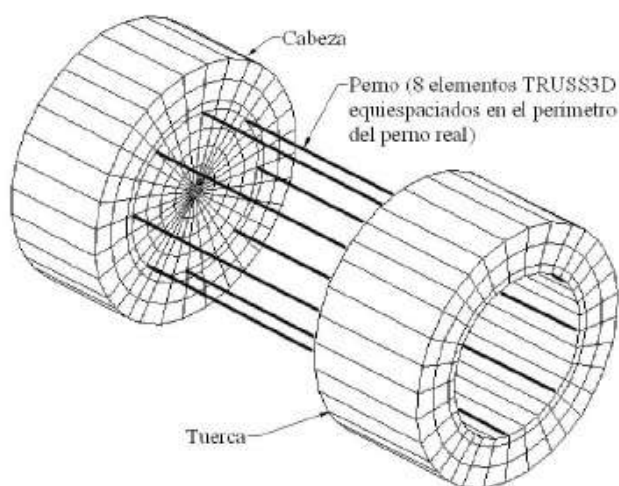


Figura 32: Modelado 3D tornillos.

Fuente: Revista Internacional de Métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería vol.23.

### **3.13 Uniones del alero**

La longitud mínima de luz necesaria para poder considerar las uniones de los aleros como completamente rígidas es relativamente pequeña cuando se incluye una cartela. En la práctica, estas uniones se utilizarán siempre en pórticos con una luz mayor que este valor mínimo. Por tanto, las uniones pueden considerarse rígidas.

Sin la presencia de la cartela la resistencia a flexión es menor y la unión podría clasificarse como semirrígida. Por tanto, se considera una buena práctica de diseño la inclusión de una cartela en las uniones de alero de modo que el canto total sea al menos 1,5 veces el canto del dintel.

El criterio crítico de diseño lo constituye a menudo la resistencia a cortante del alma del pilar.

En el caso de las uniones de alero, el esfuerzo cortante es significativo pero generalmente esta verificación no resulta crítica para el diseño.

### **3.14 Uniones de cumbrera**

Las uniones de cumbrera, a diferencia de las de alero, deben calcularse completamente, no se puede solucionar directamente utilizando una cartela que de 1,5 de sección respecto a la sección tipo de la viga.

Para obtener los valores consideraremos tornillos de calidad 8.8 con diámetro de agujeros de 18 mm. y chapas de 15 mm.; realizando los cálculos con el software Platine X de SteelBiz France.

### **3.15 Cimentación**

Los carriles se instalarán sobre zapatas corridas de hormigón armado. Las bases en los extremos del carril se atornillarán a las zapatas con pernos dispuestos previamente al vertido del hormigón. La parte central del carril no se atornillará, reposará directamente sobre la zapata con placas que prevengan de posible desvío cada 1,50 m.

Las zapatas se ejecutarán sobre 10 cm. de hormigón de limpieza para nivelar el terreno y tendrán una sección de 1,00 x 0,60 m. Se armarán en su cara inferior con barras de 12 mm. de diámetro distribuidas cada 12 cm. y en la cara superior con barras de el mismo diámetro cada 15 cm. (Tabla1) (Figura 33).

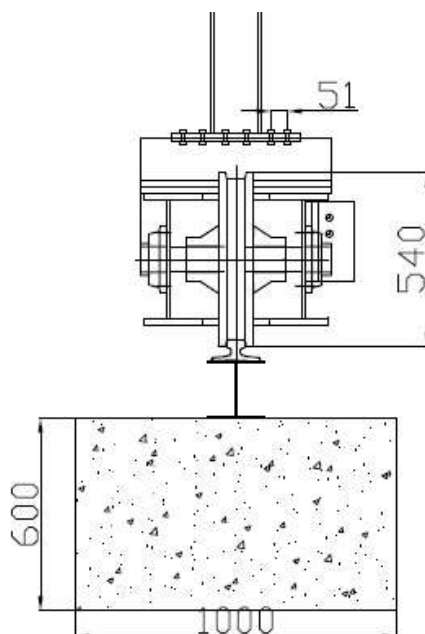


Figura 33: Carro móvil del pórtico metálico y sección de la zapata.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.16 Lona

La lona escogida para cubrir la estructura será de tejido microperforado de poliéster recubierto de Pvc, de corte regular con acabado confeccionado. Ambos materiales aportan distintas propiedades a la lona:

El poliéster aporta:

- Alta resistencia a la tracción y a la rotura, necesaria para tensar la lona.
- Resistencia en húmedo igual que en seco.
- Seca muy rápido en caso de lluvia.
- Alta recuperación a las arrugas.
- Resistente a luz solar.
- Punto de fusión superior a los 260 grados.
- Disminución del calor gracias a su transpiración.

El recubrimiento de PVC aporta:

- Resistencia al fuego y buen aislamiento eléctrico (el poliéster es inflamable).
- Resistencia elevada a sustancias químicas.
- Impermeabilidad frente a gases y líquidos con mínima absorción de agua.
- Resistencia a la acción de hongos, bacterias y roedores.
- Rigidez y dureza mecánica elevadas.
- Resistencia a la intemperie.
- Facilidad para la limpieza.

El tamaño de la lona será de 8,50 x 19 m., quedando recogida en un lado de la estructura y desplegándose sobre la estructura una vez que el pórtico móvil esté desplegado y asegurado.

La lona se conectará a los cables de acero en sus esquinas y a lo largo de los bordes en sentido longitudinal. Se perforará y se protegerán los agujeros con ollaos de acero inoxidable con arandela para poder fijar los conectores de los cables de acero; del mismo diseño que los utilizados para velas y toldos de barcos. El diámetro interior de los ollaos será de 20 mm. (Figura 34).



Figura 34: Lona poliéster+PVC con ollaos de acero inoxidable.

Fuente: [www.toldos.info](http://www.toldos.info)

### 3.17 Cables de acero

Durante el despliegue de la estructura y su posterior uso utilizaremos dos tipos de cables de acero. El primero de ellos, altamente resistente, utilizado a modo de tirantes en cruz de San Andrés para rigidizar la estructura una vez estén colocados y asegurados ambos pórticos; y el segundo, menos resistente y más flexible, utilizado para desplegar y sujetar la lona protectora.

El cable de acero es una máquina simple, compuesta por un conjunto de alambres de acero o hilos de acero los cuales transmiten fuerzas, movimientos y energía entre dos puntos, de una manera predeterminada para lograr un fin deseado. Se componen de tres partes: alambre, torón y alma.

El alambre de acero, es el componente básico del cable de acero. Este alambre se fabrica con acero de alto carbono poseyendo distintos grados o calidades, los cuales dependen de los requerimientos finales del cable. Todas las características de los alambres de acero, están especificadas en la Norma ISO 2232, que rigen para los cables.

El grado o calidad de los alambres de acero puede ser:

- 1570 N/mm<sup>2</sup> (160 kg/mm<sup>2</sup>).
- 1770 N/mm<sup>2</sup> (180 kg/mm<sup>2</sup>)
- 1960 N/mm<sup>2</sup> (200 kg/mm<sup>2</sup>)

El torón está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas. Cada número y disposición de los alambres es denominado una "construcción", estas son fabricadas generalmente según el concepto moderno, en una sola operación con todos los alambres torcidos en el mismo sentido, conjuntamente en una forma paralela, así se logra evitar cruces y roces de estos en las capas interiores, ya que debilita el cable y reduce su vida útil, teniendo como resultado fallas sin aviso previo.

Las principales construcciones de torones se clasifican en tres series:

- Serie 7: incluyen construcciones que tienen desde tres a catorce alambres.
- Serie 19: incluyen construcciones que tienen desde 15 a 26 alambres.
- Serie 37: incluye construcciones que tienen desde 27 a 49 alambres.

El alma es el eje central del cable donde se enrollan los torones. Esta alma puede ser de acero, fibra natural o de polipropileno. Su función es servir como base del cable, conservando su redondez, soportando la presión de los torones y manteniendo las distancias o espacios correctos entre ellos (Figura 35).

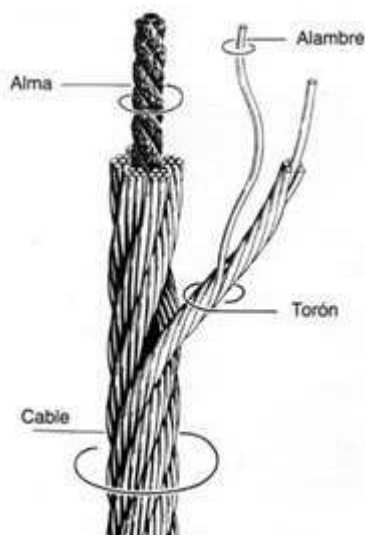


Figura 35: despiece de un cable de acero.

Fuente: Prodinsa Chile.

### **3.17.1 Cables de acero para rigidizar la estructura**

Las principales series de cables, y las que utilizaremos a modo de tirantes para rigidizar la estructura, son Serie 6 x 7 -con tres a catorce alambres por torón- aunque hay varias alternativas, en esta serie, la más común es la de seis torones que forman un cable, construido por una sola hilera de alambres colocados alrededor de un alambre central.

Debido a que el número de alambres -siete- que forman el torón es reducido, nos encontramos con una construcción de cable armado por alambres gruesos que son muy resistentes a la abrasión, pero no recomendables para aplicaciones donde se requiere flexibilidad. Diámetro mínimo de poleas y tambores de cuarenta veces el diámetro del cable, según el catálogo de Prodinsa Chile.

### **3.17.2 Cables de acero para desplegar la lona**

Para desplegar y sostener la lona sobre nuestra estructura utilizaremos cables de la serie 6 x 37, con de veintisiete a cuarentainueve alambres por torón, según el catálogo de Prodinsa Chile.

Las construcciones de este equipo, son más flexibles que las de los grupos 6 x 7 y 6 x 19, debido a que tienen un mayor número de alambres por torón. Este tipo de cables se utiliza cuando se requiere mucha flexibilidad. No se recomiendan cuando son sometidos a una abrasión severa porque el diámetro de sus alambres externos es pequeño.

En este grupo la construcción 6 x 37 es generalmente encontrada en cables con diámetros menores a 9 mm. En diámetros superiores a 8 mm, los cables son fabricados con el concepto moderno en donde los alambres están torcidos conjuntamente en forma paralela con cada torón, evitando roce interno y logrando una mayor vida útil.

## CAPÍTULO IV: CÁLCULO DE LAS UNIONES

En este apartado se incluyen los resultados de los cálculos para las uniones del pórtico, tanto las uniones de alero como de cumbrera. Se realizan considerando el perfil IPE 300 y aceros tipo S235, S275 y S355.

Los resultados se basan en los siguientes supuestos de cálculo:

- Los cálculos se realizan de acuerdo con la norma EN 1993-1-8
- Se utilizan chapas frontales y rigidizadores con acero tipo S275
- Se emplean tornillos de dimensión M16 y clase 8.8.
- Se aplican los coeficientes parciales de la norma europea sin ceñirse a ningún anexo nacional.

El convenio de signos al realizar los cálculos será que el momento flector es positivo cuando genera tensiones de compresión en el ala inferior y tensiones de tracción en las alas superiores (Figura 36).

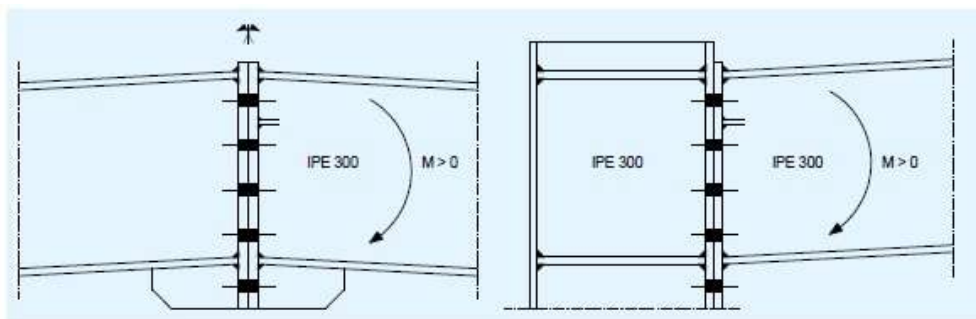


Figura 36: convenio de signos para momentos flectores en cumbrera y alero

Fuente: Single-Storey Steel Buildings - Guía ArcelorMittal



#### 4.1 Uniones de cumbrera

En la cumbrera existe un esfuerzo cortante pequeño, por lo que no verificaremos en ese sentido. En cambio, la resistencia plástica a flexión de la sección transversal dependerá del acero escogido (Tabla 3).

<b>Perfil</b>	<b>S235</b>	<b>S275</b>	<b>S355</b>
<b>IPE 300</b>	148	173	553

Tabla 3: Resistencia plástica a flexión - (kN·m).

Fuente: Elaboración propia

Los tornillos situados fuera del perfil tienen una gran influencia sobre el momento resistente cuando se encuentran sometidos a tracción (Tabla 4). El rigidizador soldado al ala sometida a tracción siempre aumenta el momento resistente, pero no en la misma medida.

El momento resistente es menor que la resistencia plástica a flexión de la sección transversal. Sin embargo esto no constituye un problema ya que normalmente la resistencia de los elementos se reduce debido a los efectos del pandeo, incluyendo el pandeo lateral.

La longitud mínima de luz necesaria para poder considerar la unión de cumbrera como completamente rígida es relativamente pequeña (Tabla 6). En la práctica, estas uniones se utilizarán siempre en pórticos con una luz mayor que este valor mínimo, por lo que pueden considerarse como uniones rígidas.

<b>Perfil</b>	<b>Chapa frontal Tp (mm)</b>	<b>Dim. tornillos</b>	<b>Clase de tornillos</b>	<b>Sin tornillos externos</b>	<b>Con tornillos externos</b>	<b>Con tornillos externos y Rigidizador</b>
<b>IPE 300</b>	15	M16	8.8	78,4	123,5	132,8

Tabla 4: Unión de cumbrera con acero S275 - Momento resistente(kN·m).

Fuente: Elaboración propia

## 4.2 Uniones de alero

La longitud mínima de luz necesaria para poder considerar las uniones de los aleros como completamente rígidas es relativamente pequeña cuando se incluye una cartela (Tabla 7). En la práctica, estas uniones se utilizarán siempre en pórticos con una luz mayor que este valor mínimo. Por tanto, las uniones pueden considerarse rígidas (Tabla 5).

Sin la presencia de la cartela la resistencia a flexión es menor y la unión podría clasificarse como semirrígida. Por tanto, se considera una buena práctica de diseño la inclusión de una cartela en las uniones de alero de modo que el canto total sea al menos 1,5 veces el canto del dintel.

El criterio crítico de diseño lo constituye a menudo la resistencia a cortante del alma del pilar.

En el caso de las uniones de alero, el esfuerzo cortante es significativo pero generalmente esta verificación no resulta crítica para el diseño.

<b>Perfil</b>	<b>Chapa Frontal Tp (mm)</b>	<b>Dim. tornillos</b>	<b>Clase De Tornillo</b>	<b>Cartela</b>	<b>½ cartela</b>	<b>Sin cartela</b>
<b>IPE 300</b>	15	M16	8.8	204,1	154,3	98,9

Tabla 5: Uniones de alero con acero S275 - Momento resistente (kN·m).

Fuente: Elaboración propia

### 4.3 Unión de cumbrera con tornillos externos y rigidizador

El siguiente detalle (Figura 37) corresponde a la unión de cumbrera, especificando la disposición de los tornillos sobre las chapas y el tamaño de los cordones de soldadura en los encuentros de la viga y el rigidizador con las chapas. Tanto el detalle como los cálculos de los momentos y longitud mínima (Tabla 6) han sido realizados mediante software desarrollado por SteelBiz France - CTICM.

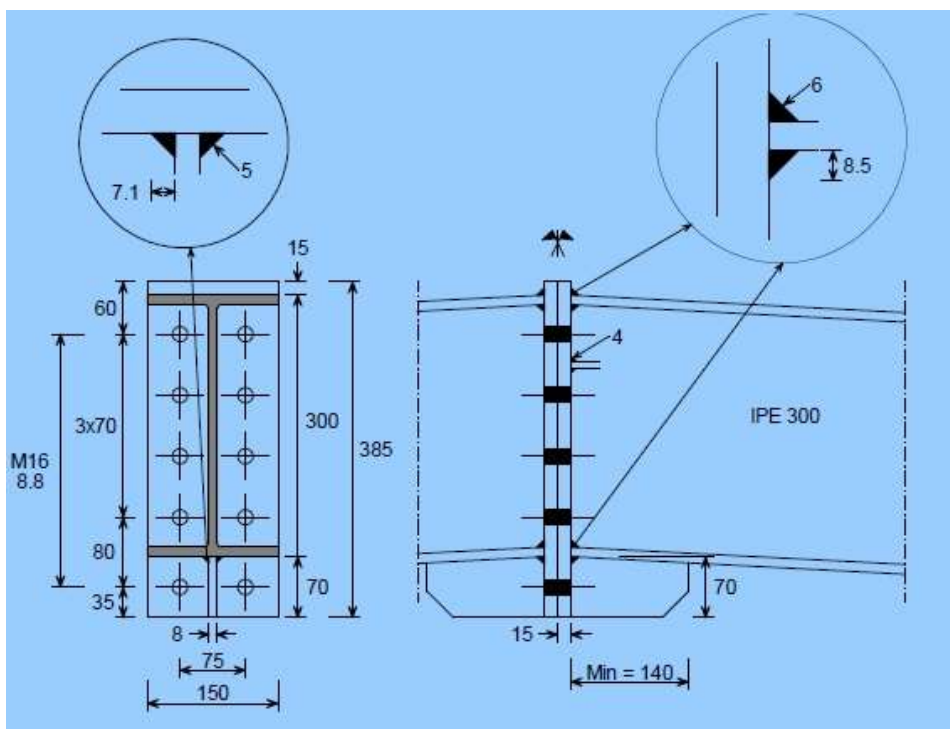


Figura 37: Detalle de la unión de cumbrera.

Fuente: Elaboración propia, software Platine X Steelbiz.

Características de los elementos de la unión:

- Tornillos M16, clase 8.8.
- Diámetro de agujeros: 18 mm.
- Chapa frontal:  $T_p = 15$  mm.
- Rigidizadores:  $T_p = 8$  mm.

Viga IPE 300	S275
Momento positivo	
Momento resistente de cálculo (kNm)	132,8
Mínima luz para clasificación "rígida" (m)	2,90
Momento negativo	
Momento resistente de cálculo (kNm)	78,4
Mínima luz para clasificación "rígida" (m)	6,37
Resistencia de cálculo a esfuerzo axial	
Tracción (kN)	761
Compresión (kN)	1480
Resistencia de cálculo a cortante (kN)	169

Tabla 6: Momentos en la unión de cumbrera

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4 Unión de alero con cartela

El siguiente detalle (Figura 38) corresponde a la unión del alero, especificando la disposición de los tornillos sobre la chapa y el ala del perfil, y el tamaño de los cordones de soldadura en los encuentros de la viga y la cartela con la chapa. Tanto el detalle como los cálculos de los momentos y longitud mínima (Tabla 7) han sido realizados mediante software desarrollado por SteelBiz France - CTICM.

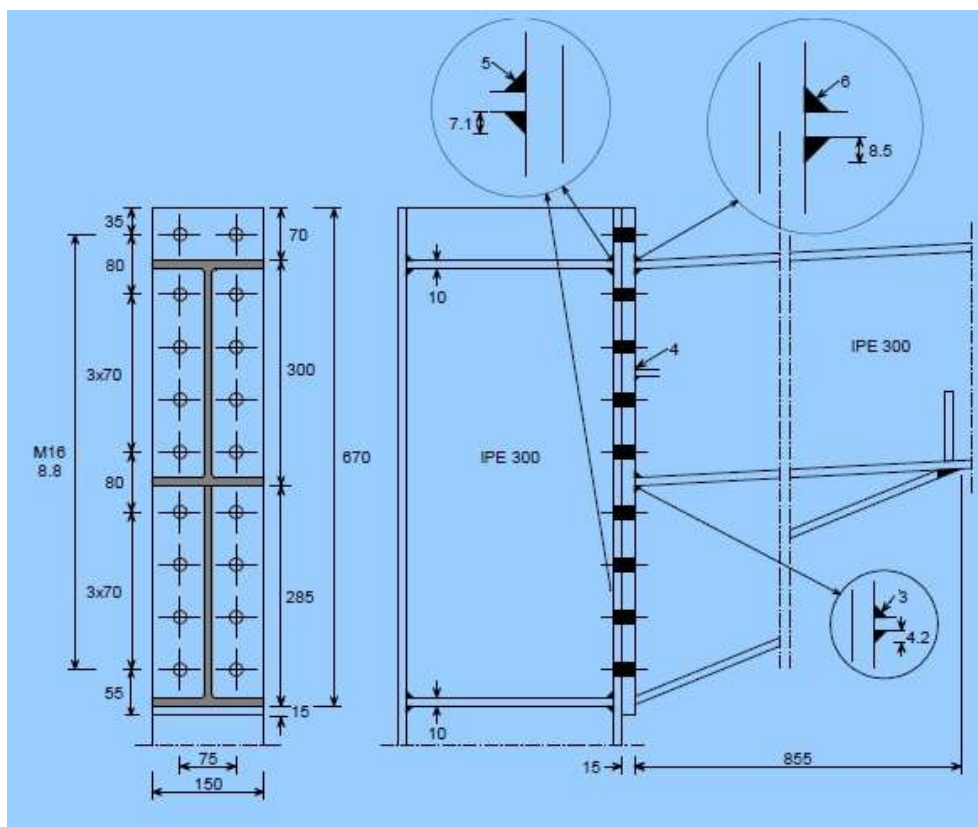


Figura 38: Detalle de la unión del alero.

Fuente: Elaboración propia, software Platine X Steelbiz

Características de los elementos de la unión:

- Tornillos M16, clase 8.8.
- Diámetro de agujeros: 18 mm.
- Rigidizadores de pilares:  $T_p = 10$  mm.
- Chapa frontal:  $T_p = 15$  mm.

Viga IPE 300	S275
Momento positivo	
Momento resistente de cálculo (kNm)	204,1
Mínima luz para clasificación "rígida" (m)	6,31
Momento negativo	
Momento resistente de cálculo (kNm)	178,9
Mínima luz para clasificación "rígida" (m)	7,61
Resistencia de cálculo a esfuerzo axial	
Tracción (kN)	408
Compresión (kN)	408
Resistencia de cálculo a cortante (kN)	317

Tabla 7: Momentos en la unión de alero

Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO V: PRESUPUESTO MATERIAL

A continuación en la tabla 8 se presenta la medición y presupuesto de los materiales necesarios para construir el pórtico metálico y la cobertura de lona sobre éste. No se ha considerado la ejecución de la cimentación ni las horas de trabajo de montaje de las uniones atornilladas.

Material	Precio unitario \$	Cantidad	Unidades	Precio \$
Tornillos M16	1000	92	Unidades	92.000
Perfiles IPE 300	1200	1519,20 Kg	Kg	1.823.040
Placas rigidizadoras	1200	42.2 Kg	Kg	50.640
Cables fijación pórtico	25.000	80 ml	ml	2.000.000
Cables sujeción lona	12.000	60 ml	ml	720.000
Lona poliéster	13.092	162 m2	M2	2.120.904
<b>TOTAL</b>				<b>6.806.584</b>

Tabla 8: Presupuesto de los materiales a utilizar

Fuente: Elaboración propia

El precio total resulta en \$ 6.806.584.

En una planta de producción pequeña -un solo chonchón- se producen 40.000 ladrillos mensualmente; que posteriormente se venden a \$ 100 la unidad.

Los ingresos al venderlos son de \$ 4.000.000 y el gasto mensual aproximado en materiales es de \$ 1.000.000; por lo que el margen para amortizar la construcción de la estructura es muy reducido para que productoras de este volumen de producción puedan realizar la inversión en un invierno; no siendo así para productoras que trabajen con más de un chonchón simultáneamente.

## CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES

Durante el desarrollo de la memoria se ha contemplado la problemática de los productores de ladrillos durante la época lluviosa del año, es decir otoño e invierno. En la visita a los productores de la comuna de Linares se apreciaron las necesidades que tenían dichos productores y las oportunidades que se presentaban para solucionarlas; por lo tanto, el objetivo de esta memoria parte de la iniciativa manifestada por los propios productores.

Una vez evaluado el sistema de producción encontramos que la solución pasaba por elaborar una cubierta liviana móvil que permitiera cubrir el chonchón durante el montaje, cocción y desmontaje y de esta manera optimizar la productividad de la planta durante esos meses.

Finalmente se concluye que técnicamente es factible realizar una cubierta liviana móvil con una estructura compuesta por dos pórticos quebrados simétricos de vigas de acero de perfil IPE 300, rigidizados mediante cartelas, siendo uno de ellos fijo y otro sobre raíles. Al estar desplegada la estructura, se recubre con una lona de poliéster+PVC.

Económicamente se obtiene que la solución desarrollada es una inversión factible para productoras que realizan dos o más chonchones simultáneamente, pero algo arriesgada para productoras pequeñas, es decir que realizan los chonchones de uno en uno, teniendo en cuenta que los ingresos mensuales de estas se estiman en \$ 4.000.000 y sus gastos fijos en material de \$ 1.000.000 a los que habría que añadir los gastos en el personal que trabaja en la planta, que no han sido estudiados al no encontrarse dentro de los objetivos específicos de esta memoria.

Por tanto se concluye que se cumple con los objetivos marcados en el primer apartado de la memoria al haber encontrado una solución factible técnicamente para solucionar la problemática planteada creando un proyecto a partir de los conocimientos adquiridos.



## BIBLIOGRAFÍA

### Libros

Burón Maestro, Manuel. (1997). *Evolución de la prefabricación para la edificación en España. Medio siglo de experiencia*. Madrid: Ediciones Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

Marín Vicuña, Santiago. (1940). *Estudios de los Ferrocarriles Chilenos*. Santiago de Chile: Imprenta Cervantes.

Morales Güeto, J. (2005). *Tecnología de los materiales cerámicos*. Madrid: Díaz de Santos.

### Revistas

VVAA (2013). Soluciones Técnicas Prefabricadas - *Proyecta*, nº 21, 68-71

VVAA (2010) Revista Internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería - Publicacions Universitat Politècnica de Catalunya, núm. 10.

VVAA (2012). Hormigón al día. Instituto cemento y del hormigón de Chile; num. 52.

### Páginas Web

*Cerámica Santiago*. (2016). *Ceramicasantiago.cl*. Recuperado 4 Mayo 2016, a partir de <http://www.ceramicasantiago.cl/>

García Mejías, Mario. (2015). *La obra de Alberto Palacio, el Eiffel español*. Recuperado a través de <http://queaprendemoshoy.com/alberto-palacio-el-eiffel-espanol/>

*Industrias Princesa*. (2016). *Princesa.cl*. Recuperado 3 Mayo 2016, a partir de <http://www.princesa.cl/>

VVAA. (2016). *Hormigón pretensado*. Recuperado a través de [https://es.wikipedia.org/wiki/Hormig%C3%B3n\\_pretensado](https://es.wikipedia.org/wiki/Hormig%C3%B3n_pretensado)

## **Normas**

Instituto Nacional de Normalización,. (2016). *NCh167. Of2001 - Ensayos* (pp. 4 - 10). Santiago: INN.

Instituto Nacional de Normalización,. (2016). *NCh168. Of2001 - Verificación dimensional y geométrica* (pp. 2 - 10). Santiago: INN.

Instituto Nacional de Normalización,. (2016). *NCh169. Of2001 - Construcción - Ladrillos cerámicos - Clasificación y requisitos*. Santiago: INN.

*EN 1993-1-8 Eurocódigo 3. Proyecto De Estructuras De Acero. Uniones..* Madrid: AENOR, 2016.

*ISO DIN 13- Pernos - Rosca métrica ISO. Forma y dimensiones.* Madrid: AENOR 2015.

## ANEXO I: PLANOS

A continuación se relacionan los planos realizados durante el desarrollo y diseño de la estructura móvil.

<b>Plano</b>	<b>Título</b>
<b>Plano 1</b>	Alzado transversal de la estructura
<b>Plano 2</b>	Alzado lateral de un pórtico
<b>Plano 3</b>	Planta de la estructura con el pórtico desplegado
<b>Plano 4</b>	Planta de la estructura con el pórtico replegado
<b>Plano 5</b>	Alzado longitudinal con el pórtico desplegado
<b>Plano 6</b>	Detalles de los encuentros del pórtico
<b>Plano 7</b>	Detalles de los apoyos del pórtico

Tabla 9: Relación de material gráfico.

Fuente: Elaboración propia.