

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES



INFORME TÉCNICO FINAL - PRÁCTICA SUPERVISADA

Carrera de Ingeniería Civil

PROYECTO Y CÁLCULO DE UNA **NAVE INDUSTRIAL METÁLICA**

Autor:

César Abel Rivas Ruzo

Tutor:

Ing. Agustín Fragueiro

Supervisor Externo:

Ing. José Andreotto

Año 2014

AGRADECIMIENTOS

A Dios y a mi familia por regalarme la oportunidad de estudiar, por su amor y cariño, su apoyo, su confianza, y por acompañarme siempre durante todos estos años.

A mis compañeros de la facultad, con quienes cursé y estudié durante la carrera, y compartimos durante tanto tiempo innumerables momentos y experiencias, con tantas charlas, reuniones y vivencias.

A todos mis amigos que constantemente estuvieron a mi lado, dándome mucho aliento y ayudándome a salir siempre adelante.

A mi supervisor externo el Ing. José Andreotto, por sus enseñanzas, su tiempo, y por darme la posibilidad de realizar esta experiencia en su Empresa.

A mi tutor el Ing. Agustín Fragueiro, por sus consejos, su predisposición, y toda la ayuda aportada para la realización de este trabajo.

Título del Trabajo: “Proyecto y cálculo de una nave industrial metálica”

Nombre del Autor: Rivas Ruzo, César Abel

Matrícula: 35.387.802

Carrera: Ingeniería Civil

Plan: 2005

Palabras Claves: Estructura. Cálculo. CIRSOC.

RESUMEN

En el presente informe técnico final de la asignatura Práctica Supervisada, se describen las actividades realizadas en la Empresa P&D, con el Ing. José Andreotto como supervisor externo de la pasantía, y el Ing. Agustín Fragueiro designado como tutor interno por la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

El trabajo consiste en efectuar el proyecto y cálculo de algunos de los elementos constituyentes de una nave industrial metálica liviana bajo la normativa vigente. Se busca en todas las etapas del proyecto estudiar, plantear, verificar y optimizar todos los aspectos relativos a ellas, como ser la economía de obra, aspectos técnicos, factibilidad de materialización, montaje de la estructura, entre otros.

En los primeros capítulos se realiza una introducción, seguida por los objetivos perseguidos a través de esta Práctica Profesional, se hace una descripción del proyecto, se indican los elementos específicos a calcular con la metodología de trabajo propuesta, y se mencionan los alcances de este trabajo. Luego se describe en forma global la propuesta estructural, como así también las características de cada componente de la estructura resistente.

Más adelante se hace un estudio de todas las cargas que actuarán sobre la estructura, se detallan consideraciones sobre el análisis estructural a efectuar, y se procede al diseño, dimensionado y verificación de los elementos estructurales.

Finalmente se analizan los resultados obtenidos y se plasman conclusiones tanto a nivel personal como profesional, del proyecto abordado, del cálculo de cada una de las partes conformantes de la estructura, y de la experiencia de la realización de esta Práctica Supervisada.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	11
1.1. INTRODUCCIÓN	11
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	11
1.3. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA	12
1.4. OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA	12
1.4.1. Objetivos generales	12
1.4.2. Objetivos Particulares	13
1.5. PLAN DE ACTIVIDADES.....	13
1.6. METODOLOGÍA DE TRABAJO	13
1.7. ALCANCES DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA.....	15
CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	17
2.1. CARACTERÍSTICAS GLOBALES DE LA ESTRUCTURA.....	17
2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	20
2.2.1. Tipología de Correas.....	20
2.2.2. Tipología de Vigas.....	21
2.2.3. Tipología de Tensores.....	22
2.2.4. Tipología de Columnas	22
2.2.5. Tipología de Fundaciones	24
2.3. GEOMETRÍA GLOBAL ADOPTADA.....	24
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	29
3.1. ANÁLISIS DE CARGA	29
3.1.1. Análisis de cargas permanentes.....	30
3.1.2. Análisis de sobrecarga de montaje y mantenimiento	31
3.1.3. Análisis de carga de viento	33
3.1.3.1. Método 1 – Procedimiento Simplificado	34
3.1.3.2. Método 2 – Procedimiento Analítico	36
3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	39
3.2.1. Consideraciones sobre estructuras livianas de acero.....	39
3.2.2. Esfuerzos secundarios en estructuras livianas de acero.....	41

CAPÍTULO 4: DISEÑO, DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES.....	43
4.1. DISEÑO DE CORREAS	43
4.1.1. Análisis preliminar	43
4.1.2. Predimensionado.....	44
4.1.3. Verificaciones.....	45
4.1.4. Resultados	46
4.2. DISEÑO DE VIGAS ARCO	50
4.2.1. Análisis preliminar	50
4.2.2. Diseño y verificaciones.....	52
4.2.3. Resultados	54
4.3. DISEÑO DE TENSORES	56
4.3.1. Análisis preliminar	56
4.3.2. Diseño y verificaciones.....	57
4.3.3. Resultados	58
4.4. DISEÑO DE COLUMNAS	58
4.4.1. Análisis preliminar	58
4.4.2. Diseño y verificaciones.....	60
4.4.3. Resultados	61
4.5. DISEÑO DE FUNDACIONES.....	63
4.5.1. Análisis preliminar	63
4.5.2. Diseño y verificaciones.....	64
4.5.3. Resultados	68
4.6. RECOMENDACIONES DE CARÁCTER GENERAL.....	71
4.6.1. Fabricación.....	71
4.6.2. Montaje.....	71
4.6.3. Protección contra la corrosión.....	72
4.6.4. Protección contra el fuego.....	72
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES	75
5.1. COMENTARIOS RESPECTO DEL PROYECTO	75
5.2. COMENTARIOS RESPECTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ..	75
5.2.1. Aspectos relativos al cálculo de correas.....	75

5.2.2. Aspectos relativos al cálculo de vigas.....	76
5.2.3. Aspectos relativos al cálculo de tensores.....	76
5.2.4. Aspectos relativos al cálculo de columnas.....	76
5.2.5. Aspectos relativos al cálculo de fundaciones.....	77
5.3. COMENTARIOS RESPECTO DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA.....	78
BIBLIOGRAFÍA.....	79
ANEXOS.....	81
ANEXO 1.1: ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD: CORREAS.....	83
ANEXO 1.2: ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD: FUNDACIONES	85
ANEXO 2.1: ESTUDIO CARGA DE VIENTO: PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO	92
ANEXO 2.2: ESTUDIO CARGA DE VIENTO: PROCEDIMIENTO ANALÍTICO	96
ANEXO 3: CÁLCULO DE CORREAS	100
ANEXO 4: CÁLCULO DE VIGAS ARCO	121
ANEXO 5: CÁLCULO DE TENSORES	132
ANEXO 6: CÁLCULO DE COLUMNAS	133
ANEXO 7: CÁLCULO DE FUNDACIONES.....	144

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Ubicación de la obra	12
Figura 2 - Vista en planta esquemática de la estructura	18
Figura 3 - Vista lateral esquemática de la estructura	18
Figura 4 - Vista de la sección transversal esquemática de la estructura.....	19
Figura 5 - Geometría de los perfiles C utilizados en las correas de techo	20
Figura 6 - Geometría esquemática de las vigas arco	21
Figura 7 - Geometría esquemática de las columnas	23
Figura 8 - Dimensiones finales para el proyecto estructural.....	28
Figura 9 – Esquema para el cálculo de la sobrecarga de montaje y mantenimiento.....	33
Figura 10 - Campo de validez del Procedimiento Simplificado.....	35
Figura 11 - Procedimiento de diseño del Procedimiento Simplificado.....	35
Figura 12 - Campo de validez del Procedimiento Analítico	37
Figura 13 - Procedimiento de diseño del Procedimiento Analítico	37
Figura 14 - Relaciones geométricas y esbelteces límites.....	40
Figura 15 - Ubicación de la correa tipo analizada	44
Figura 16 - Ubicación de la viga arco tipo analizada	52
Figura 17 - Diagrama de corte ideal en barras armadas	54
Figura 18 - Geometría final adoptada para la viga arco tipo	56
Figura 19 - Visualización del tensor analizado	57
Figura 20 - Ubicación de la columna tipo analizada.....	59
Figura 21 - Geometría final adoptada para la columna tipo	63
Figura 22 - Esquema del pilote tipo.....	64
Figura 23 - Diagramas de esfuerzos típicos para el pilote tipo.....	65
Figura 24 - Características particulares del pilote tipo.....	66
Figura 25 - Esquema para la verificación de la flexión del pilote tipo.....	67
Figura 26 - Esquema de la geometría final y armaduras adoptadas para el pilote tipo.....	69
Figura 27 - Armadura longitudinal mínima según programa <i>FLEXCOMP</i>	70

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 - Comparación de luces entre pórticos	25
Tabla 2 - Dimensiones finales para el proyecto estructural	27
Tabla 3 - Valores de diseño de la sobrecarga de mantenimiento.....	33
Tabla 4 - Valores de carga de viento para el sistema principal (Procedimiento Simplificado)....	36
Tabla 5 - Valores de carga de viento para componentes y revestimientos (Procedimiento Simplificado).....	36
Tabla 6 - Valores de carga de viento para el sistema principal (Procedimiento Analítico)	38
Tabla 7 - Valores de carga de viento para componentes y revestimientos (Procedimiento Analítico)	38

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

En el presente Informe Técnico se presentan, describen y detallan las actividades que se llevaron a cabo en el marco de la asignatura Práctica Supervisada de la Carrera de Ingeniería Civil de la U.N.C., en el cual el tema del mismo es el proyecto y cálculo de una nave industrial metálica.

El trabajo consiste en estudiar, plantear, verificar y optimizar el proyecto, buscando siempre un mejoramiento técnico y económico de la estructura en su conjunto.

Las tareas se desarrollaron en las oficinas de la Empresa P&D S.A. ubicada en barrio General Paz en la Ciudad de Córdoba.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en diseñar y calcular una nave industrial de acero de una tipología que normalmente se conoce en el medio como “estructura liviana de acero”, que será utilizada posteriormente por el comitente como depósito o lugar de almacenamiento. La misma se plantea con una estructura resistente del tipo metálica, que estará cerrada lateralmente por muros de mampostería de ladrillo cerámico hueco, para el ingreso contará con dos portones ubicados en los extremos de la obra, y tiene además como obras complementarias en su interior dos sanitarios con entrepiso para oficinas.

Dicho comitente proporciona para desarrollar el proyecto un terreno de su propiedad, cuya ubicación y especificaciones se detallan más adelante, en el cuál se investigará según las normativas catastrales las dimensiones en las cuáles es factible edificar y se procederá a plantear la estructura en el mismo tratando de aprovechar al máximo el lote.

Este tipo de obra es muy común en el medio, y el proyecto en particular no presenta grandes complejidades ya que se puede diseñar libremente dentro del terreno provisto.

La finalidad de este trabajo consiste en definir los miembros de la estructura metálica resistente (de una tipología determinada que se adoptará) de forma que satisfagan los requisitos de proyecto, como resistencia y deformaciones, buscando un costo lo más bajo posible. Para ello es necesario un proceso iterativo, probando con distintas secciones de diferentes propiedades y agregando, si es necesario, en cada paso, algunos detalles o particularidades buscando una mejor solución al problema.

1.3. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA

Como se dijo anteriormente el comitente es propietario de un terreno, el cual se encuentra ubicado en el barrio San Antonio en la zona sur de las cercanías de la periferia de la Ciudad de Córdoba. Se encuentra más específicamente en la calle Belardinelli al 4788.

La ubicación del predio se muestra en la Figura 1.

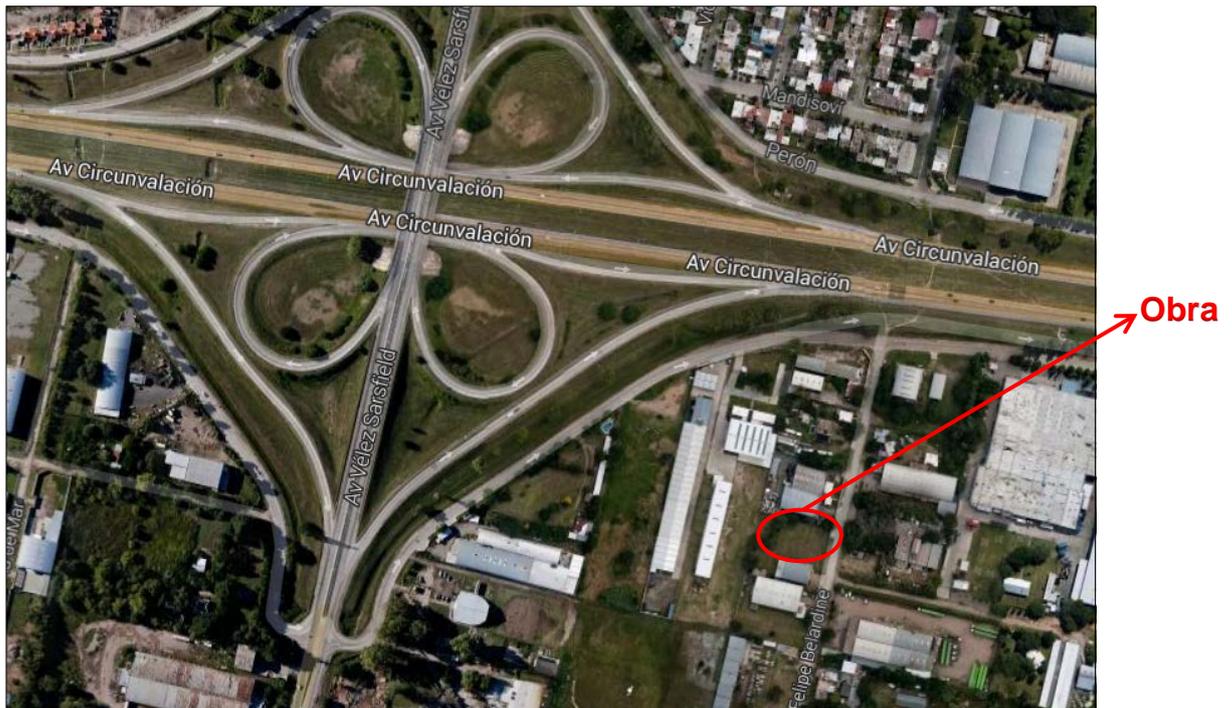


Figura 1 - Ubicación de la obra

1.4. OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA

1.4.1. Objetivos generales

Los objetivos de carácter general que se persiguen en este trabajo son:

- ❖ Obtener una primera experiencia laboral, dentro del campo profesional, en un marco de seguimiento y aprendizaje.
- ❖ Interiorizarse dentro del campo de la Ingeniería Civil en la rama de Estructuras, para buscar profundizar y afianzar los conceptos relacionados a la misma.
- ❖ Realizar las verificaciones pertinentes que exigen los Reglamentos Argentinos de Cálculo para los elementos estructurales.
- ❖ Familiarizarse con los procesos de cálculo y de detallado de estructuras en general.

- ❖ Intercambiar conceptos y opiniones con otros profesionales del ámbito, buscando un trabajo en equipo y con una visión integral hacia la temática.

1.4.2. Objetivos Particulares

Se pueden citar los siguientes objetivos a nivel personal y profesional:

- Afrontar un problema real, investigar y velar por la solución más adecuada, teniendo ciertos plazos acotados de tiempo.
- Estudiar de manera acabada toda la reglamentación actual a aplicar. Indagar y profundizar más sobre el comportamiento y las características de las estructuras metálicas.
- Confeccionar los modelos numéricos necesarios mediante el uso de softwares en computadoras.
- Obtener todas las dimensiones finales y detalles de los elementos estructurales que se calcularán.
- Formar ciertos criterios y tener ciertas pautas a la hora de la toma de decisiones en un proyecto real.

Vincular los conocimientos teóricos adquiridos en la facultad con actividades y hechos que se dan en la vida cotidiana.

1.5. PLAN DE ACTIVIDADES

Para cumplimentar los objetivos anteriormente propuestos, se ha previsto como cronograma de actividades el desarrollo de las tareas que se detallan a continuación:

- Estudio de aspectos generales de la obra.
- Estudio de normativa vigente y requisitos de proyecto.
- Análisis detallado de carga de viento.
- Análisis de luces más adecuadas entre pórticos.
- Análisis, predimensionado y dimensionado de correa tipo.
- Análisis, diseño y cálculo de viga arco de pórtico tipo con su tensor.
- Análisis, diseño y cálculo de columna tipo.
- Análisis y propuesta tentativa de fundación tipo.

1.6. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para el desarrollo del trabajo se seguirá el listado anterior, que es de carácter tentativo y no rígido, a veces interactuando entre los ítems listados y siempre pudiendo volver hacia atrás para retocar y/o hacer las modificaciones que se consideren necesarias.

Toda la información y requisitos para el proyecto, características del lugar de emplazamiento, tipología estructural y características de los elementos estructurales, entre otros, son brindadas por el Supervisor Externo de la Práctica Supervisada.

Todo el estudio de las acciones actuantes en la estructura, el comportamiento de la misma, las verificaciones pertinentes de sus elementos constituyentes, entre otros, se hacen en base a las prescripciones de los Reglamentos Argentinos INTI-CIRSOC vigentes. En particular para desarrollar este proyecto se hizo uso ampliamente de los siguientes:

- **Reglamento CIRSOC 101-2005:** Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.
- **Reglamento CIRSOC 102-2005:** Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.
- **Reglamento CIRSOC 301-2005:** Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios.
- **Reglamento CIRSOC 303-2009:** Reglamento argentino de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío.
- **Reglamento CIRSOC 308-2007:** Reglamento argentino de estructuras livianas para edificios con barras de acero de sección circular.
- **Reglamento CIRSOC 201-2005:** Reglamento argentino de estructuras de hormigón.

Todos los cálculos de los elementos estructurales se realizan en planillas de cálculo (planillas de Microsoft Excel) para poder realizar pruebas y probar con distintos valores de las variables intervinientes de una manera más fácil y cómoda, además de tener una presentación mejor del trabajo. Todas estas planillas detalladas realizadas en la empresa son adjuntadas al final del presente informe.

A la hora de modelar numéricamente el pórtico tipo que se dimensionará, se hará uso del programa RAM Advanse versión 9.5.

Todo el trabajo se hace con una revisión permanente por parte del Supervisor Externo, proponiendo en cada etapa todas las mejoras y optimizaciones que se crean adecuadas, para así intentar lograr una solución estructural más eficiente, cumpliendo siempre con la normativa vigente, y procurando que sea factible su construcción y montaje, como así también cuidando de obtener un resultado lo más económico posible.

Más adelante se detallan hipótesis de cálculo, características y datos asumidos, procesos de verificación de secciones, verificación de deformaciones, etc. Todo esto se muestra en los capítulos correspondientes al diseño de cada elemento estructural, haciendo una descripción del proceso de cálculo, con todos los comentarios y/o aclaraciones que se consideran relevantes, y mostrando finalmente la geometría y características finales que se adoptaron para cada uno de ellos. Los detalles y

particularidades de cada cálculo como se mencionó se encuentran en las planillas de cálculo adjuntas.

1.7. ALCANCES DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA

Se destaca que en el presente trabajo se realiza sólo una parte del proyecto completo de la nave industrial, pues algunos aspectos de la estructura metálica, como ser el cálculo de elementos de uniones, el dimensionado de los elementos constituyentes de las vigas de contraviento, las placas base para las columnas, las tillas inferiores de las correas para su arriostamiento lateral, los detalles de las fundaciones, entre otros, no se incluyen en esta presentación.

El informe se limita al análisis y cálculo estructural de los elementos citados en el Plan de Actividades de la Práctica Supervisada.

CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

2.1. CARACTERÍSTICAS GLOBALES DE LA ESTRUCTURA

La estructura metálica que se planteará, es el del tipo conocido comúnmente como “liviana de acero”, y consiste en un cerramiento horizontal abovedado provisto por una cubierta de chapa galvanizada zincada en caliente de sección trapezoidal, soportada por correas, que se apoyan en pórticos constituidos tanto vigas como columnas, por barras armadas del tipo IV, con nudos rígidos entre vigas y columnas. Siendo la viga del pórtico un arco de directriz circular, que cuenta con un tensor horizontal en sus extremos. La fundación se realiza con pilotes.

Un requisito de proyecto es obtener elementos lo más livianos que se pueda, dentro de la tipología mencionada anteriormente de vigas y columnas reticuladas, y correas de perfil “C” conformadas en frío.

El sistema resistente a las fuerzas de viento se compone por los pórticos y por las vigas de contraviento en la cubierta y en los laterales de la nave.

Los pórticos son estables en su plano, se supone las columnas empotradas en su base, y sumado a que la unión de viga con columna es del tipo rígida, resisten fuerzas horizontales y verticales en dicho plano.

En la Figura 2 podemos observar una vista en planta esquemática de la propuesta estructural planteada. Mientras que en la Figuras 3 y 4 tenemos respectivamente, vistas también esquemáticas lateral y una frontal de la estructura de la nave industrial.

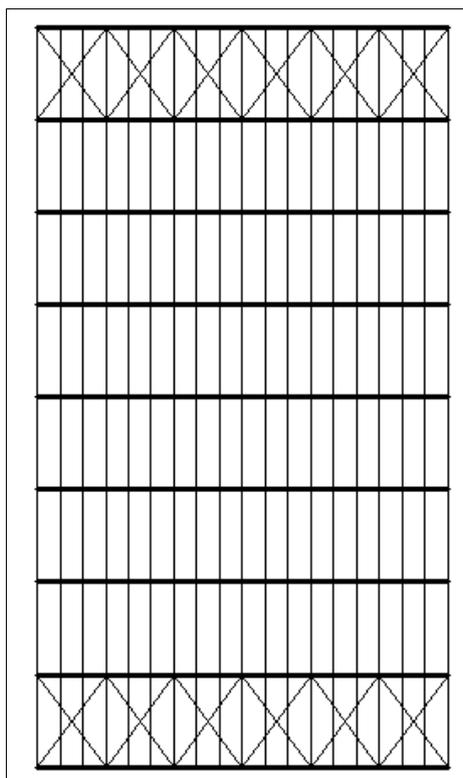


Figura 2 - Vista en planta esquemática de la estructura

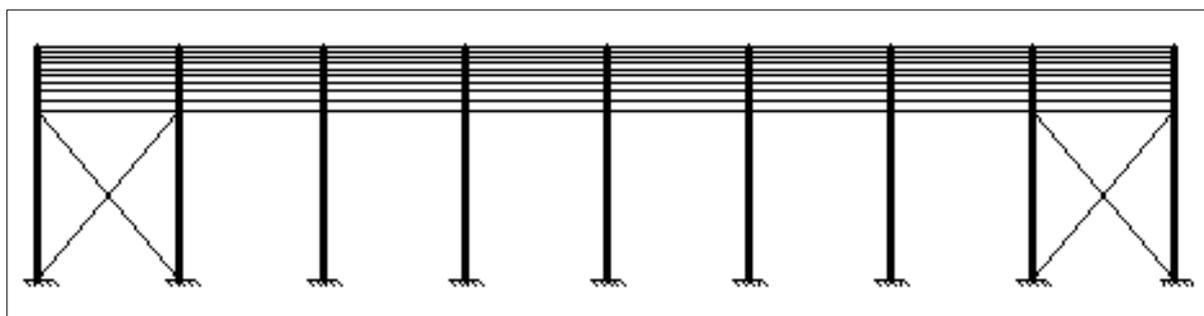


Figura 3 - Vista lateral esquemática de la estructura

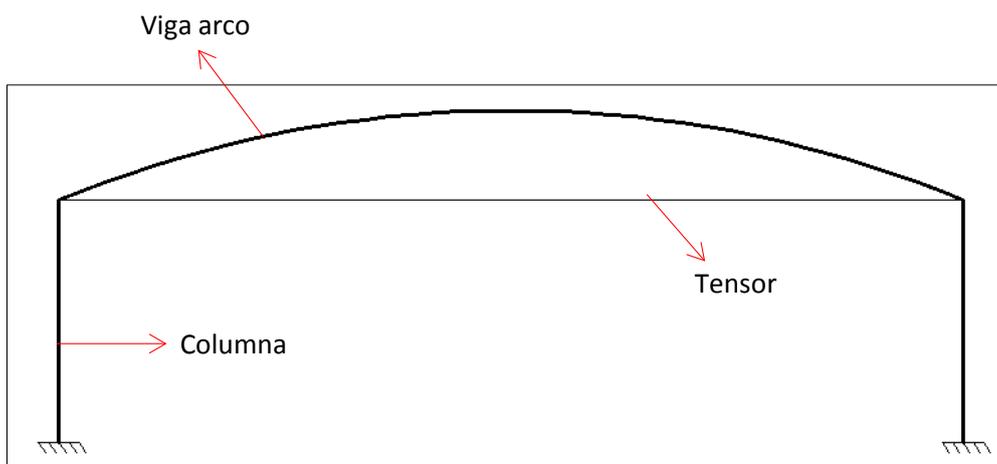


Figura 4 - Vista de la sección transversal esquemática de la estructura

Para que la estructura sea estable debe ser capaz de llevar al suelo de fundación todas las fuerzas horizontales y verticales que actúan sobre ella.

Toda estructura en general, de la tipología que sea, debe cumplir con 3 requisitos fundamentales para que se considere apta o apropiada:

- **Estabilidad:** relacionado a que globalmente debe poder soportar todas las acciones que se ejercen en ella en todas las direcciones en que estas actúan, y además localmente ningún miembro debe presentar inestabilidad, como por ejemplo el pandeo en elementos comprimidos.
- **Resistencia:** debe resistir los máximos esfuerzos a los que se supone probabilísticamente que estará sometida.
- **Rigidez:** en ciertas condiciones, como en estado de servicio, las deflexiones y/o giros máximos no deben superar ciertos valores, para no generar malas sensaciones como flechas excesivas o vibraciones molestas en entresijos.

Hablando sobre seguridad estructural, la estructura debe ser proyectada y construida para que:

- ⊕ Con aceptable probabilidad permanezca durante toda su vida útil apta para el uso para el cual es requerida.
- ⊕ Con apropiado grado de seguridad y confiabilidad resista durante su ejecución y uso, todas las acciones de actuación probable.
- ⊕ No sufra daños de magnitud desproporcionada a la causa original, frente a probables impactos, explosiones, o como consecuencia de errores humanos.
- ⊕ Tenga adecuada durabilidad compatible con el costo de mantenimiento.

2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.2.1. Tipología de Correas

Las correas se proponen de perfiles de acero de sección abierta conformados en frío, más específicamente de sección transversal “C”. Esta tipología comúnmente suele identificarse como “liviana”, a diferencia de los perfiles del tipo pesado que encontramos en nuestro medio.

Las normas que regulan la calidad de este acero son las Normas IRAM-IAS U 500-206-3 “Perfiles abiertos de acero conformados en frío, para usos generales y estructurales - Perfil C - Dimensiones”.

Su designación comercial es: “PC H x B x D x t”. Donde “H” es la altura entre bordes externos, “B” es la base entre bordes externos, “D” la dimensión del labio rigidizador entre bordes externos, y “t” el espesor de la chapa. En la Figura 5 podemos apreciar la geometría de estos perfiles.

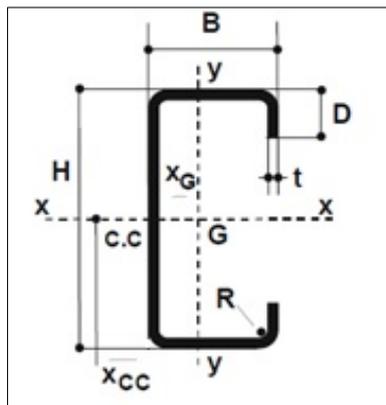


Figura 5 - Geometría de los perfiles C utilizados en las correas de techo

El perfil “C” a diferencia del perfil “U” cuenta con un labio rigidizador en cada ala, lo que lo hace más eficiente, y su costo no difiere mucho. Por su forma es cómodo de manejar y relativamente práctico a la hora de realizar las uniones atornilladas con la chapa de cubierta.

Las verificaciones pertinentes para esta tipología de perfiles se realiza de acuerdo al Reglamento CIRSOC 303-2009: Reglamento argentino de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío.

2.2.2. Tipología de Vigas

Las vigas para la nave industrial se proponen reticuladas, de sección rectangular, y en forma de arco con directriz circular. La forma del reticulado es del tipo de las barras armadas del Grupo IV, con celosías formadas sólo por diagonales. Los cordones y diagonales de la misma están conformados por hierro redondo macizo.

Las normas que regulan la calidad y características del acero para esta tipología son las siguientes:

IRAM-IAS U500-207: Barras de acero conformadas de dureza natural, **soldables**, para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM-IAS U500-502: Barras de acero laminadas en caliente, lisas y de sección circular para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM-IAS U500-528: Barras de acero conformadas de dureza natural, para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM-IAS U500-558: Perfiles ángulo de acero, de alas iguales, laminados en caliente.

En la Figura 6 podemos apreciar la configuración geométrica adoptada para la viga arco, como su sección transversal.

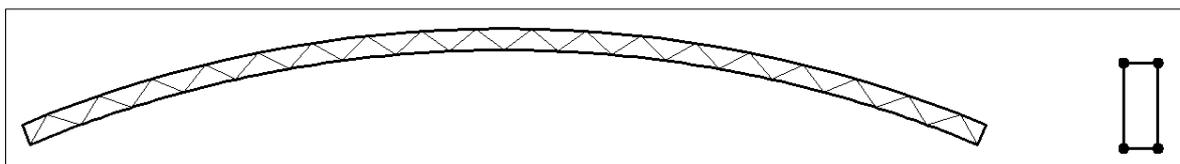


Figura 6 - Geometría esquemática de las vigas arco

Esta tipología se adopta para buscar obtener una solución que pueda llevar a elementos estructurales más livianos, ya que los elementos del tipo “reticulados” son en general menos pesados que los del tipo “alma llena”. La forma “en arco” de la viga se eligió por decisión de proyecto, esta forma es muy apta para cargas gravitatorias simétricas. Las solicitaciones son para este caso fundamentalmente compresiones con momentos flectores reducidos. La disposición de un tensor en su base (como en el presente proyecto), permite transmitir a las columnas solicitaciones axiales pues éste elemento toma los empujes horizontales hacia afuera.

Para acciones sobre el arco preponderantes en otro sentido (por ejemplo viento en succión) y cargas asimétricas (por ejemplo viento, nieve o sobrecarga de mantenimiento) aparecen momentos flectores que pueden ser importantes con lo que disminuye la ventaja del arco. Además cuando las cargas actúan hacia arriba (succión) se invierte el sentido de los empujes horizontales en los pies del arco, el tensor no trabaja y dichos empujes deben ser tomados por las columnas.

La sección rectangular se adopta por tener flexiones alrededor de un solo eje, el eje fuerte (horizontal) de la sección en cuestión, con una altura considerablemente mayor que la base, podemos decir una relación aproximada de $h = 1,5$ a $3 b$, para que la sección trabaje más eficientemente a flexión por incrementar notablemente su momento de inercia. Además, a diferencia de la sección triangular, la rectangular es apta para solicitaciones en ambos sentidos (reversibles), cuestión que es relevante para este proyecto por tener acciones de viento importantes.

Constructivamente esta forma seccional es fácil de materializar, siendo la forma más común de unión entre los cordones y diagonales la unión soldada, para la cual deben tomarse los recaudos necesarios, consideraciones que escapan al alcance de este trabajo.

Las verificaciones pertinentes para esta tipología de perfiles se realiza de acuerdo al Reglamento CIRSOC 308-2007: Reglamento argentino de estructuras livianas para edificios con barras de acero de sección circular.

2.2.3. Tipología de Tensores

El tensor ubicado en la base del arco, es un elemento que trabaja sólo a tracción, y colabora, como se mencionó anteriormente, cuando actúa sobre el arco carga gravitatoria tomando los empujes horizontales hacia afuera, logrando que se transmitan desde el arco hacia las columnas sólo esfuerzos axiales.

La tipología adoptada para el mismo es una barra de acero de sección circular, que tendrá en sus extremos un “manguito roscado” para ponerlo previamente en tensión.

Si bien es cierto en las estructuras livianas, como en este caso, la acción del viento es preponderante sobre las demás, y ante este tipo de carga el tensor (dada su enorme esbeltez) toma prácticamente nula compresión y podemos decir que directamente no trabaja, se lo plantea en el esquema estructural para alivianar la flexión en las columnas, en los casos de carga donde no interviene el viento, que actuarán durante bastante tiempo en la vida útil de la estructura.

2.2.4. Tipología de Columnas

Al igual que en el caso de las vigas arco, la tipología de las columnas se proponen reticuladas, livianas, y de sección rectangular, con su eje longitudinal recto. La forma del reticulado es del tipo de las barras armadas del Grupo IV, con celosías formadas sólo por diagonales. Las diagonales están conformadas por hierro redondo macizo y los cordones, a diferencia de las vigas se proponen inicialmente de hierro redondo macizo, pero dada su poca eficiencia a la resistencia al pandeo flexional, los mismos estarán conformados por perfiles ángulo de alas iguales laminados en caliente. Más detalles sobre esto se dan en el capítulo de Conclusiones.

Las normas que regulan la calidad y características del acero para esta tipología son las siguientes:

IRAM-IAS U500-502: Barras de acero laminadas en caliente, lisas y de sección circular para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM-IAS U500-558: Perfiles ángulo de acero, de alas iguales, laminados en caliente.

En la Figura 7 podemos apreciar la configuración geométrica adoptada para una columna reticulada tipo.

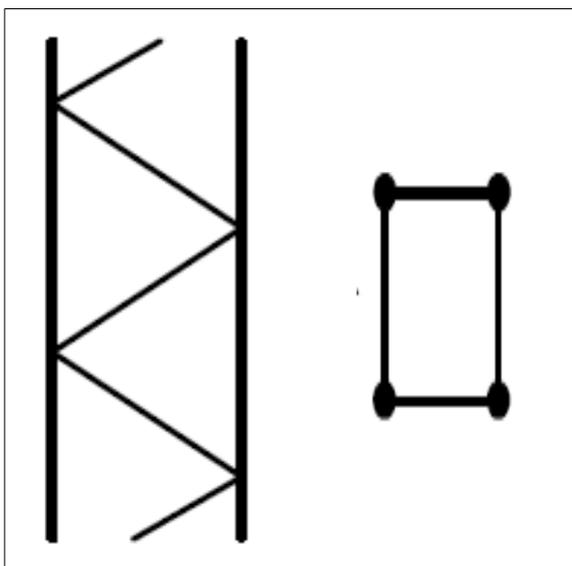


Figura 7 - Geometría esquemática de las columnas

La sección rectangular se adopta por tener flexiones alrededor de un solo eje, el eje fuerte de la columna, orientada la misma para trabajar a flexión en el plano del pórtico. También tiene ventajas por ser capaz de trabajar eficientemente ante solicitaciones reversibles, como para el caso de carga de viento, ya que dada su simetría y haciendo referencia a flexión simple, ante una dirección de acción del viento o la otra, siempre tiene una mitad que trabaja a compresión y la otra a tracción.

Las uniones al igual que en el caso de las vigas arco, se realizan mediante soldadura.

La barra armada, por decisión de proyecto, será hormigonada en toda su altura inmediatamente después de su materialización.

Las verificaciones pertinentes para esta tipología de perfiles se realiza de acuerdo al Reglamento CIRSOC 301-2005: Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios, y al Reglamento CIRSOC 308-2007: Reglamento argentino de estructuras livianas para edificios con barras de acero de sección circular.

2.2.5. Tipología de Fundaciones

Según los datos arrojados por el estudio de suelo, y por decisión de proyecto, se decide adoptar una fundación mediante pilotes excavados a mano los primeros metros y mecánicamente luego, hormigonados in-situ.

Se disponen de los parámetros característicos del suelo necesarios para efectuar un primer cálculo y obtener valores tentativos de la geometría del pilote tipo, tema que se desarrollará en el capítulo correspondiente.

2.3. GEOMETRÍA GLOBAL ADOPTADA

Para determinar las dimensiones en las que se puede efectuar el proyecto se hacen las averiguaciones pertinentes en la municipalidad de Córdoba conjuntamente con Catastro.

Características del lote:

- Zona: "K"
- Art.: 1º Ord. 10996/05
- Uso: Vivienda individual, agrupada, colectiva. Actividades industriales
- FOS: 60 %
- FOT: 1 (Uno)
- Altura: 10,50 m
- Retiro: Según Art. 9º
- Nº Unid. Vivienda: Tabla nº 1 Art. 42-8253/86
- Disposiciones: Planes de vivienda
- Particulares: Usos industriales (S/ Art. 1º Ord. 10996/05)

Según la plancheta catastral del lote en función de la zona en que se encuentra emplazado, se averigua la posibilidad de realizar una subdivisión del terreno con el cumplimiento de la normativa, ya que una parte se encuentra edificada y para evitar cualquier tipo de inconvenientes a futuro se prefiere independizar el lote en que se construirá la nave, para que la misma esté en un lote propio y único.

Para ello se corroboró las dimensiones mínimas para proyectar cumpliendo lo exigido para la zona de la construcción según la municipalidad, entre ellos: retiros (de frente y fondo), FOS, FOT, etc.

Y por último se controló un requisito especial pedido por Bomberos, el cual exige solamente una cierta distribución de matafuegos en el lugar, si la superficie cubierta no excede los 1000 m² (caso contrario se exige la instalación de rociadores). Por ello se plantearon las dimensiones de la estructura de modo de tratar de no sobrepasar este

valor, y teniendo un espacio disponible lo suficientemente grande para el almacenamiento.

Entonces, luego de las averiguaciones pertinentes, las dimensiones finales del terreno utilizables para desarrollar cómodamente el proyecto son:

22 m ancho * 44 m largo
968 m² de superficie

Antes de efectuar el predimensionado de los elementos estructurales, se plantean dos luces posibles distintas entre pórticos, para intentar lograr un mejor aprovechamiento de los materiales y secciones, las diferencias entre los casos se muestran en la Tabla 1.

<u>Mayor luz entre pórticos</u>	<u>Menor luz entre pórticos</u>
Menor cantidad de columnas	Mayor cantidad de columnas
Menor cantidad de pilotes	Mayor cantidad de pilotes
Columnas más robustas	Columnas menos robustas
Pilotes más robustos	Pilotes menos robustos
Vigas reticuladas más robustas	Vigas reticuladas menos robustas
Correas más robustas	Correas menos robustas

Tabla 1 - Comparación de luces entre pórticos

Entonces se hace un planteo con dos esquemas diferentes buscando un equilibrio entre materiales, mano de obra, tiempo de ejecución, seguridad, estabilidad global, y fundamentalmente economía de la obra.

Entonces planteamos dos luces posibles, ellas son:

$$l_1 = 6,29 \text{ m} \rightarrow \text{con 8 columnas (7 espacios)}$$

$$l_2 = 7,33 \text{ m} \rightarrow \text{con 7 columnas (6 espacios)}$$

Seguidamente se procede a trabajar con valores supuestos de carga muerta, sobrecarga de montaje y mantenimiento y carga de viento, para realizar una estimación aproximada de los esfuerzos a los que estarán sometidos las correas y los pilotes de fundación.

Se hacen uso de ecuaciones simplificadas y suponiendo un campo elástico de esfuerzos para tener una aproximación rápida, y así poder contrastar los resultados obtenidos tanto para las correas como para los pilotes en ambos casos de estudio (con las diferentes luces adoptadas). Para el caso de la correa tipo se calcula el momento flector último que la solicitará, y en base a este, se obtiene un módulo elástico resistente a flexión aproximado por ecuaciones del campo elástico, con el cual podemos escoger un perfil de tabla. Para el pilote de fundación tipo, se hace un

análisis de la capacidad de carga, la resistencia a flexión por un procedimiento aproximado, y se evalúa la resistencia al corte. Estos procedimientos son los mismos que luego se emplean para el diseño final de los pilotes, por lo que más detalles al respecto se dan en el capítulo del cálculo de las fundaciones.

El cálculo realizado para este análisis de prefactibilidad, se encuentra adjunto al final de la presente publicación: en el **Anexo 1.1.** encontramos el análisis de correas, y en el **Anexo 1.2.** encontramos el estudio realizado para los pilotes.

Analizando los resultados obtenidos, centrándose en los esfuerzos que tendrán que resistir los pilotes (que representan un aspecto especial en la ejecución y costo de la obra) en cada caso, vemos que:

- La sollicitación de corte es muy baja en ambos casos, resultando una armadura mínima.
- La carga normal de compresión difiere considerablemente para la luz mayor.
- La sollicitación de flexión es el punto crítico, ya que el momento flector en el caso de la luz mayor es bastante más grande, y según el procedimiento simplificado adoptado para el análisis de la armadura longitudinal necesaria para resistir la flexión, resulta ésta última mucho mayor que en el caso de la luz menor.

A su vez las correas para la luz mayor también observamos que se encarecen bastante, teniendo que utilizar perfiles muy grandes que no se utilizan comúnmente en el ambiente.

Considerando lo anteriormente dicho y sumando a esto el hecho de que una luz de más de 6 m en una estructura de este tipo no es muy común en el medio, y las correas necesarias para una luz tan grande, deberán ser bastante más robustas y éstas representan a su vez un costo considerable en la obra, se decide por un criterio de economía de materiales (principalmente de acero) y obtener una nave con luces intermedias de la tipología más común en nuestro medio, resultando además así sus elementos constituyentes menos esbeltos en algunos casos y menos sobrecargados en otros, adoptar una luz entre ejes de pórticos de:

$$l = 5 \text{ m}$$

con 9 columnas (8 espacios)

Achicando de esta manera un poco la nave, quedando con una superficie total de:

22 m ancho * 40 m largo
880 m² de superficie

Entonces las dimensiones finales que se adoptarán para realizar el proyecto estructural, teniendo en cuenta el análisis anterior, y agregando otras decisiones tomadas en un anteproyecto, se muestran en la Tabla 2.

a	40	m	Largo en planta
b	22	m	Ancho en planta
h	6	m	Altura columna
f	2,2	m	Flecha del arco
nº esp entre pórticos	8		
l corr	5	m	Longitud correa
nº esp entre corr	18		
sep horiz corr	1,222	m	

Tabla 2 - Dimensiones finales para el proyecto estructural

Las mismas se pueden apreciar gráficamente en la Figura 8.

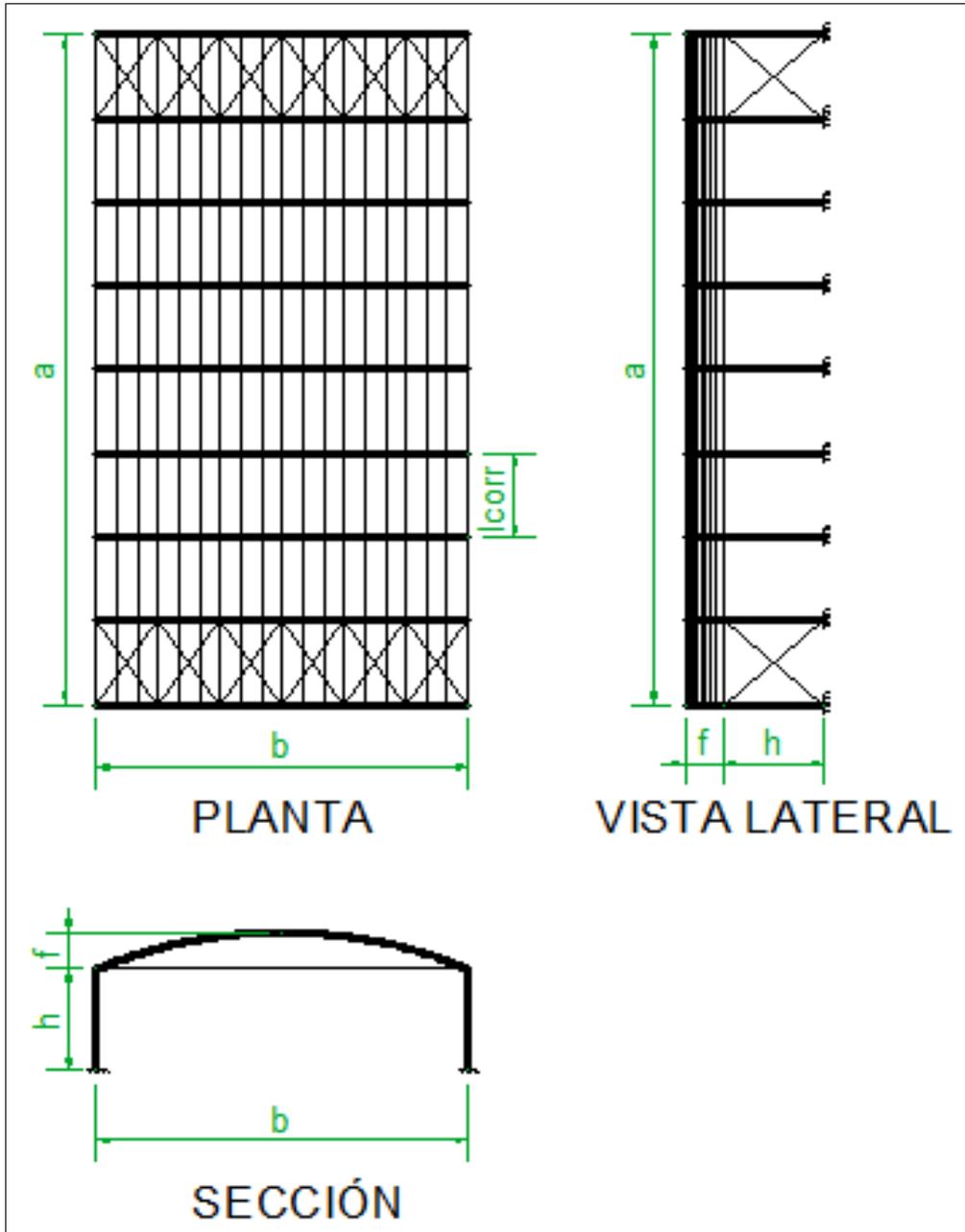


Figura 8 - Dimensiones finales para el proyecto estructural

Nota:

En las planillas de cálculo correspondientes se mantiene la misma nomenclatura para las dimensiones.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

3.1. ANÁLISIS DE CARGA

Dentro del análisis se considerarán tres tipos de carga que actuarán sobre la estructura:

- 1) **D** = Cargas permanentes
- 2) **L_r** = Cargas de mantenimiento y montaje sobre techos
- 3) **W** = Carga de viento

Notas:

- Al ser una estructura liviana, con poco peso y poca masa, los efectos sísmicos (E) no tienen gran relevancia, ya que los mismos están asociados a la masa de la estructura, siendo para este caso despreciables. Por otro lado no se los cuantificará debido a que en las combinaciones de carga, el estado de carga sismo nunca aparece combinado con el estado de carga de viento, y éste último si es relevante para esta estructura dominando sobre el anterior, por lo que se considerará para el análisis la acción del viento y no se cuantificarán los efectos sísmicos.
- Para el medio en que está inserta la obra, la carga de nieve (S) no tiene relevancia, arrojando en su cálculo valores muy bajos, y considerando que esta acción no se combina con el estado de carga de sobrecarga de montaje y mantenimiento mayorado, que domina sobre la primera, el análisis de carga de nieve no se realizará en este trabajo y sólo se tomará en cuenta la presencia de la sobrecarga de mantenimiento.

Para la cuantificación de dichos estados de carga, se hará uso de los siguientes Reglamentos:

- **Reglamento CIRSOC 101-2005:** Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.
- **Reglamento CIRSOC 102-2005:** Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.

Estas acciones se combinarán de acuerdo a las combinaciones de cargas que se especifican en el Reglamento CIRSOC 301-2005 en la Sección A.4., para obtener así las combinaciones mayoradas que producirán las solicitaciones seccionales últimas, como así también las combinaciones de servicio que generarán las solicitaciones y deformaciones en estado de servicio.

Cabe destacar que para el presente trabajo se tomará la hipótesis (importante) de que el estado de carga de sobrecarga de mantenimiento **NO** coexiste con la carga de viento, ya que se supone que el montaje de la estructura y algún mantenimiento que se realice en la misma durante su vida útil, no serán realizados si hay presente viento en la zona, esperando para efectuar tales acciones cuando no corra viento en el lugar.

3.1.1. Análisis de cargas permanentes

Como se mencionó anteriormente las cargas permanentes serán obtenidas del Reglamento CIRSOC 101-2005, las mismas se constituyen en este caso por el peso propio de los elementos estructurales.

Los valores dependen lógicamente de cada elemento, el material constituyente, y las dimensiones del mismo principalmente.

En dicho Reglamento se encuentran las siguientes definiciones a tener presentes, en el Capítulo 2, que se transcriben a continuación:

- **Cargas:** Fuerzas que resultan del peso de todos los materiales de construcción, del peso y actividad de sus ocupantes y del peso del equipamiento. También de efectos ambientales y climáticos tales como nieve, viento, etc.
- **Cargas nominales:** La magnitud de las cargas especificadas en el presente Reglamento, incluidos los Anexos.
- **Coacciones:** Esfuerzos internos originados por deformación diferida, retracción de fraguado, variación de temperatura, cedimiento de vínculos, etc. Sólo se producen en estructuras hiperestáticas.
- **Cargas permanentes:** Cargas en las cuales las variaciones a lo largo del tiempo son raras o de pequeña magnitud y tienen un tiempo de aplicación prolongado. En general, consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, incluyendo pero no limitado a paredes, pisos, techos, cielorrasos, escaleras, elementos divisorios, terminaciones, revestimientos y otros ítems arquitectónicos y estructurales incorporados de manera similar, y equipamiento de servicios con peso determinado.

Hablando ahora específicamente de las cargas del tipo permanentes, encontramos en el Capítulo 3, en la sección 3.1., las siguientes consideraciones, a tener en cuenta:

- Cuando se determinen las cargas permanentes con propósito de diseño, se deben usar los pesos reales de los materiales y elementos constructivos. En ausencia de información fehaciente, se usarán los valores que se indican en el presente Reglamento.

- Las cargas permanentes se obtendrán multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso, por los correspondientes pesos unitarios que se indican en la Tabla 3.1. para los materiales y conjuntos funcionales de construcción y en la Tabla 3.2. para otros materiales de construcción y almacenables diversos.
- Cuando estas cargas tengan el carácter de estabilizante, se determinará exhaustivamente su valor en cada caso particular, para no asignarles un valor en exceso.
- Cuando se determinen las cargas permanentes con propósito de diseño, se debe incluir el peso del equipamiento fijo de servicios, tal como instalación sanitaria, instalación eléctrica, sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado.
- En edificios de oficinas u otros edificios, donde se levantarán o redistribuirán elementos divisorios interiores, se debe prever el peso de dichos elementos, ya sea que éstos se muestren o no en los planos, a menos que la sobrecarga especificada exceda los **4 kN/m²**.

Para este proyecto en particular, en el caso del cálculo de la correa tipo, se hizo un primer predimensionado con un valor de carga permanente (peso propio y peso de las chapas de cubierta) supuesto, y determinada una sección tentativa del perfil, se verificó la misma con el peso de las chapas de cubierta que efectivamente se colocarán y el peso propio según tablas del perfil en cuestión.

Para el caso de la carga permanente de la viga arco tipo y la columna tipo, se tomaron valores aproximados conservadores para esta tipología estructural, en base a la experiencia profesional de personal de la Empresa, que junto a los valores de los restantes estados de carga, se cargaron en el programa RAM Advanse para modelar el pórtico tipo a calcular.

3.1.2. Análisis de sobrecarga de montaje y mantenimiento

Como se dijo la sobrecarga de montaje y mantenimiento será obtenida del Reglamento CIRSOC 101-2005. En el encontramos las siguientes especificaciones que se consideran importantes:

- Δ Para el caso de cubiertas de edificios destinados a depósitos, almacenamientos comerciales y de manufactura, y entresijos de garajes comerciales, cualquier nudo del cordón inferior de cabriadas expuestas de cubierta, o cualquier nudo perteneciente al sistema estructural de cubierta sobre el que apoyan cabriadas, debe ser capaz de soportar junto con su carga permanente, una carga concentrada suspendida no menor que **9 kN**. Para todos los otros destinos, cualquier elemento estructural de una cubierta

de edificio debe ser capaz de soportar una carga concentrada de **1 kN** ubicada en la posición más desfavorable.

- Δ Las cargas concentradas para estructuras de cubierta indicadas en los párrafos anteriores no actúan simultáneamente con las sobrecargas especificadas en el artículo 4.9.

Se aclara que para el caso de la correa tipo, donde toma relevancia tener en cuenta la posible presencia de una carga concentrada de **1 kN** ubicada en la posición más desfavorable, se efectuó el análisis pertinente pero al ser las solicitaciones de sección mucho más bajas que para el caso de la carga uniformemente distribuida, se trabaja con los efectos que produce esta última.

Una sección importante de este Reglamento, utilizada en el trabajo, es la 4.9., en la cual se especifica lo siguiente:

- Δ Las cubiertas comunes planas, horizontales o con pendiente y curvas se diseñarán para las sobrecargas especificadas en la expresión (4.2.) u otras combinaciones de cargas de control fijadas en los reglamentos específicos de cada material, aquélla que produzca las mayores solicitaciones. En estructuras tales como invernaderos, donde se usa andamiaje especial como superficie de trabajo para obreros y materiales durante las operaciones de reparación y mantenimiento, no se podrá usar una carga de cubierta menor que la especificada en la expresión (4.2) a menos que la apruebe la autoridad bajo cuya jurisdicción se realiza la obra.

Con lo expuesto anteriormente se calcula la sobrecarga de mantenimiento que actuará sobre la estructura, las expresiones detalladas para su cálculo se muestran en la Figura 9.

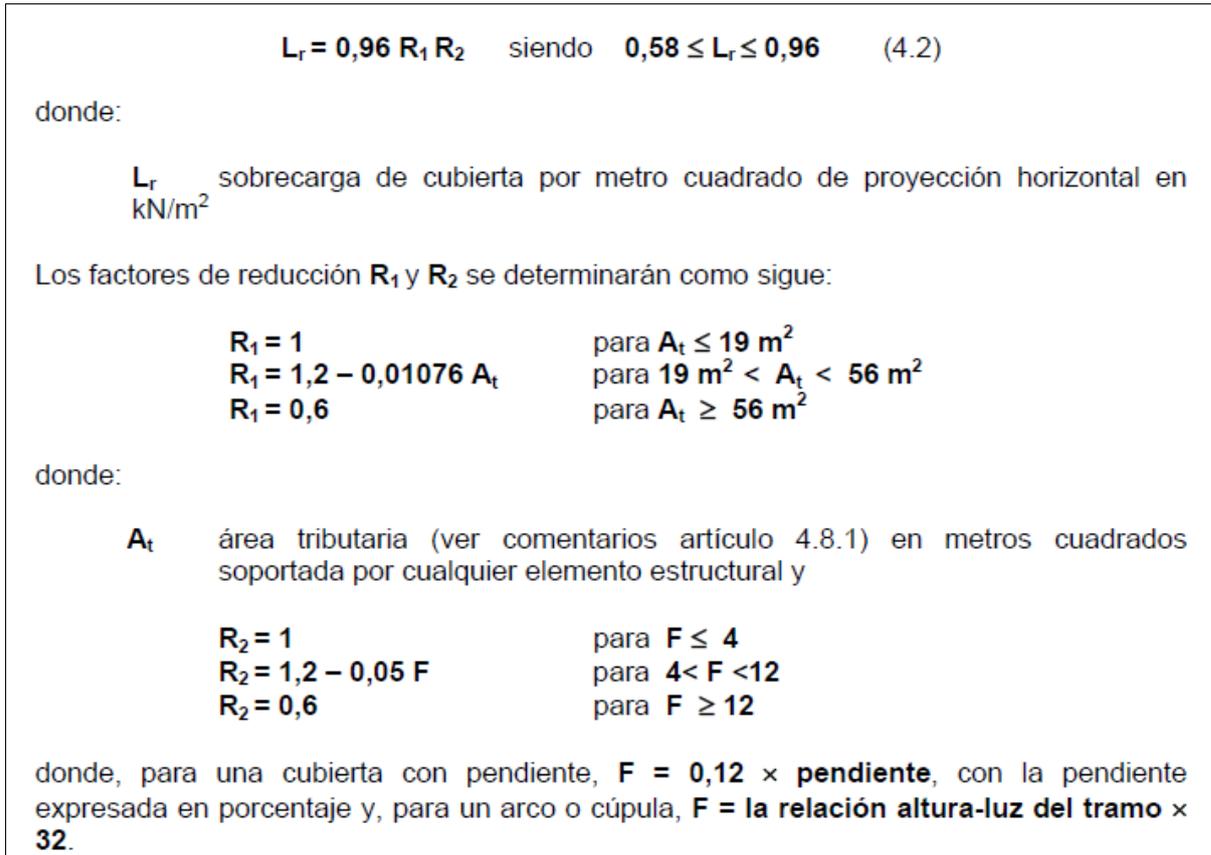


Figura 9 – Esquema para el cálculo de la sobrecarga de montaje y mantenimiento

Obteniendo así los siguientes valores utilizados en el diseño de la estructura, que se muestran en la Tabla 3.

Para Correas de techo	0,960	kN/m^2
Para Pórticos	0,576	kN/m^2

Tabla 3 - Valores de diseño de la sobrecarga de mantenimiento

3.1.3. Análisis de carga de viento

Para realizar este análisis se siguen las prescripciones del Reglamento CIRSOC 102-2005: “Reglamento Argentino de acción del viento sobre las construcciones”.

La naturaleza del viento y sus efectos han cobrado un importante papel en el diseño de edificios y otras estructuras, y el objetivo del Reglamento es establecer diseños por cargas de viento para prevenir accidentes y reducir daños a la propiedad a un nivel aceptable. Para lograr este objetivo, la investigación al respecto es permanente y se trabaja en diferentes áreas buscando profundizar en la temática.

Para el caso de las estructuras livianas y con grandes superficies, como es el caso del presente trabajo, la carga de viento se torna muy importante, y en la mayoría de los casos (como se da en este caso de estudio), se vuelve el estado de carga crítico o dominante para el dimensionado de los elementos estructurales. Por ello es importante detenerse y analizar cuidadosamente la cuantificación de las acciones que generará el viento en la estructura. Otra particularidad importante a tener en cuenta para este estado de carga es su posible reversibilidad en la dirección de actuación.

Para el estudio del estado de carga de viento, se propuso primeramente utilizar el Método 1 que brinda el reglamento: Procedimiento Simplificado, en el cuál los valores obtenidos son bastante grandes. Luego se decidió efectuar el Método 2: Procedimiento Analítico, debido a la importancia de esta condición de carga, para tener un estudio más detallado del mismo, y además beneficiarse por obtener valores para el diseño algo menores que los obtenidos a través del Procedimiento Simplificado. Los métodos en cuestión se exponen en las secciones siguientes.

3.1.3.1. Método 1 – Procedimiento Simplificado

Como primera medida se optó por realizar este procedimiento que resulta más conservador, es más sencillo de efectuar pero conduce a valores de diseño más altos que los del Método 2.

El método 1 se incluye en el Reglamento para que el Proyectista o Diseñador Estructural de edificios de diafragma simple, relativamente comunes, de baja altura ($h \leq 10 \text{ m}$), y forma regular, pueda elegir directamente de una Tabla las presiones para las paredes y la cubierta. Se dispone de dos Tablas, la Tabla 2 para el sistema principal resistente a la fuerza de viento y las Tablas 3A y 3B para componentes y revestimientos. En el caso de componentes y revestimientos, se proporcionan los valores para edificios cerrados y parcialmente cerrados. Se debe notar que para el sistema principal resistente a la fuerza de viento en un edificio de diafragma simple, la presión interna se anula para la carga sobre las paredes, pero se debe considerar en la cubierta. Esto es debido a que las fuerzas de viento se transfieren por diafragmas horizontales (tales como entresijos y cubiertas) a los elementos verticales del sistema principal resistente a la fuerza de viento (tales como paredes de corte, arriostramientos en X, o pórticos a flexión) y la recolección de fuerzas de viento proveniente de los lados del edificio a barlovento y sotavento, tiene lugar en los diafragmas horizontales. Una vez transferidas tales fuerzas hacia los diafragmas horizontales a través de los sistemas de paredes, dichas fuerzas se transforman en una fuerza neta de viento horizontal que se transmite a los elementos verticales. Las presiones internas iguales y opuestas sobre las paredes se compensan en el diafragma horizontal. El Método 1 combina las presiones a barlovento y sotavento en una presión neta de viento horizontal, con las presiones internas anuladas.

Primeramente se analizan las condiciones de la obra para corroborar que pueda ser encuadrada en el marco del Procedimiento Simplificado. Las condiciones de aplicabilidad se muestran en la Figura 10.

4.1 CAMPO DE VALIDEZ

Un edificio cerrado total o parcialmente cuyas cargas de viento de diseño se determinan de acuerdo con este capítulo debe cumplir las siguientes condiciones:

1. Se trata de un edificio con diafragmas simples, tal como se define en el Capítulo 2.
2. La pendiente de la cubierta del edificio es menor que 10° .
3. La altura media de la cubierta del edificio es menor o igual a **10 m**.
4. El edificio o estructura es de forma regular, como se define en el Capítulo 2.
5. El edificio no se encuadra como edificio flexible, como se define en el Capítulo 2.
6. La estructura del edificio no posee juntas de dilatación o separaciones, y
7. El edificio no está sujeto a los efectos topográficos del artículo 5.7 (esto es, $K_{zt} = 1,0$).

Figura 10 - Campo de validez del Procedimiento Simplificado

Verificado esto se procede a realizar el procedimiento en cuestión, cuyos pasos se muestran en la Figura 11.

4.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1. Se determina la velocidad básica de viento V según el artículo 5.4. Debe suponerse que el viento sopla desde cualquier dirección horizontal.
2. Se determina un factor de importancia I de acuerdo con el artículo 5.5.
3. Se establece una categoría o categorías de exposición de acuerdo con el artículo 5.6.
4. Se fija la categoría de cerramiento según el artículo 5.9.
5. Las cargas de viento para el sistema principal resistente a la fuerza del viento se determinan a partir de la Tabla 2. Las cargas de viento de diseño se deben aplicar normales a la superficie, y se considerará que actúan simultáneamente con la presión neta combinada de pared aplicada sobre todas las superficies de pared a barlovento, y con la presión neta de cubierta aplicada sobre todas las superficies de cubierta.
6. La carga de viento de diseño para los elementos componentes y de revestimiento se calcula a partir de la Tabla 3.
Estas presiones netas de diseño se deben aplicar a cada superficie exterior.

Figura 11 - Procedimiento de diseño del Procedimiento Simplificado

El cálculo detallado se encuentra adjunto en el **Anexo 2.1**.

Los resultados que se obtuvieron por este análisis para el sistema principal resistente a las fuerzas de viento (vigas arco y columnas), se muestran en la Tabla 4.

Carga sobre cubierta	-0,766	kN/m ²
Carga sobre paredes	0,814	kN/m ²

Tabla 4 - Valores de carga de viento para el sistema principal (Procedimiento Simplificado)

Los valores obtenidos para componentes y revestimientos se muestran en la Tabla 5.

Zona	Presión	Succión	
1	0,500	-0,785	kN/m ²
2	0,500	-0,995	kN/m ²
3	0,500	-1,106	kN/m ²

Tabla 5 - Valores de carga de viento para componentes y revestimientos (Procedimiento Simplificado)

3.1.3.2. Método 2 – Procedimiento Analítico

Esta metodología es más detallada y específica para realizar la cuantificación de las acciones que generará el viento sobre la estructura, y se justifica ampliamente su aplicación para este tipo de obras ya que el viento es un estado de carga dominante.

El procedimiento analítico provee las presiones y fuerzas del viento para el diseño de sistemas principales resistentes a la fuerza del viento y para el diseño de componentes y revestimientos de edificios y otras estructuras. El procedimiento incluye la determinación de la direccionalidad del viento y de una presión dinámica, la selección o determinación de un factor de efecto de ráfaga adecuado, y la selección de coeficientes de fuerza o presión apropiados. El procedimiento tiene en cuenta, para el nivel de confiabilidad estructural que se solicita, los efectos de diferenciar exposiciones al viento, los efectos de aceleración debidos a ciertas características topográficas tales como colinas y escarpas, y el tamaño y geometría del edificio u otra estructura en consideración. El procedimiento distingue entre edificios y otras estructuras rígidas y flexibles, y los resultados en general son envolventes de las condiciones de carga más críticas para el diseño tanto de los sistemas principales resistentes a la fuerza de viento, como de los componentes y revestimientos.

En la Figura 12 vemos el campo de validez del método.

5.1 CAMPO DE VALIDEZ

Un edificio u otra estructura cuya carga de diseño se determina de acuerdo con este capítulo debe reunir las siguientes condiciones:

1. El edificio u otra estructura es de forma regular, como se define en el Capítulo 2, y
2. El edificio u otra estructura no posee características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo. Por su ubicación, tampoco deben merecer consideración especial los efectos de canalización o golpeteo en la estela debido a las obstrucciones a barlovento.

Figura 12 - Campo de validez del Procedimiento Analítico

Los pasos a seguir en esta metodología de cálculo los podemos visualizar en la Figura 13.

5.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1. Se determina la **velocidad básica del viento V** y el **factor de direccionalidad K_d** de acuerdo con el artículo 5.4.
2. Se determina un factor de importancia **I** de acuerdo con el artículo 5.5.
3. Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica **K_z** o **K_h** , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.6.
4. Se determina un factor topográfico **K_{zt}** de acuerdo con el artículo 5.7.
5. Se determina un factor de efecto de ráfaga **G** o **G_f** , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.8.
6. Se determina una clasificación de cerramiento de acuerdo con el artículo 5.9.
7. Se determina el coeficiente de presión interna **GC_{pi}** , de acuerdo con el artículo 5.11.1.
8. Se determinan los coeficientes de presión externa **C_p** o **GC_{pf}** , o los coeficientes de fuerza **C_f** , según corresponda, de acuerdo con los artículos 5.11.2. ó 5.11.3. respectivamente.
9. Se determina la presión dinámica **q_z** o **q_h** , según corresponda, con el artículo 5.10.
10. Se determina la carga de viento de diseño **p** o **F** de acuerdo con los artículos 5.12. y 5.13., según corresponda.

Figura 13 - Procedimiento de diseño del Procedimiento Analítico

El desarrollo de los pasos precedentes y el cálculo detallado se encuentran adjuntos en el **Anexo 2.2.**

Mediante este método, los valores de diseño obtenidos para el sistema principal resistente a las fuerzas de viento (vigas arco y columnas), se muestran en la Tabla 6.

Paredes	Pared a barlovento	0,653	kN/m ²
	Pared a sotavento	-0,460	kN/m ²
Cubierta	Cubierta cuarto a barlov.	-0,718	kN/m ²
	Cubierta mitad central	-0,653	kN/m ²
	Cubierta cuarto a sotav.	-0,460	kN/m ²

Tabla 6 - Valores de carga de viento para el sistema principal (Procedimiento Analítico)

Los valores arrojados para componentes y revestimientos se muestran en la Tabla 7.

Correas cuarto a barlov.	-0,369	-0,642	kN/m ²
Correas mitad central	-0,313	-0,586	kN/m ²
Correas cuarto a sotav.	-0,144	-0,418	kN/m ²
Correas perímetro zona 1	0,380	-0,471	kN/m ²
Correas perímetro zona 2	0,380	-0,965	kN/m ²
Correas perímetro zona 3	0,380	-0,965	kN/m ²
	Presión	Succión	
Cargas máximas definitivas para diseño	0,500	-0,965	kN/m ²

Tabla 7 - Valores de carga de viento para componentes y revestimientos (Procedimiento Analítico)

Se aclara que para este trabajo en el cálculo correspondiente a correas de techo, directamente se tomaron los valores correspondientes a las zonas 2 y 3 (zonas más desfavorables).

Como valor de presión positiva, a pesar de que por el Procedimiento Analítico se llega a un valor menor, se adoptó el valor de 0,5 kN/m² pues en el Capítulo 1 del Reglamento, más específicamente en la Sección 1.4.2., se especifica que independientemente del procedimiento utilizado, la presión de viento de diseño para componentes y revestimientos no puede ser menor a este valor.

Analizando los resultados vemos que con esta metodología obtenemos resultados para las cargas máximas del sistema principal entre un 7% y 25% menores que las obtenidas por el Procedimiento Simplificado. Los valores de levantamiento de la cubierta son todavía menores por cuanto ellos varían a lo largo de la cubierta.

Observando ahora las presiones de diseño para componentes y revestimientos, vemos que el Procedimiento Analítico condujo a presiones de succión para las distintas zonas que son entre 15% y 67% más bajas que las obtenidas por el Procedimiento Simplificado. Las presiones positivas obtenidas por ambos Procedimientos, son finalmente idénticas e iguales a las mínimas reglamentarias.

3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural para determinar reacciones de vínculo, solicitaciones de sección y deformaciones debe ser realizado sobre un modelo que refleje lo mejor posible el comportamiento de la estructura real.

El modelo y el método de análisis estructural deben respetar el tipo de estructura adoptado. La estructura real y las uniones entre barras, deben proyectarse para que se comporten lo más aproximadamente posible a lo supuesto.

La obtención de las solicitaciones en la estructura, para los casos de los elementos que se encuentren conectados o vinculados de manera isostática en la estructura, como por ejemplo las correas de techo, las podemos obtener simplemente utilizando las leyes y expresiones de la estática.

Para los casos de pórticos o estructuras en general hiperestáticas, las solicitaciones de diseño puede ser obtenidas mediante los conocidos métodos del Análisis Estructural, como por ejemplo a través del Método de las Fuerzas (o de flexibilidad) o del Método de los Desplazamientos (o de rigidez), mientras que para el caso de este trabajo, dichas solicitaciones serán obtenidas con ayuda de un software especializado: el programa **RAM Advance versión 9.5.**, en el cuál se cargará el modelo de la estructura, y este nos entregará los valores de esfuerzos, deformaciones, etc.

A su vez se puede realizar un análisis global elástico, o un análisis global plástico, optándose por el primero para el estudio del comportamiento de la estructura. Y por otra parte se aclara que se trabaja con un análisis de primer orden, esto es, considerar las cargas actuando sobre la estructura sin deformar.

La modelación del pórtico plano tipo, se efectúa considerando las siguientes hipótesis planteadas por requisitos del proyecto:

- Ambas columnas se encuentran empotradas en su base
- La unión del arco con las columnas es del tipo rígida, esto es, transmite momentos flectores

3.2.1. Consideraciones sobre estructuras livianas de acero

Con respecto a las estructuras conformadas por barras armadas, como es el caso del pórtico tipo que se trabaja en esta presentación, en el cuál las vigas y columnas son barras armadas del grupo IV, encuadrándose las mismas dentro de las del tipo livianas de acero, se hacen las siguientes observaciones importantes al respecto que se encuentran en el Reglamento CIRSOC 308-2007:

- ▶ En estructuras hiperestáticas sólo se permite el análisis lineal elástico, pues en estas estructuras con barras de sección circular no se pueden formar rótulas plásticas.

- ▶ No se puede realizar la redistribución de momentos flectores en vigas continuas sobre apoyos o rígidamente unidas a columnas, pues en la casi totalidad de los casos de flexión los estados límites críticos son el pandeo local de las barras comprimidas o el pandeo lateral, por lo que las barras no pueden deformarse en período plástico.
- ▶ En la deformación de las barras reticuladas adquiere importancia la producida por el esfuerzo de corte, que puede ser despreciada en los elementos de alma llena. Para tener en cuenta dicha deformación por corte puede considerarse para el análisis estructural un momento de inercia modificado I_m obtenido a partir de la esbeltez modificada de la barra armada λ_m . Ella se obtiene considerando la rigidez a corte de la celosía del alma en la rigidez a flexión de la barra.
- ▶ Los efectos de segundo orden resultantes del desplazamiento lateral de los nudos del pórtico no arriostrados (con nudos desplazables), (Efecto $P-\Delta$) ya es considerado en la verificación de barras armadas sometidas a compresión combinada con flexión, por lo que el momento flector requerido M_u en las barras armadas flexo comprimidas, uniones y barras unidas será el correspondiente al análisis de primer orden.

Se aclara que lo especificado en el tercer ítem se tomó en cuenta a la hora del modelado del pórtico tipo en el programa RAM Advance, haciendo que el mismo analice la estructura considerando las deformaciones por corte.

También en esta tipología estructural debemos cuidar ciertas relaciones geométricas y esbelteces límites, las cuáles se explicitan en el Reglamento en la Sección 2.3., y en la Figura 14 vemos algunas de ellas, las cuáles se encuentran corroboradas en las planillas de cálculo correspondientes.

(a) Elementos rectos solicitados a flexión:	
• simplemente apoyados	$(L/h) \leq 35$
• continuos	$(L/h) \leq 45$
(b) Elementos rectos comprimidos o flexo comprimidos:	
• elementos principales	$\lambda_m \leq 150$
• elementos secundarios	$\lambda_m \leq 250$
(c) Elementos curvos de pequeña curvatura (arcos) flexo comprimidos:	
• para cualquier tipo de apoyo	$(L/f) \geq 10$
	$(L/h) \leq 55$
	$(L/r_x) \leq 110$
	$\lambda_m \leq 150$

Figura 14 - Relaciones geométricas y esbelteces límites

Dónde:

h la altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.

r_x el radio de giro con respecto al eje ***x-x*** (pandeo en el plano), en cm.

L la distancia entre ejes de apoyos, en cm.

f la flecha del arco, en cm.

λ_m la mayor esbeltez modificada de la columna armada determinada según el artículo **5.4.2.1.**, expresión **(5.4-5)**.

3.2.2. Esfuerzos secundarios en estructuras livianas de acero

En las barras armadas reticuladas se pueden producir momentos flectores secundarios en los cordones y en las diagonales y montantes por las siguientes causas:

(a) Excentricidad resultante de que los ejes de las barras concurrentes al nudo no se corten en un punto.

(b) Hiperestaticidad interior del reticulado.

(c) Curvatura de plegado de diagonales y montantes.

En general los momentos secundarios resultantes de la hiperestaticidad interior del reticulado (causa (b)) y del plegado de diagonales y montantes (causa (c)) se pueden despreciar en las estructuras incluidas en los alcances del Reglamento CIRSOC 308-2007 y dentro de los límites de las deformaciones admisibles en servicio.

Los momentos flectores secundarios en las barras, resultantes de que los ejes de las mismas no se corten en un punto (causa (a)), se pueden determinar, aproximadamente, con las especificaciones de las Secciones 3.1.4.1. a 3.1.4.4. del Reglamento.

Se hace la aclaración importante de que para los cálculos realizados en este informe no se tuvieron en cuenta los posibles esfuerzos secundarios anteriormente descritos.

CAPÍTULO 4: DISEÑO, DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

4.1. DISEÑO DE CORREAS

4.1.1. Análisis preliminar

Se realizará el dimensionado de una correa de techo tipo, la misma se encuentra vinculada de manera isostática en la estructura, por lo que los esfuerzos máximos seccionales así como las deformaciones se obtienen mediante las expresiones y leyes de la estática.

Se escogió como correa tipo para realizar su verificación la segunda correa desde el borde, teniendo ésta a diferencia de la correa perimetral, un ancho de influencia completo (la perimetral tiene la mitad del ancho de influencia), y siendo también dentro de las que tienen un ancho de influencia completo, la que tiene mayor inclinación.

Algunas características importantes de la correa tipo utilizadas para este cálculo, son:

- ⊕ Luz de cálculo (l_{corr}): 5 m.
- ⊕ Ángulo con respecto a la vertical: $20,1^\circ$.

La tipología de la correa tipo analizada es un perfil C liviano según normas IRAM-IAS U 500-206-3. La designación de los perfiles de este tipo, cómo ya se mencionó anteriormente, es: "PC H x B x D x t".

La correa en cuestión se encuentra sometida a flexión disimétrica. Como no forma parte de la viga de contraviento no trabaja a esfuerzos axiales. Las verificaciones pertinentes se realizan en base al Reglamento CIRSOC 303-2009.

El predimensionado de la misma se efectuará suponiendo cargas probables de peso propio y mantenimiento y haciendo un análisis elástico simplificado del problema.

Se hace notar que la posible torsión en la correa, debido a que el plano de carga no pasa por el centro de corte de la sección transversal, no ha sido considerada en este análisis.

Una vez obtenida una sección tentativa por medio de este análisis, se harán las verificaciones pertinentes de todos los estados límites últimos para seleccionar la sección definitiva mediante un proceso reiterativo de prueba y error, pudiendo agregar además en cada paso nuevas particularidades o características en el proceso para optimizar el diseño final.

La ubicación de la correa tipo analizada se muestra en la Figura 15.

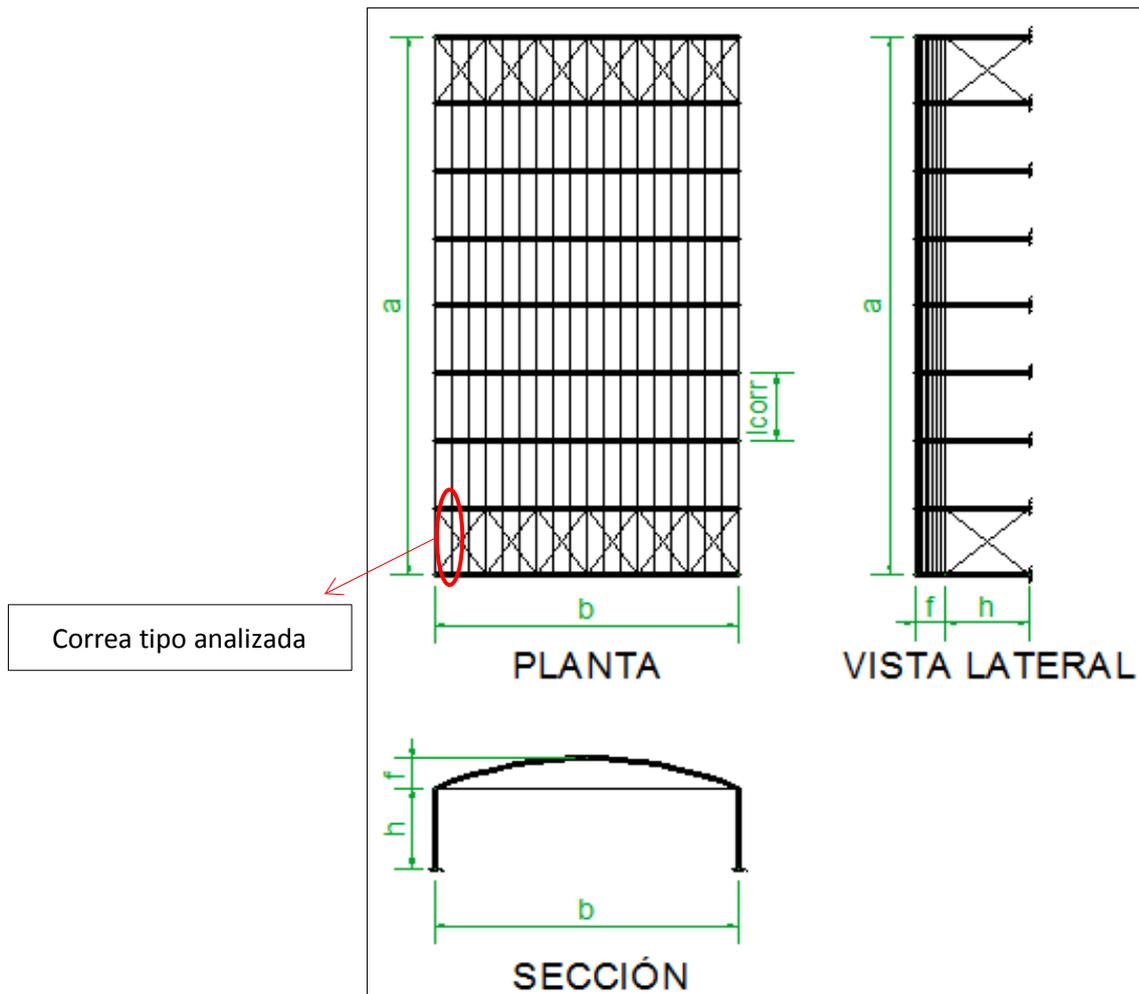


Figura 15 - Ubicación de la correa tipo analizada

4.1.2. Predimensionado

Para tener una primera sección tentativa se realizará un predimensionado por método elástico simplificado por flexión en el eje fuerte. A partir del momento último que solicite a la correa tipo, se obtendrá el módulo resistente a flexión elástico, y a partir de éste, se adopta un perfil C normalizado de tabla.

Para realizar el predimensionado, se suponen las cargas permanentes, las sobrecargas de mantenimiento las obtenemos del CIRSOC 101-2005, y utilizando los valores obtenidos en la sección correspondiente para la carga de viento, obtenemos las condiciones de carga para el estudio de la correa.

En base al momento flector requerido o último M_u que solicite a la correa tipo en estudio, obtenido mediante los datos mencionados anteriormente y las condiciones de vínculo de la misma, llegamos a determinar, como se momento anteriormente, un módulo resistente a flexión elástico, gracias al cual podemos tener una primera sección "aproximada" para luego realizar las verificaciones pertinentes.

Realizando el procedimiento anteriormente descrito, llegamos a una sección inicial tentativa para la correa tipo que se indica a continuación:

PC 140 x 50 x 20 x 2,5

Este perfil así obtenido, sería como un piso en el dimensionado, a partir de este, se van probando con secciones más grandes hasta obtener la mínima que cumpla con los requisitos de proyecto y las prescripciones reglamentarias vigentes.

El procedimiento detallado de cálculo se encuentra adjunto en el **Anexo 3**.

4.1.3. Verificaciones

Se propone un perfil según normas IRAM-IAS U 500-206-3 (iniciando el proceso con el obtenido en el artículo anterior) para ser utilizado como correa tipo, el cual deberá verificar, según el Reglamento CIRSOC 303-2009, todos los siguientes estados límites últimos:

- ⊕ Flexión (en eje x-x y en eje y-y)
- ⊕ Flexión disimétrica
- ⊕ Corte (en eje x-x y en eje y-y)
- ⊕ Flexión y Corte combinados (en eje x-x y en eje y-y)
- ⊕ Pandeo localizado del alma (en eje x-x y en eje y-y)
- ⊕ Flexión y pandeo localizado del alma combinados (en eje x-x y en eje y-y)

Y además deberá verificarse el siguiente estado para condiciones de servicio:

- ⊕ Deformaciones

Se realiza el análisis de carga, con los valores ya determinados en análisis anteriores para sobrecarga de mantenimiento y carga de viento, y para cargas permanentes utilizamos el peso propio del perfil que estamos verificando y el peso propio de las chapas de cubierta de la tipología propuesta por decisión de proyecto que se usarán.

El procedimiento típico consiste en elegir una sección y realizar la verificación de flexión, ya que este es el estado que suele mandar en el dimensionado, una vez que se compruebe que el perfil escogido satisface los requerimientos de flexión se verifican los estados límites últimos y de servicio restantes.

Cabe destacar que se verifica a flexión con la combinación de carga crítica, que resulta para este caso con compresión para el ala superior del perfil, y luego se hace la verificación con el estado de carga que tiene al viento en succión, resultando para este último caso el ala superior del perfil comprimida. Importa el comportamiento de la pieza a compresión ya que este estado, a diferencia de la tracción, puede presentar fenómenos de inestabilidad (pandeo).

Como se mencionó anteriormente lo que se busca es obtener el perfil (de la tipología adoptada) más económico posible que satisfaga los requerimientos del proyecto, pudiendo además en ocasiones agregar ciertas condiciones o “detalles” en busca de tener una solución final más optimizada y mejor acabada.

El procedimiento detallado de cálculo se encuentra adjunto al final del presente trabajo en el **Anexo 3**.

4.1.4. Resultados

En el estudio de la correa tipo, algunos datos relevantes que se utilizaron en el procedimiento, se muestran a continuación:

- ⊕ Longitud correa (l_x) = 5 m.
- ⊕ Distancia entre tillas inferiores (l_y) = 1,25 m.
- ⊕ Ancho de influencia = 1,26 m.
- ⊕ Ángulo con respecto a la vertical: 20,1 °.
- ⊕ Carga lineal distribuida última (mayorada) paralela al alma del perfil (q_{ux}) = 1,89 kN/m.
- ⊕ Carga lineal distribuida última (mayorada) paralela a las alas del perfil (q_{uy}) = 0,69 kN/m.
- ⊕ Momento flector último (mayorado) alrededor del eje fuerte del perfil (M_{ux}) = 5,90 kNm.
- ⊕ Momento flector último (mayorado) alrededor del eje débil del perfil (M_{uy}) = 0,14 kNm.
- ⊕ Corte último (mayorado) paralelo al alma del perfil (V_{ux}) = 4,72 kN.
- ⊕ Corte último (mayorado) paralelo a las alas del perfil (V_{uy}) = 0,43 kN.
- ⊕ Flecha total máxima para condiciones de servicio (f) = 2,04 cm.

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente perfil para utilizar como correa tipo de techo:

PC 160 x 60 x 20 x 2

El cuál, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cuenta con las siguientes propiedades:

- ⊕ Momento flector de diseño alrededor del eje fuerte del perfil (M_{dx}) = 6,37 kNm.
- ⊕ Momento flector de diseño alrededor del eje débil del perfil (M_{dy}) = 2,02 kNm.
- ⊕ Corte de diseño paralelo al alma del perfil (V_{dx}) = 36,12 kN.
- ⊕ Corte de diseño paralelo a las alas del perfil (V_{dy}) = 27,86 kN.
- ⊕ Flecha total admisible para condiciones de servicio (f_{adm}) = 3,33 cm.

Nota:

Todos los valores anteriores corresponden al estado crítico de flexión en el que resulta comprimida el ala superior del perfil. La totalidad de los datos y valores de diseño

pueden consultarse en el anexo correspondiente donde se encuentra el cálculo pormenorizado.

Para finalizar esta sección, se muestra una corrida del programa **DIMPERFIL** (en versión idioma portugués), con el cual se analizó la correa tipo propuesta, y cuyos resultados arrojados difieren muy poco de los que se llegaron a través de este trabajo.

Programa DIMPERFIL:

Ue: bw=16 bf=6 D=2 t=0,2 α=0 β=90

fy= 23,5 kN/cm² E= 20500 kN/cm² G= 7884,615 kN/cm²

1 - Verificação à Flexão Composta

1.1 - Barras submetidas à compressão centrada [NBR 14762-7.7]

1.1.1 - Flambagem por distorção da seção transversal [NBR 14762-7.7.3]

Não consta procedimento em norma: Elemento bf/bw < 0,4 ou bf/bw > 2.0

bf/bw= 0,375

1.1.1.1 - Cálculo de σdist [NBR 14762-Anexo D4]

NBR 14762 - Anexo D3: Seções Ue submetidos a compressão uniforme

t=0,2 cm bw=16 cm bf=6 cm

D=2 cm Ad=1,45425 cm² E=20500 kN/cm²

Ix=0,37017 cm⁴ Iy=4,78792 cm⁴ Ixy=0,75731 cm⁴

It=0,01936 cm⁴ Cw=0,00014 cm⁶ hx=-3,417724726 cm

hy=-0,250400378 cm x0=2,05286 cm y0=-0,24568 cm

α1,1ªaprox=0,0027856122 α2=0,0129478292 α3=0,0000256609

β1=15,2277496434 β2=13,32612 β3=4,54386

β4=13,32612 Ld=61,3302402868 cm η=0,0026239189

kφ =0,704196856 σdist,1ªaprox=26,0513064323 kN/cm²

α1=0,0036453263 α3=0,0000364616

σdist=36,7495344842 kN/cm²

γ= 1,1

λdist= 0,8

λdist < 1.414

A= 6,137 cm²

fy= 23,5 kN/cm²

Ndist= 110,149 kN

1.1.2 - Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção [NBR 14762-7.7.2]

1.1.2.1 - Cálculo Ne

Lx= 125 cm Ly= 125 cm Lt= 125 cm

r0= 8,051 cm xc= -4,533 cm yc= 0 cm

Ix=240,967 cm⁴ Iy=30,695 cm⁴ It=0,082 cm⁴

Cw=1645,49 cm⁶ A=6,137 cm²

Nex= 3120,263 kN

Ney= 397,468 kN

Net= 338,694 kN

Perfil monosimétrico: em relação ao eixo X [NBR14762 - 7.7.2.2]

Next= 326,591 kN

Ne= 326,591 kN

Fe= 53,217 kN/cm²

flambagem por flexo-torção

flambagem por torção ou flexo-torção: α= 0,34

β= 0,8

Aef[=A]= 6,137 cm²

λ0[Aef=A]= 0,665

$\rho[A_{ef}=A]= 0,803$ (aproximado)

$\sigma= 18,879$ kN/cm² (com ρ aproximado)

$A_{ef}= 5,147$ cm²

$\beta= 0,755$

$\lambda_0= 0,609$ (usando a área efetiva calculada)

$\rho= 0,833$ (novo valor de ρ usando λ_0 calculado com A_{ef})

$\gamma = 1,1$

$N_c= 91,574$ kN

A força normal de compressão de cálculo deve ser o menor valor calculado: [NBR 14762-7.7.1]

$N_c= 91,574$ kN

$N_{dist}= 110,149$ kN

$N_{rd}= 91,574$ kN

1.2 - Barras submetidas à Flexão Simples [NBR 14762-7.8]

1.2.1 - Flambagem por distorção da seção transversal [NBR 14762-7.8.1.3]

1.2.1.1 - Cálculo de σ_{dist} [NBR 14762-Anexo D]

NBR 14762 - Anexo D4: Seções U_e e Z_e submetidos a flexão em relação ao eixo perpendicular à alma

$t=0,2$ cm $b_w=16$ cm $b_f=6$ cm

$D=2$ cm $A_d=1,45425$ cm² $E=20500$ kN/cm²

$I_x=0,37017$ cm⁴ $I_y=4,78792$ cm⁴ $I_{xy}=0,75731$ cm⁴

$I_t=0,01936$ cm⁴ $C_w=0,00014$ cm⁶ $h_x=-3,417724726$ cm

$h_y=-0,250400378$ cm $x_0=2,05286$ cm $y_0=-0,24568$ cm

$L_{dist}=125$ cm (comprimento livre à flambagem por distorção)

$\alpha_1, 1^{a} \text{aprox}=0,0037367484$ $\alpha_2=0,0183109957$ $\alpha_3=0,0000477205$

$\beta_1=15,2277496434$ $\beta_2=13,32612$ $\beta_3=4,54386$

$\beta_4=13,32612$ $L_d=51,5723792038$ cm $\eta=0,0037107817$

$k_\varphi = 2,886640878$ $\sigma_{dist, 1^{a} \text{aprox}}=34,2952814665$ kN/cm²

$\alpha_1=0,0062286894$ $\alpha_3=0,0000919946$

$\sigma_{dist}=65,0947471774$ kN/cm²

máxima coordenada $Y= 7,9$ cm (fibra comprimida)

$I_x= 240,967$ cm⁴

$W_c= 30,502$ cm³

$\lambda_{dist}= 0,601$

$\lambda_{dist} < 1,414$

$\gamma = 1,1$

$f_y= 23,5$ kN/cm²

$M_{x_{dist}}= 592,825$ kN.cm

1.2.2 - Início de escoamento da seção efetiva [NBR 14762-7.8.1]

máxima coordenada $Y= 7,9$ cm (fibra comprimida)

$\gamma = 1,1$

$I_{x_{ef}}= 240,967$ cm⁴

$W_{x_{ef}}= 30,502$ cm³

$M_{x_{esc}}= 651,637$ kN.cm

1.2.3 - Flambagem lateral com torção [NBR 14762-7.8.1.2]

1.2.3.1 - Cálculo M_e

$C_b= 1$

Perfil monossimétrico

$L_x= 125$ cm $L_y= 125$ cm

$L_t= 125$ cm $r_0= 8,051$ cm

$x_c= 4,533$ cm $y_c= 0$ cm

$C_w= 1645.490474807736$ cm²

$N_{x_c}= 3120,263$ kN

$N_{y_c}= 397,468$ kN

$N_{e_t}= 338,694$ kN

$M_e= 2953,814$ kN.cm

máxima coordenada $Y = 7,9$ cm (fibra comprimida)

$I_x = 240,967$ cm⁴

$W_{xc} = 30,502$ cm³

$\lambda_0 = 0,493$

$\lambda_0 < 0,6$

$\rho = 1$

máxima coordenada $Y = 7,9$ cm (fibra comprimida)

$\gamma = 1,1$

$I_{xef} = 240,967$ cm⁴

$W_{cef} = 30,502$ cm³

$M_{xflt} = 651,637$ kN.cm

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser o menor valor calculado: [NBR 14762-7.8.1]

$M_{xesc} = 651,637$ kN.cm

$M_{xflt} = 651,637$ kN.cm

$M_{xdist} = 592,825$ kN.cm

$M_{xrd} = 592,825$ kN.cm

1.3 - Barras submetidas à Flexão Simples [NBR 14762-7.8]

1.3.1 - Flambagem por distorção da seção transversal [NBR 14762-7.8.1.3]

$\sigma_1 = 8,539$ kN/cm²

$\sigma_2 = -21,752$ kN/cm²

1.3.1.1 - Cálculo de σ_{dist} [NBR 14762-Anexo D5]

$d = 6$ cm

$d_c = 4,134$ cm

$d_t = 1,866$ cm

$y_{eq} = 1,274$ cm

máxima coordenada tracionada $X = -1,766$ cm

$y_0 = 0,355$ cm

$h = 5,428$ cm

$dx = 0,002$

$k_x = 0,474$

$\mu_0 = 0,818$

distorção contida em menos de 2 seções

$I_{eq} = 0,262$ cm⁴

$N_{cr} = 82,597$ kN

$A_{eq} = 0,669$ cm²

$\lambda_{eq} = 36,533$

$\gamma_c = 7,359$

$\sigma_{dist} = 85,166$ kN/cm²

máxima coordenada $X = 4,034$ cm (fibra comprimida)

$I_y = 30,695$ cm⁴

$W_c = 7,609$ cm³

$\lambda_{dist} = 0,525$

$\lambda_{dist} < 1,414$

$\gamma = 1,1$

$f_y = 23,5$ kN/cm²

$M_{ydist} = 151,34$ kN.cm

1.3.2 - Início de escoamento da seção efetiva [NBR 14762-7.8.1]

máxima coordenada $x = 4,034$ cm (fibra comprimida)

$\gamma = 1,1$

$I_{yef} = 30,695$ cm⁴

$W_{yef} = 7,609$ cm³

$M_{yesc} = 162,554$ kN.cm

1.3.3 - Flambagem lateral com torção [NBR 14762-7.8.1.2]

1.3.3.1 - Cálculo M_e

$C_b = 1$

Não consta procedimento na NBR 14762:2001

"consultar bibliografia especializada."

Perfil Não Simétrico

O momento fletor resistente de cálculo MRd deve ser o menor valor calculado: [NBR 14762-7.8.1]

$M_{yesc} = 162,554 \text{ kN.cm}$

$M_{ydist} = 151,34 \text{ kN.cm}$

$M_{yrd} = 151,34 \text{ kN.cm}$

1.4 - Cálculo de N_o, R_d :

1.4.1 - Cálculo de N_o (N_c com $\rho = 1$)

$\sigma = 23,5 \text{ kN/cm}^2$

$A_{ef} = 4,977 \text{ cm}^2$

$\gamma = 1,1$

$N_o = 106,328 \text{ kN}$

$N_{ex} = 3120,263 \text{ kN}$

$N_{ey} = 397,468 \text{ kN}$

$C_{mx} = 1$

$C_{my} = 1$

$N_{oRd} = 106,328$

-> $N_{cRd} = 91,574 \text{ kN}$

-> $M_{xRd} = 592,825 \text{ kN.cm}$

-> $M_{yRd} = 151,34 \text{ kN.cm}$

$N_{cSd} = 0 \text{ kN}$

$M_{xSd} = 590 \text{ kN.cm}$

$M_{ySd} = 13 \text{ kN.cm}$

Flexo Compressão

$N_{cSd}/N_{cRd} \geq 0,15$

Verificação Simplificada

=> $0 + 0,995 + 0,086 = 1,081 > 1$ - Não Ok!

Según el programa, la ecuación de interacción para la flexión disimétrica, toma un valor de 1,081, muy próximo al valor de 0,993 que se llegó con los cálculos realizados en el presente trabajo.

4.2. DISEÑO DE VIGAS ARCO

4.2.1. Análisis preliminar

Se realizará el dimensionado de una viga arco tipo, la misma se encuentra vinculada junto con las columnas del pórtico de manera hiperestática, por lo que para este caso los esfuerzos máximos seccionales así como las deformaciones se obtienen mediante el modelado de dicho pórtico con el programa RAM Advanse versión 9.5.

Algunas características relevantes de la viga arco tipo utilizadas para el cálculo, son:

- ✓ Luz del arco (b): 22 m.
- ✓ Flecha del arco (f): 2,2 m.
- ✓ Separación entre correas (medida sobre el arco): 1,26 m.
- ✓ Tipo de arco: Biempotrado

La tipología de la viga es liviana, reticulada, constituida por cordones y diagonales de hierro macizo redondo. Los cordones son acero tipo ADN 420 (conformado) y las diagonales son acero tipo AL 220 (liso). Los reticulados de las celosías se realizan sólo con diagonales. Las normas de aplicación en esta sección son las siguientes: IRAM-IAS U500-207, IRAM-IAS U500-502, IRAM-IAS U500-528, IRAM-IAS U500-558. Una característica importante de este tipo de secciones es que todos los cordones de la misma son de igual sección bruta, como se especifica en la introducción del Capítulo 7 del Reglamento CIRSOC 308-2007.

La viga tipo en cuestión se encuentra sometida a los siguientes estados límites últimos, todos estos actuando en el plano del pórtico:

- ✓ Combinación (1): $1,2 D + 1,6 Lr$ (Flexión con compresión)
- ✓ Combinación (2): $1,2 D + 1,6 Lr$ (cargando medio arco) (Flexión con compresión)
- ✓ Combinación (3): $0,9D + 1,5 W$ (Flexión con tracción)

.Todas las verificaciones pertinentes se realizan en base al Reglamento CIRSOC 308-2007.

Los arcos son muy sensibles a los estados de carga asimétricos en los cuales la carga es distinta a cada lado de la clave (acción de viento), o solo afecta a medio arco (sobrecarga útil de cubierta o de montaje o mantenimiento). Por ello, en el Reglamento se un pone énfasis especial en la consideración de dichos estados en el análisis estructural.

Para el estudio del caso de la viga reticulada tipo, se propone una geometría en base a la experiencia profesional del Ing. encargado del proyecto, y se van haciendo varios cambios y retoques hasta lograr una sección lo más óptima posible, teniendo en cuenta aspectos económicos, constructivos, de montaje, entre otros.

Entre las características más relevantes que se van modificando en el diseño, se encuentran: dimensiones de la viga (alto y ancho de la sección transversal), diámetro de los cordones, diámetro de las diagonales, tipo de acero de ambos, separación de las diagonales en las distintas caras.

La ubicación de la viga arco tipo analizada se muestra en la Figura 16.

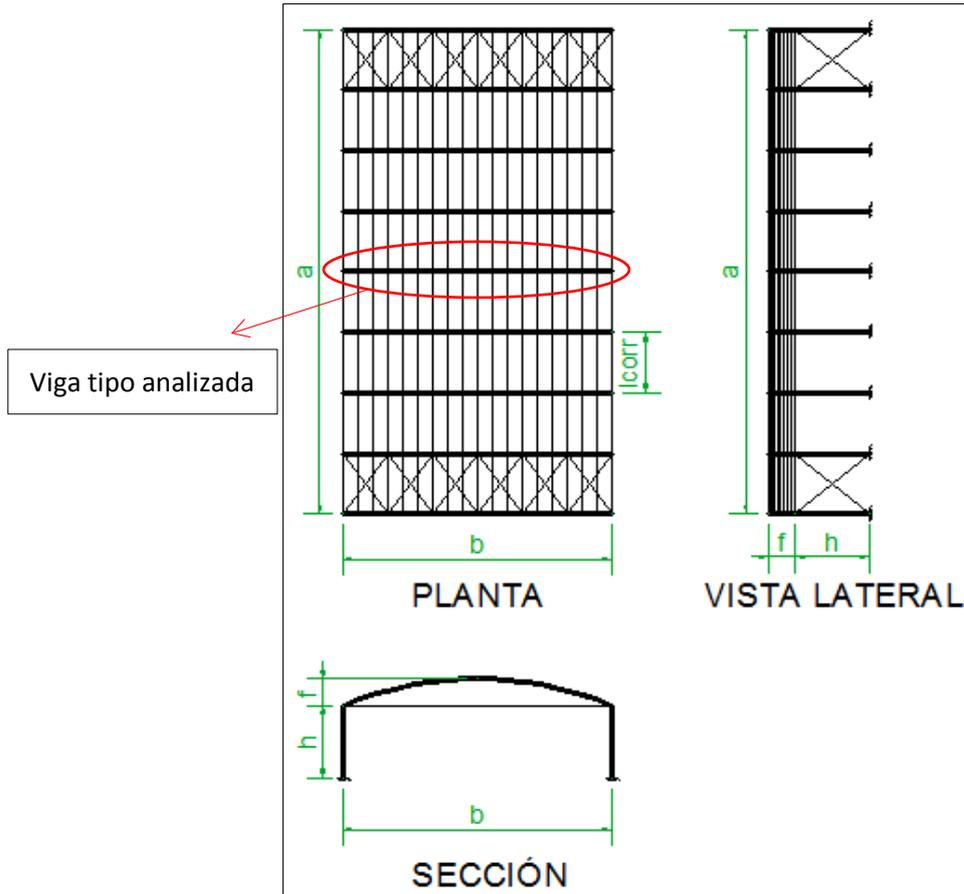


Figura 16 - Ubicación de la viga arco tipo analizada

4.2.2. Diseño y verificaciones

Se comienza realizando el análisis de carga, con los valores ya determinados en análisis anteriores para sobrecarga de mantenimiento y carga de viento, y para cargas permanentes utilizamos el peso propio de: chapas de cubierta, correas seleccionadas anteriormente, y el de la viga aproximado que se propuso por del Ing. encargado del proyecto.

Los elementos constituyentes de la barra armada, por la configuración adoptada y las condiciones de carga que se presentan, sólo estarán sometidos a esfuerzos axiales, no presentándose flexión ni otro tipo de esfuerzos en los mismos.

Para la verificación de esta tipología estructural, el procedimiento general para los cordones del reticulado consiste en determinar la compresión y tracción últimas a la que estará sometido un cordón (el más solicitado), mediante las expresiones que nos proporciona el Reglamento CIRSOC 308 en base a las solicitaciones externas y posibles imperfecciones (excentricidades) iniciales de la pieza, y luego calcular la resistencia de diseño, a compresión y a tracción también de un cordón, en base a las

características del material, geometría adoptada, etc. Finalmente se contrastan los dos valores hasta lograr que:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de diseño} &\geq \text{Solicitud última} \\ R_d &\geq S_u \end{aligned}$$

Lo anteriormente dicho vale también para el diseño de las diagonales del reticulado, sólo que para este caso sólo determinamos una compresión última de la diagonal más solicitada para contrastarla con la resistencia de diseño a compresión de la misma. No se realiza la verificación a tracción, pues los esfuerzos de compresión y tracción de las más solicitadas son numéricamente iguales, y como las diagonales tienen las mismas características y condiciones de vínculo en el reticulado, manda la compresión sobre la tracción, pues la primera a diferencia de la segunda, puede presentar fenómenos de inestabilidad (pandeo). Entonces al verificar la pieza a compresión, queda verificada automáticamente también a tracción.

Los esfuerzos últimos mencionados anteriormente, se obtienen a partir de las condiciones de vínculo, geometría seccional, solicitaciones máximas de sección, etc., obteniendo estas últimas del modelado del pórtico tipo con el programa RAM Advanse versión 9.5., como ya se había mencionado en párrafos anteriores.

Se busca siempre una economía en el proyecto, teniendo en cuenta aspectos constructivos, de montaje, de índole económico, entre otros, hasta lograr una sección que satisfaga lo mejor posible los requerimientos anteriormente mencionados.

Se destaca que para el caso de las diagonales, se adoptaron dos diámetros diferentes, uno más grande para los cuartos extremos del arco, y otro más chico para los dos cuartos centrales, ya que los esfuerzos de corte en el arco que generan la compresión a verificar en las diagonales, disminuyen hacia la parte central. De esta manera se optimiza la solución ahorrando material, y consecuentemente disminuyendo los costos asociados.

Hay que tener en cuenta siempre al ir modificando las características del reticulado, cumplir con las relaciones geométricas y esbelteces límites que se mencionaron anteriormente en la sección 3.2.1. del presente informe.

En el diseño de la viga, un aspecto interesante es darle una altura considerable, para que la sección trabaje más eficientemente a flexión. Con una altura de la sección transversal mayor, los esfuerzos últimos en los cordones se hacen considerablemente menores (por contar con un brazo de palanca mayor), pero la longitud de las diagonales crece, disminuyendo (para un mismo diámetro de la diagonal) su resistencia de diseño a la compresión. Entonces se evidencia que en el proceso de diseño es importante probar con distintos valores hasta obtener una solución apta y a la vez económica.

Un aspecto a tener en cuenta para el cálculo de esta tipología estructural, es que según el Reglamento CIRSOC 308-2007 a pesar de que podamos confeccionar cordones y/o diagonales con aceros del tipo ADN 420 (con una tensión de fluencia de

420 MPa) se deberá, por prescripción reglamentaria, adoptar una tensión de fluencia especificada máxima de $F_{y\text{máx}} = 400$ MPa. Esta restricción se realiza con el fin de garantizar una redistribución de tensiones en los nudos, cuando se utilicen barras de acero conformadas de dureza natural.

Como último paso del dimensionado, se calculan las presillas extremas que llevará la barra armada, que para nuestro caso se eligieron perfiles ángulo de alas iguales. Esta exigencia de rigidez para la unión extrema es para garantizar que no haya desplazamientos relativos entre cordones en las secciones donde el corte ideal (y también el solicitante si lo hubiere, como en nuestro caso) es máximo. Se puede apreciar el diagrama de corte ideal (V_i) para una barra armada en la Figura 17 que se muestra a continuación.

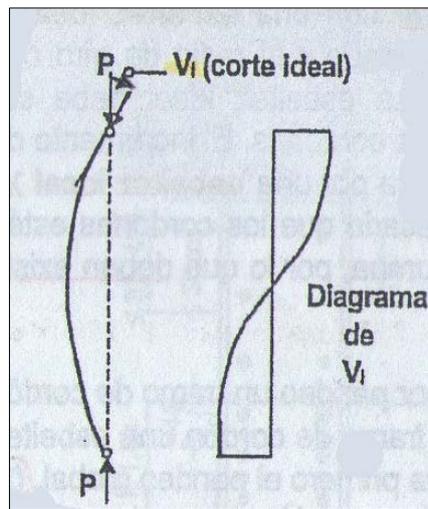


Figura 17 - Diagrama de corte ideal en barras armadas

El procedimiento detallado de cálculo se encuentra adjunto al final del presente trabajo en el Anexo 4.

4.2.3. Resultados

En el estudio de la viga arco tipo, algunos datos relevantes que se utilizaron en el procedimiento, se muestran a continuación:

Para verificación de los cordones

Flexo tracción

Mux	121,92	kNm	Comb (3)
Tu	47,56	kN	

Flexo compresión

Mux	61,92	kNm	Comb (2)
Nu	-76,13	kN	
Mux	72,86	kNm	Comb (1)

Nu **-114,23** kN

Para verificación de las diagonales

Flexo tracción

Vu **31,36** kN Comb (3) (en cuarto inferior del arco)

Flexo compresión

Vu **11,83** kN Comb (2) (en cuarto superior del arco)

Nu **-62,94** kN

Nu_{máx} **-114,23** kN Comb (1)

Los esfuerzos últimos en la barra armada son:

- ✓ Máximo esfuerzo axil de compresión en el cordón (P_{u1}) = 117,81 kN.
- ✓ Máximo esfuerzo axil de tracción en el cordón (T_{u1}) = 141,59 kN.
- ✓ Máximo esfuerzo axil de compresión en diagonal caras laterales cuartos extremos (D_{u1}) = 16,36 kN.
- ✓ Máximo esfuerzo axil de compresión en diagonal caras laterales cuartos centrales (D_{u2}) = 6,44 kN.
- ✓ Máximo esfuerzo axil de compresión en diagonal caras superior e inferior (D_{u3}) = 0,58 kN.

Los valores de resistencias de diseño con que cuenta la viga en estudio, son:

- ✓ Resistencia de diseño a compresión del cordón (P_{d1}) = 119,82 kN.
- ✓ Resistencia de diseño a tracción del cordón (T_{d1}) = 176,71 kN.
- ✓ Resistencia de diseño a compresión de diagonal caras laterales cuartos extremos (P_{dD1}) = 18,20 kN.
- ✓ Resistencia de diseño a compresión de diagonal caras laterales cuartos centrales (P_{dD2}) = 6,88 kN.
- ✓ Resistencia de diseño a compresión de diagonal caras superior e inferior (P_{dD3}) = 4,57 kN.

La geometría final adoptada para la viga arco tipo se detalla a continuación:

- ✓ Altura de la sección (h) = 47 cm.
- ✓ Base de la sección (b) = 20 cm.
- ✓ Diámetro de los cordones = 25 mm.
- ✓ Diámetro diagonales caras laterales cuartos extremos = 16 mm.
- ✓ Diámetro diagonales caras laterales cuartos centrales = 12 mm.
- ✓ Diámetro diagonales caras superior e inferior = 8 mm.

- ✓ Separación diagonales caras laterales (S_l) = 28 cm.
- ✓ Separación diagonales caras superior e inferior (S_s) = 28 cm.

Esto lo podemos apreciar mejor en la Figura 18.

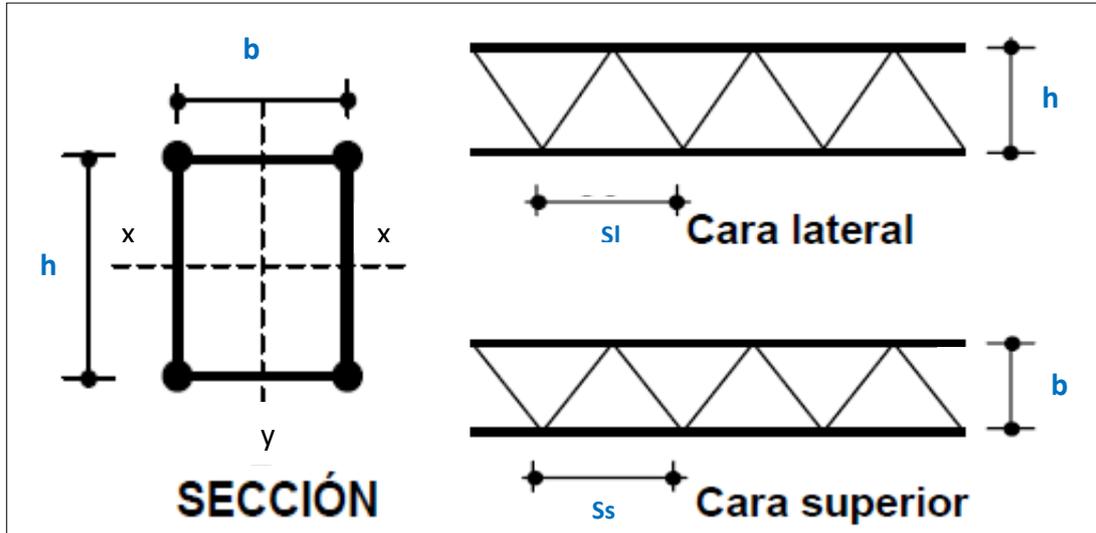


Figura 18 - Geometría final adoptada para la viga arco tipo

El perfil ángulo de alas iguales a colocar en los extremos de la barra armada es:

- ✓ Ángulo: 3" x 1/4"

Nota:

Se aclara que por la geometría adoptada, y por la adopción de diagonales de diámetro 16 mm en los cuartos extremos del arco, podría resultar muy difícil el doblado de los mismos, teniendo que, para este caso, cortarlos a medida y luego soldarlos a los cordones.

4.3. DISEÑO DE TENSORES

4.3.1. Análisis preliminar

Se realizará el dimensionado del tensor del pórtico tipo, el mismo se encuentra articulado en sus extremos, uniéndose los arranques del arco. La hipótesis fundamental para éste es que sólo trabajará a tracción, ya que debido a su enorme esbeltez la compresión que puede tomar es prácticamente nula.

Algunas características relevantes del tensor utilizadas para el cálculo, son:

- ✚ Longitud (b): 22 m.
- ✚ Forma de trabajo: Sólo a tracción (importante a la hora de modelarlo).

La tipología del tensor, consiste en un hierro macizo redondo liso (tipo AL 220). Las normas de aplicación para el mismo son las *IRAM-IAS U500-502*: Barras de acero laminadas en caliente, lisas y de sección circular para armadura en estructuras de hormigón.

Dicho tensor sólo trabajará por lo anteriormente expuesto, en los estados de carga correspondientes a cargas gravitatorias verticales. El valor del esfuerzo axial último de tracción lo obtenemos de la modelación del pórtico tipo con el programa RAM Advanse versión 9.5.

La verificación a tracción pertinente se realiza en base al Reglamento CIRSOC 308-2007.

Ya elegida su tipología, el problema se reduce simplemente a definir el diámetro de la sección transversal que deberá tener el elemento. Y luego de ello, el diámetro mínimo del manguito roscado que llevará para ponerlo en tensión.

Se visualiza el tensor analizado en la Figura 19.

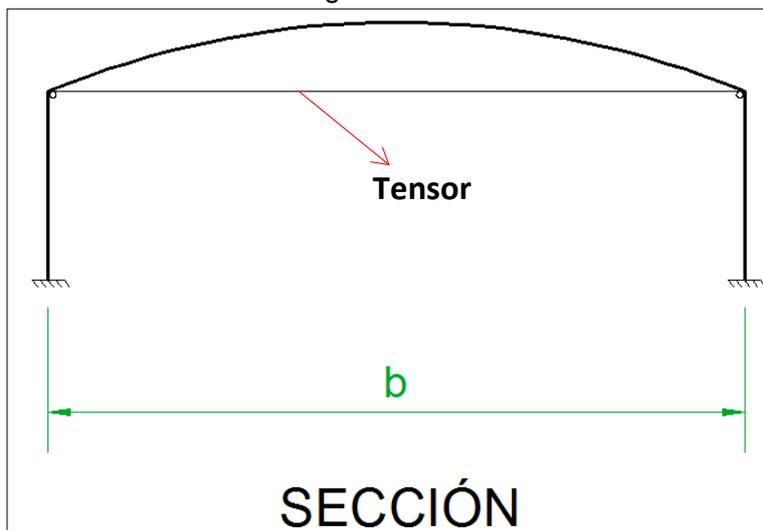


Figura 19 - Visualización del tensor analizado

4.3.2. Diseño y verificaciones

Teniendo ya el esfuerzo de tracción último a que estará sometido el tensor, y la tipología y características del elemento estructural, como se mencionó anteriormente lo único que resta es determinar el diámetro que tendrá la barra de acero lisa de sección circular maciza.

Hecho esto se determina el diámetro mínimo que deberá tener el manguito roscado que llevará para poner previamente el elemento en tensión.

El procedimiento pormenorizado de cálculo se encuentra adjunto al final del presente trabajo en el **Anexo 5**.

4.3.3. Resultados

Según el trabajo de cálculo, se llegaron a los siguientes valores finales en el diseño del tensor.

- ✚ Esfuerzo de tracción último (T_u) = 77,10 kN.
- ✚ Diámetro del tensor ($\varnothing t$) = 25 mm.
- ✚ Resistencia de diseño a tracción (T_d) = 97,19 kN.
- ✚ Diámetro mínimo del manguito roscado ($d_{br\ min}$) = 30 mm.

4.4. DISEÑO DE COLUMNAS

4.4.1. Análisis preliminar

Se realizará el dimensionado de una columna de pórtico tipo, la misma se encuentra vinculada junto con los apoyos y el arco de manera hiperestática, por lo que para este caso los esfuerzos máximos seccionales así como las deformaciones se obtienen mediante el modelado de dicho pórtico con el programa RAM Advanse versión 9.5. La unión rígida entre columna y arco, a pesar de su posible complicación constructiva a futuro, se la adoptó por decisión de proyecto, logrando de este modo redistribuir un poco los esfuerzos a lo largo de toda la pieza, y no concentrarlos en la base del elemento, como ocurre en el caso de la columna articulada con el arco.

Algunas características relevantes de la columna tipo utilizadas para el cálculo, son:

- ★ Altura (h): 6 m.
- ★ Luz del pórtico (b): 22 m.
- ★ Separación entre pórticos: 5 m.
- ★ Apoyos: Empotrada en la base y unida de forma rígida al arco.

La tipología de la columna es liviana, reticulada, constituida por cordones de perfil ángulo de alas iguales y diagonales de hierro macizo redondo. Los cordones son acero tipo F-24 y las diagonales son acero tipo AL 220 (barras lisas). Los reticulados de las celosías se realizan sólo con diagonales. Las normas de aplicación en esta sección son las siguientes: IRAM-IAS U500-502, IRAM-IAS U500-558.

La columna tipo en cuestión se encuentra sometida a los siguientes estados límites últimos, todos estos actuando en el plano del pórtico:

- ★ Combinación (1): 1,2 D + 1,6 Lr (Flexión con compresión)
- ★ Combinación (3): 0,9D + 1,5 W (Flexión con tracción)

La columna flexa alrededor de su eje fuerte. Todas las verificaciones pertinentes se realizan en base al Reglamento CIRSOC 301-2005: Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios, y al Reglamento CIRSOC 308-2007: Reglamento argentino de estructuras livianas para edificios con barras de acero de sección circular.

Para el estudio del caso, al igual que en las vigas arco, se propone una geometría en base a la experiencia profesional del Ing. encargado del proyecto, y se van haciendo varios cambios y retoques hasta lograr una sección lo más óptima posible, teniendo en cuenta aspectos económicos, constructivos, de montaje, entre otros.

Entre las características más relevantes que se van modificando en el diseño, se encuentran: dimensiones (alto y ancho de la sección transversal), tamaño de los perfiles ángulo de los cordones, diámetro de las diagonales, tipo de acero, separación de las diagonales en las distintas caras.

Una particularidad importante que se adoptó desde el anteproyecto, es que la columna estará hormigonada en toda su altura. Esto influye a los fines del cálculo de la misma, que el hormigón también colaborará en la resistencia de la columna como conjunto. Se aclara que para este trabajo se considerará sólo el aporte a la resistencia al corte del hormigón, no tomando en cuenta ninguna otra posible colaboración estructural, quedando así del lado de la seguridad.

La ubicación de la columna tipo analizada se muestra en la Figura 20.

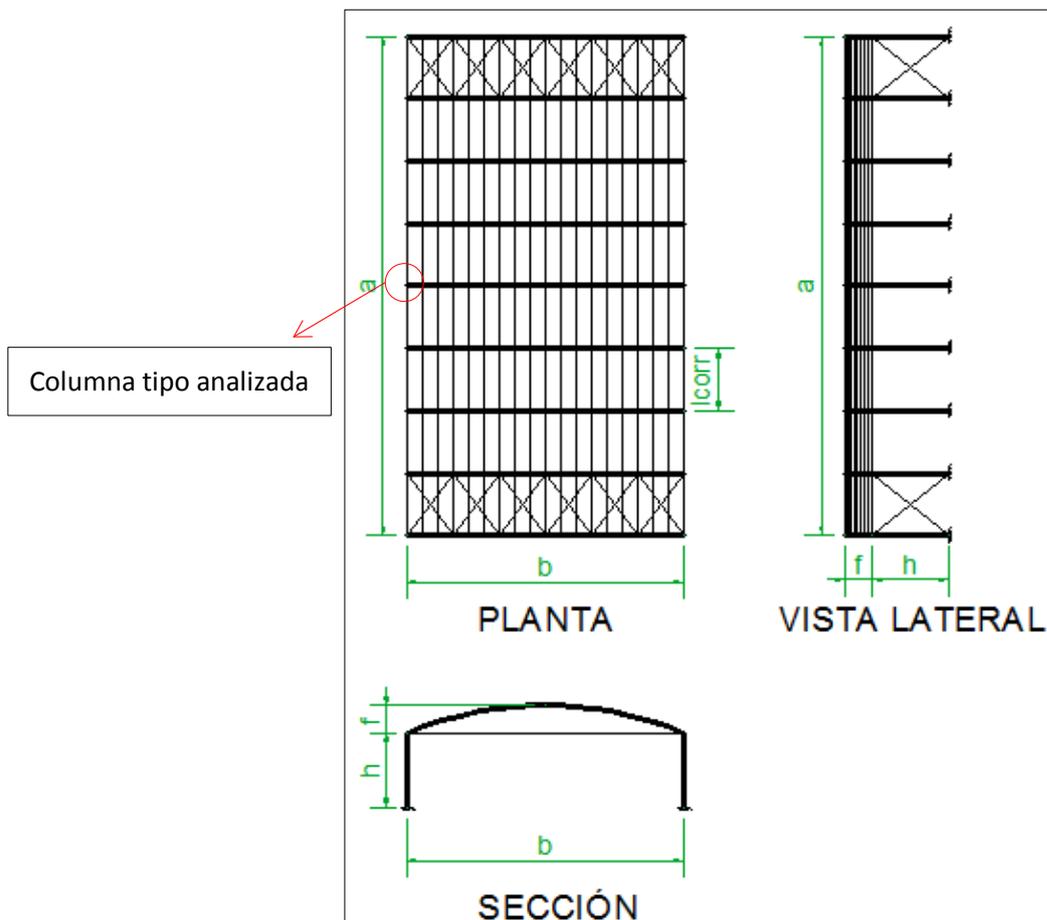


Figura 20 - Ubicación de la columna tipo analizada

4.4.2. Diseño y verificaciones

En general, el procedimiento es muy similar al de las vigas arco. Se comienza realizando el análisis de carga (éste está efectuado en las planillas de cálculo de vigas), con los valores ya determinados en análisis anteriores para sobrecarga de mantenimiento y carga de viento, y para cargas permanentes utilizamos el peso propio de las chapas de cubierta, las correas, la viga arco, y el de la columna aproximado que se propuso por del Ing. encargado (un poco más pesada que el arco).

Los elementos constituyentes de la barra armada, por la configuración adoptada y las condiciones de carga que se presentan, también para este caso sólo estarán sometidos a esfuerzos axiales, no presentándose flexión ni otro tipo de esfuerzos en los mismos.

Para la verificación de esta tipología estructural, el procedimiento general para los cordones del reticulado consiste en determinar la compresión y tracción últimas a la que estará sometido un cordón (el más solicitado), mediante las expresiones que nos proporciona el Reglamento CIRSOC 308 en base a las solicitaciones externas y posibles imperfecciones (excentricidades) iniciales de la pieza, y luego calcular la resistencia de diseño, a compresión y a tracción también de un cordón, en base a las características del material, geometría adoptada, etc. Esto es idéntico al caso de las vigas arco, sólo cambiando para esta verificación, las expresiones utilizadas para determinar las resistencias de diseño de los cordones de perfil ángulo.

Lo dicho para las diagonales del arco, vale también para el diseño de las diagonales de la columna: determinamos una compresión última de la diagonal más solicitada para contrastarla con la resistencia de diseño a compresión de la misma. No se realiza la verificación a tracción, pues los esfuerzos de compresión y tracción de las más solicitadas son numéricamente iguales, y como las diagonales tienen las mismas características y condiciones de vínculo en el reticulado, manda la compresión sobre la tracción.

Los esfuerzos últimos mencionados anteriormente, se obtienen a partir de las condiciones de vínculo, geometría seccional, solicitaciones máximas de sección, etc., obteniendo estas últimas del modelado del pórtico tipo con el programa RAM Advance versión 9.5.

Se busca siempre una economía en el proyecto, teniendo en cuenta aspectos constructivos, de montaje, de índole económico, entre otros, hasta lograr una sección que satisfaga lo mejor posible los requerimientos anteriormente mencionados.

Destacamos aquí para el caso de las diagonales, que las mismas se propusieron del diámetro constructivo menor posible y se mantuvieron a lo largo de toda la pieza (a diferencia del caso del arco), ya que para la resistencia al corte del elemento, como se mencionó en párrafos anteriores, contribuye el hormigón que recubrirá la columna, aportando este la mayor parte de la resistencia al corte en el diseño. Dicha resistencia

será cuantificada mediante el uso de las ecuaciones del Reglamento CIRSOC 201-2005: Reglamento argentino de estructuras de hormigón.

También aquí hay que tener en cuenta siempre al ir modificando las características del reticulado, cumplir con ciertas especificaciones particulares y constructivas, que se detallan en el Reglamento CIRSOC 301-2005 en la Sección E.4.3. para este tipo de barras armadas.

En el diseño de la columna al igual que en el del arco, un aspecto interesante es darle una altura considerable, para que la sección trabaje más eficientemente a flexión. Con una altura de la sección transversal mayor, los esfuerzos últimos en los cordones disminuyen, aunque también para este caso la longitud de las diagonales crece, disminuyéndose su resistencia de diseño a la compresión. Por ello se prueban con varios valores hasta encontrar una solución que se considere apropiada.

Se agrega en esta sección, la verificación de las deformaciones máximas, contrastando el desplazamiento lateral máximo generado por el estado de carga nominal de viento con el desplazamiento lateral admisible obtenido de la Tabla A-L.4.1. del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Finalmente, se calculan las presillas extremas que llevará la barra armada, que para nuestro caso también serán perfiles ángulo de alas iguales.

El procedimiento detallado de cálculo se encuentra adjunto al final del presente trabajo en el **Anexo 6**.

4.4.3. Resultados

En el estudio de la columna tipo, algunos datos relevantes que se utilizaron en el procedimiento, se muestran a continuación:

Para verificación de los cordones

Flexo tracción

Mux	156,13	kNm	Comb (3)
Tu	46,89	kN	

Flexo compresión

Mux	72,86	kNm	Comb (1)
Nu	-64,32	kN	

Para verificación de las diagonales

Flexo tracción

Vu	61,06	kN	Comb (3)
----	--------------	----	----------

Flexo compresión

Vu	22,75	kN	Comb (1)
Nu	-64,32	kN	

$N_{Um\acute{a}x}$ **-64,32** kN Comb (1)

Desplazamientos máximos

$\delta_{m\acute{a}x}$ **17,06** mm Estado de carga de viento

Los esfuerzos últimos y deformaciones en la barra armada son:

- ★ Máximo esfuerzo axial de compresión en el cordón (P_{U1}) = 170,59 kN.
- ★ Máximo esfuerzo axial de tracción en el cordón (T_{U1}) = 194,03 kN.
- ★ Máximo esfuerzo axial de compresión en diagonal caras largas (y-y) (D_{Uy}) = 34,83 kN.
- ★ Máximo esfuerzo axial de compresión en diagonal caras cortas (x-x) (D_{Ux}) = 0,48 kN.

Los valores de resistencias de diseño con que cuenta la columna en estudio, son:

- ★ Resistencia de diseño a compresión del cordón (P_{d1}) = 178,59 kN.
- ★ Resistencia de diseño a tracción del cordón (T_{d1}) = 199,44 kN.
- ★ Resistencia al corte aportada por el hormigón (ϕV_c) = 53,85 kN.
- ★ Resistencia de diseño a compresión de diagonal caras largas (y-y) (P_{dDy}) = 1,57 kN.
- ★ Resistencia de diseño a compresión de diagonal caras cortas (x-x) (P_{dDx}) = 3,34 kN.

La geometría final adoptada para la columna tipo se muestra en el siguiente listado:

- ★ Altura total de la sección entre bordes extremos (h) = 47 cm.
- ★ Altura de cálculo de la sección entre ejes de ángulos (h^*) = 42,82 cm.
- ★ Base de la sección (b) = 20 cm.
- ★ Perfil ángulo de cordones = 3" x ¼".
- ★ Diámetro diagonales caras largas (y-y) = 8 mm.
- ★ Diámetro diagonales caras cortas (x-x) = 8 mm.
- ★ Separación diagonales caras largas (y-y) (S_y) = 47 cm.
- ★ Separación diagonales caras cortas (x-x) (S_x) = 47 cm.

Podemos visualizar mejor las características anteriores en la Figura 21.

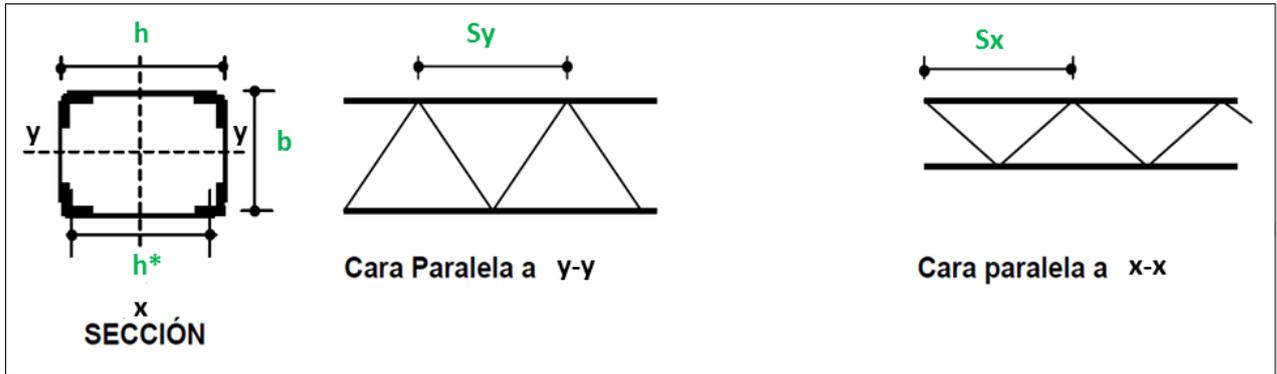


Figura 21 - Geometría final adoptada para la columna tipo

El perfil ángulo de alas iguales a colocar en los extremos de la columna armada es:

- ★ Ángulo: 5" x ½"

4.5. DISEÑO DE FUNDACIONES

4.5.1. Análisis preliminar

Se realizará un dimensionado tentativo para la fundación por pilotes de la columna tipo analizada anteriormente mediante un procedimiento propuesto por la Empresa, el cual se detalla más adelante. Se hace notar también, que no se profundizará demasiado en esta temática, realizando a los fines de este informe, un estudio global del tema, con fines de poder adoptar una primera sección propuesta para la fundación tipo.

Algunas características relevantes del suelo de fundación y del pilote tipo utilizadas para el cálculo, son:

- ⊙ Tipo de suelo: Limo arcilloso / loess
- ⊙ Cota de fundación: 12 m.

Como ya se dijo, la fundación será efectuada mediante pilotes excavados a mano los primeros metros, y luego mecánicamente hasta la cota de fundación, hormigonados in-situ.

Los esfuerzos a los que se encuentra sometido dicho pilote serán los de la base de la columna tipo que descarga en él. Por lo que los mismos son tomados de la planilla de cálculo de columnas. A éstos se suma la carga normal que les llega de los muros de cerramiento, hechos de mampostería de ladrillo cerámico hueco.

Las verificaciones realizadas se basan en la teoría y ecuaciones de la capacidad de carga para pilotes dentro del campo de la Geotecnia, en el ya nombrado procedimiento propuesto por la Empresa para la verificación a flexión, y para la comprobación de la

resistencia al corte se hace uso del Reglamento CIRSOC 201-2005: Reglamento argentino de estructuras de hormigón.

Para el estudio del caso, ya tenemos fijas por decisiones de proyecto, la longitud útil en la que el pilote puede tomar carga por fricción, la cota de fundación, y la decisión de usar dos diámetros distintos a lo largo del pilote, uno más grande ($\varnothing 2$) en la parte superior para tomar principalmente los esfuerzos de flexión, y otro más chico ($\varnothing 1$) en la parte inferior que satisfaga los requerimientos de capacidad carga para llevar al suelo de fundación principalmente la compresión o tracción a la que esté sometido, por lo que el problema se reduce a definir los dos diferentes diámetros mencionados del pilote tipo con las armaduras correspondiente que cumplan con todos los requerimientos de resistencia.

Un esquema del pilote tipo analizado se muestra en la Figura 22.

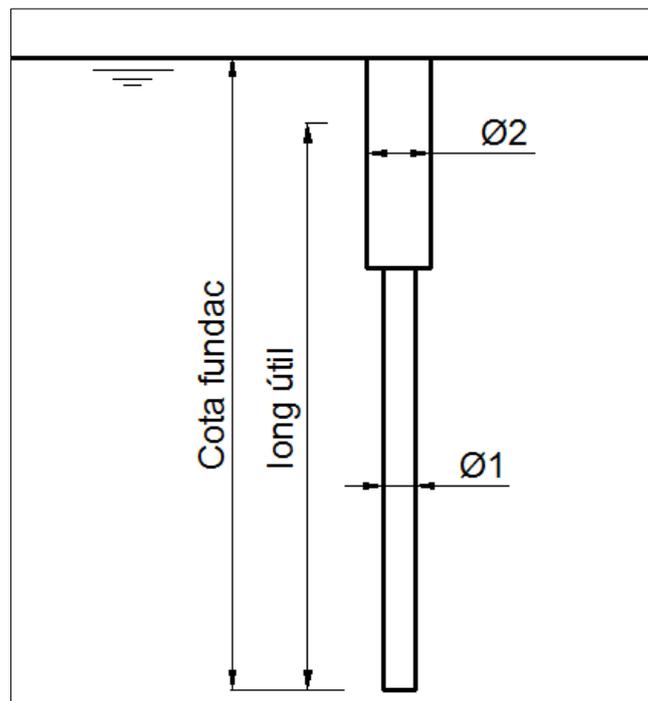


Figura 22 - Esquema del pilote tipo

4.5.2. Diseño y verificaciones

Teniendo los esfuerzos últimos que el pilote tendrá que soportar y transferir al suelo de fundación, se propondrán los diámetros mínimos de la sección transversal como su armadura longitudinal y transversal.

El primer diámetro que se calcula es el correspondiente para resistir los esfuerzos normales del pilote. Con la cota de fundación ya definida y las características del suelo, se obtiene un diámetro mínimo para lograr la transmisión de esfuerzos desde el

pilote hacia el suelo mediante los mecanismos de resistencia por fuste (transmisión por fricción lateral) y por punta.

El segundo diámetro a calcular, con que contará el pilote en su parte superior, será mayor por los requerimientos de flexión en esta parte del mismo. La longitud desde el momento solicitante máximo (en la cabeza del pilote), hasta que éste se anula, y en ocasiones puede cambiar de signo, según la teoría específica, va aproximadamente de $1/4$ de L_{total} a $1/3$ de L_{total} (siendo " L_{total} " la longitud total del pilote). Por decisión de proyecto esta longitud se tomará igual a $1/3$ de L_{total} , quedando así del lado de la seguridad. Lo comentado anteriormente se esquematiza en la Figura 23.

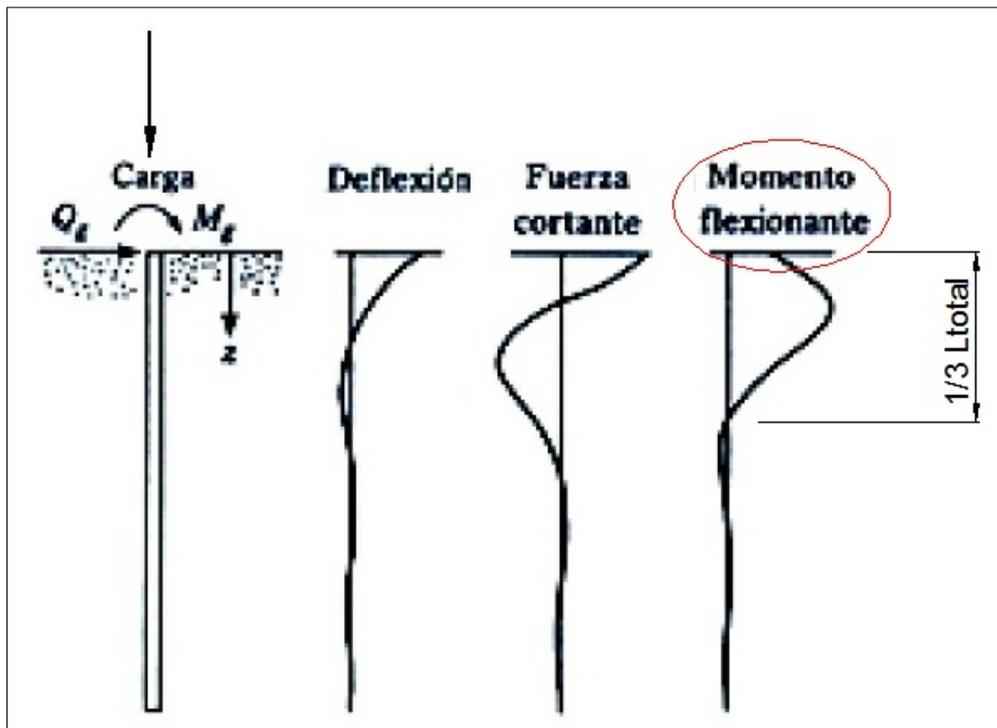


Figura 23 - Diagramas de esfuerzos típicos para el pilote tipo

Entonces nuestro pilote tipo se compone de dos diámetros distintos, el más grande ($\varnothing 2$) en la parte superior ($1/3$ de la longitud del pilote desde la superficie) para resistir más eficientemente los esfuerzos de flexión (por tener más brazo de palanca los hierros de la armadura longitudinal), y el más chico ($\varnothing 1$) el mínimo para cumplir con los requerimientos de esfuerzos axiales en el pilote (se verifica tanto compresión como tracción). Un esquema de esto lo podemos visualizar en la Figura 24.

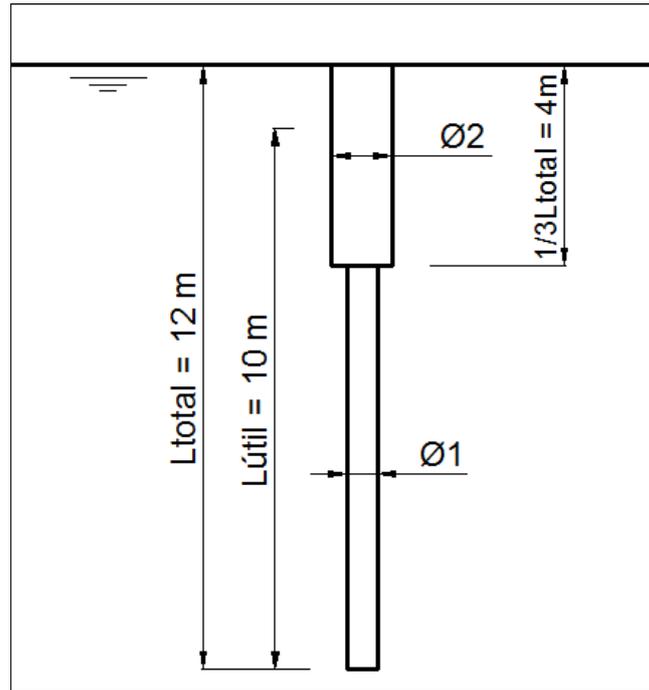


Figura 24 - Características particulares del pilote tipo

La armadura correspondiente, en la parte superior será aquella que verifique la flexión con el procedimiento de cálculo adoptado que se relata en el próximo párrafo, y en la parte inferior será la mínima reglamentaria.

Para el cálculo de la armadura longitudinal que deberá tener el pilote tipo en su parte superior, se usa el siguiente procedimiento aproximado: se considera el aporte a la resistencia sólo de la mitad de los hierros de la sección (parte traccionada) ya que el hormigón no resiste tracciones, se calcula la distancia de los centros de los hierros perpendicular al eje del pilote " d " (este será el brazo de palanca de cada hierro), y a ésta se la multiplica por la fuerza de resistencia que desarrollará cada uno, siendo esta última el producto del área del hierro " A " por la tensión de fluencia. Por seguridad multiplicamos esto por un factor de 0,9, y obtenemos así, por sumatoria, el momento total resistente a flexión de la sección transversal del pilote tipo. Un esquema que puede ayudar a comprender lo anteriormente expuesto se muestra en la Figura 25.

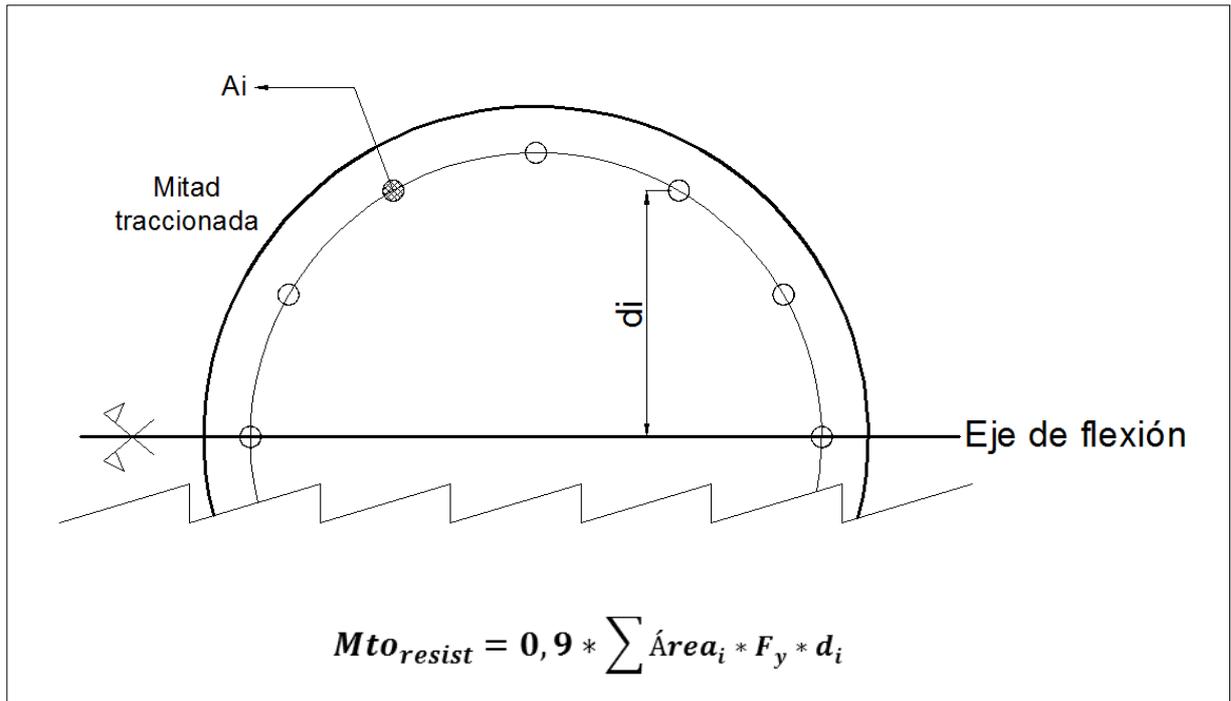


Figura 25 - Esquema para la verificación de la flexión del pilote tipo

La armadura de corte se dispondrá según las especificaciones del Reglamento CIRSOC 201-2005. En general, para las estructuras de la tipología aquí tratada, los esfuerzos de corte son bajos y prácticamente todos los toma el hormigón del pilote, resultando así una armadura de corte mínima. Lo que sí se debe cuidar es realizar un densificado de esta armadura en las zonas críticas, que son la cabeza y base del pilote, y los cambios de estrato de suelo si los hubiere (no los hay en nuestro caso, el suelo es uniforme). Esta prescripción se asocia a otorgarle más resistencia al corte al pilote en las zonas más comprometidas ante la presencia de eventos sísmicos.

Lógicamente luego de proponer las armaduras, se verifican diámetros mínimos de armadura, cantidad mínima de barras, cuantías mínimas y máximas, como así también factibilidad de materialización de la propuesta, economía de obra, etc.

Finalmente, se calcula la cantidad de armadura (en peso) por unidad de volumen del pilote tipo, para tener una idea de la “densidad promedio de armadura total” en la fundación, expresada en kN/m³, que representa la cantidad de armadura (longitudinal y transversal) en la unidad de volumen del pilote tipo. Las expresiones para su determinación son de índole geométricas y se presentan en la planilla de cálculo.

El procedimiento detallado de cálculo se encuentra adjunto al final del presente trabajo en el **Anexo 7**.

4.5.3. Resultados

En el estudio del pilote tipo, algunos datos relevantes que se utilizaron en el procedimiento, se muestran a continuación:

- ⊙ Capacidad de carga por fuste admisible (q_{fadm}) = 15 kN/m².
- ⊙ Capacidad de carga por punta admisible (q_{puadm}) = 40 kN/m².
- ⊙ Longitud total del pilote (l_{total}) = 12 m.
- ⊙ Longitud útil del pilote en la cual puede tomar carga por fuste ($l_{útil}$) = 10 m.

Los esfuerzos máximos a los que estará sometido el pilote tipo son:

- ⊙ Compresión última (P_u) = 148,32 kN.
- ⊙ Tracción última (T_u) = 46,89 kN.
- ⊙ Momento flector último (M_u) = 156,13 kNm.
- ⊙ Corte último (V_u) = 61,06 kN.

La geometría final adoptada para el pilote tipo en la parte superior, es:

- ⊙ Diámetro parte superior (\varnothing_1) = 70 cm.
- ⊙ Longitud en la que permanece \varnothing_1 ($1/3 l_{total}$) = 4 m.
- ⊙ Armadura longitudinal: 12 barras \varnothing 16 mm.
- ⊙ Armadura transversal (zunchos): 1 barra \varnothing 8 mm c/ 14 cm.
- ⊙ Armadura transversal (zunchos) en zona crítica (cabeza del pilote): 1 barra \varnothing 8 mm c/ 10 cm.
- ⊙ Longitud de la zona crítica para el densificado de armadura transversal: 70 cm.

Y en la parte inferior, las características son:

- ⊙ Diámetro parte inferior (\varnothing_2) = 40 cm.
- ⊙ Armadura longitudinal: 6 barras \varnothing 12 mm.
- ⊙ Armadura transversal (zunchos): 1 barra \varnothing 8 mm c/ 14 cm.
- ⊙ Armadura transversal (zunchos) en zona crítica (base del pilote): 1 barra \varnothing 8 mm c/ 10 cm.
- ⊙ Longitud de la zona crítica para el densificado de armadura transversal: 40 cm.

De manera esquemática, podemos observar las características anteriores en la Figura 26.

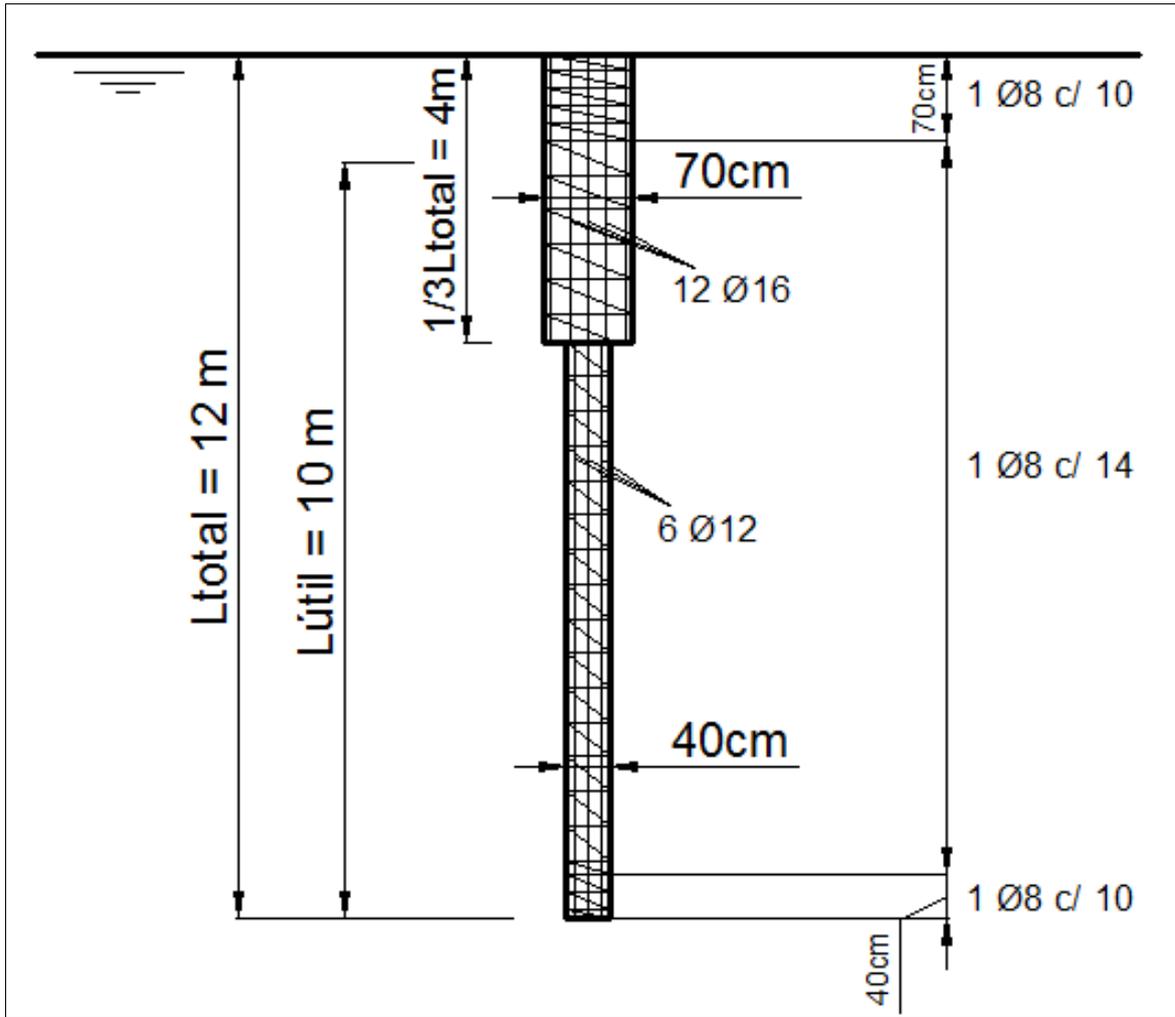


Figura 26 - Esquema de la geometría final y armaduras adoptadas para el pilote tipo

A modo de cierre de esta sección, se realiza una verificación de la armadura longitudinal necesaria para el pilote tipo con el programa **FLEXCOMP**, en el cuál se ingresan los valores de las solicitaciones últimas y éste nos especifica la armadura longitudinal mínima con que debe contar el pilote sometido a flexión compuesta. En la Figura 27 vemos una impresión de pantalla de la corrida del programa.

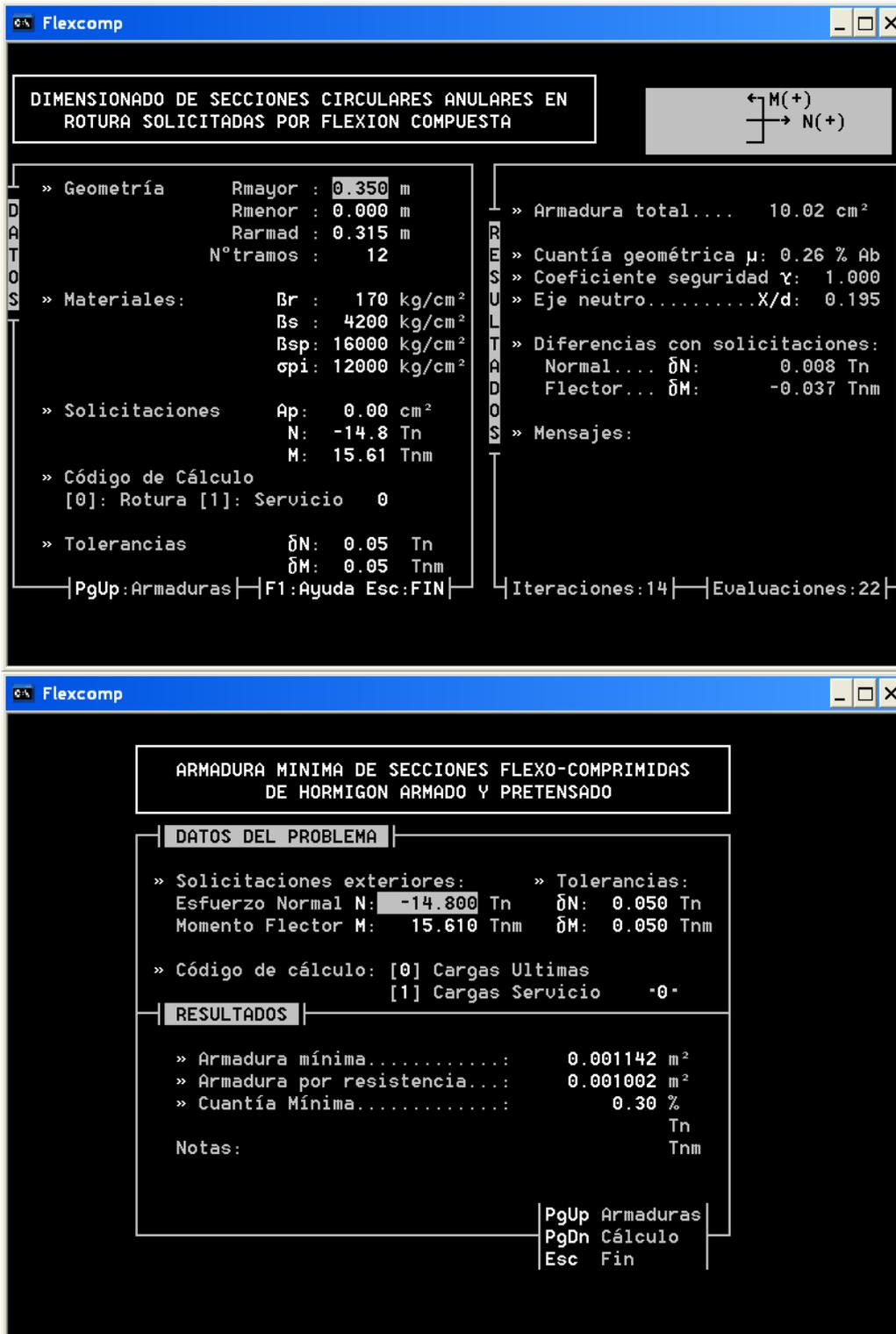


Figura 27 - Armadura longitudinal mínima según programa FLEXCOMP

Vemos que según el software utilizado, la armadura longitudinal mínima necesaria es de 11,42 cm², mucho menor al valor de 24,13 cm² que llegamos a través del procedimiento simplificado propuesto en este trabajo. Concluimos entonces que dicho

procedimiento es sólo una aproximación para el estudio del tema y nos conduce a valores muy grandes, no siendo apto para ser utilizado en una fase definitiva del proyecto de los pilotes.

4.6. RECOMENDACIONES DE CARÁCTER GENERAL

4.6.1. Fabricación

Una vez realizado el proyecto de la estructura la misma debe ser fabricada en un taller metalúrgico. La facilidad de fabricación de la estructura es un aspecto muy importante a tener en cuenta en el proyecto. Proyectar elementos estructurales o formas seccionales que produzcan una disminución en el consumo de acero pero lleven a un proceso de fabricación complicado, no resulta globalmente económico, pues los costos adicionales de mano de obra y/o utilización de equipos especiales pueden superar largamente el ahorro de material.

Se debe estudiar la posición de agujeros y soldaduras, a fin de evitar el excesivo manipuleo de las piezas en taller para poder ejecutarlos.

Se deben analizar: las tolerancias exigibles en el proyecto, las dimensiones de las piezas a fabricar, el proceso de deformación de barras que tengan eje recto, la necesidad o no de piezas con contraflechas, etc. Mínimas tolerancias, piezas demasiado grandes, gran cantidad de barras a curvar o grandes curvaturas aumentan los costos de fabricación.

Otro aspecto importante es la estandarización de elementos de la estructura. Chapas y barras de iguales dimensiones y cortes, iguales posiciones de agujeros y soldaduras, nudos iguales, etc., llevan a una disminución del costo de fabricación.

El proyectista realiza los planos generales y de detalles del proyecto. Luego se debe desarrollar el detallado fino de barras, uniones, etc. mediante los planos de taller. Generalmente éstos son ejecutados por la oficina técnica del fabricante y llevan a un ajuste de los primeros. Es conveniente que el proyectista vigile la realización de los planos de taller para garantizar que los mismos no se aparten de las hipótesis con las que se realizó el proyecto.

4.6.2. Montaje

Luego de fabricada la estructura debe ser transportada a obra y montada en su posición final. Este aspecto también debe ser considerado en el proyecto. Las dimensiones de las partes constitutivas y la forma de ensamblarlas en obra dependen de las disponibilidades de medios de transporte y equipo de montaje, de la comodidad y seguridad de trabajo de los operarios, de la disponibilidad de espacio en obra, etc.

Se debe prever cuáles son las uniones que se ejecutarán en el suelo y cuáles sobre los elementos montados a fin de compatibilizar el proyecto de las mismas con las condiciones de trabajo y garantizar una correcta ejecución de aquellas.

4.6.3. Protección contra la corrosión

El acero expuesto debe ser protegido contra la corrosión. Esto se logra con pinturas de protección que son aplicadas generalmente en taller y retocadas o terminadas en obra. La intensidad necesaria de la protección depende del grado de ataque corrosivo del ambiente donde se encuentra la estructura. A mayor agresividad lógicamente mayor protección.

Hay puntos críticos de la estructura donde es necesario controlar la protección contra la corrosión. Por ejemplo las soldaduras y puntos donde se produzca una concentración de tensiones.

Sobre todo en chapas para cubierta o cerramientos, se utilizan elementos con tratamientos de galvanizado o aluminizado que evitan el pintado, pues proveen una capa protectora. En estos casos es necesario cuidar que esa capa protectora no se dañe o se destruya en el proceso de montaje, como por ejemplo por la ejecución de soldaduras.

Existen aceros aleados que por su composición química resultan resistentes a la corrosión. Su costo es mayor pero evitan el costo de mantenimiento que puede resultar importante en algunas estructuras metálicas expuestas a ambientes agresivos (por ejemplo puentes).

La estructura debe conservar su aptitud en toda su vida útil. La protección por pinturas tiene una duración limitada por lo que es necesario realizar un mantenimiento de la misma que asegure que la protección inicial se conserva.

Para el caso de la obra aquí tratada, se propone una protección por medio de pinturas, dándose dos manos de anti óxido de distinto color, y finalmente una mano de pintura sintética. Los diferentes colores mencionados anteriormente se adoptan para luego poder facilitar la inspección de la protección.

4.6.4. Protección contra el fuego

Las estructuras metálicas son incombustibles pero al elevarse la temperatura por un incendio disminuyen su capacidad resistente y pueden colapsar. Por ello en algunos casos es necesario protegerlas contra la acción del fuego. Los objetivos de la protección son:

- a. Permitir la evacuación rápida y segura de los ocupantes.
- b. Dar seguridad al personal que combata al fuego.

- c. Evitar la propagación del fuego desde el foco al resto del edificio y/o construcciones adyacentes.
- d. Reducir al mínimo las pérdidas económicas.

El grado de seguridad de la estructura se mide en tiempo (más específicamente en minutos) de resistencia al fuego. Existen especificaciones que establecen para distintas categorías de edificios y para los distintos elementos estructurales de los mismos (vigas, columnas, tabiques y cerramientos, etc.) las horas o minutos necesarios de resistencia.

Para construcciones metálicas con bajo nivel de ocupación y que no contengan elementos de riesgo no resulta necesaria una protección especial.

La resistencia al fuego de las estructuras metálicas puede aumentarse con la aplicación de revestimientos protectores de hormigón, vermiculita, pinturas especiales, etc.

Se hace notar que para el presente proyecto, las columnas al estar recubiertas de hormigón, estarán más protegidas presentando las mismas una resistencia al fuego relativamente elevada.

Se destaca también que para esta obra, debido a sus dimensiones adoptadas, el área del terreno ocupada en planta no supera los 1000 m², por lo que (como se mencionó anteriormente en la Sección 2.3.) la protección activa contra incendios se efectúa sólo por medio de matafuegos convenientemente dispuestos en el lugar.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

5.1. COMENTARIOS RESPECTO DEL PROYECTO

Luego de finalizar las tareas pertinentes a este trabajo, vemos de manera general que el terreno quedó bien aprovechado, logrando una nave amplia y cómoda para los fines del propietario de utilizarla como lugar de depósito y/o almacenamiento.

Hablando sobre la estructura resistente metálica, se destaca el tema de las cargas asimétricas y la acción del viento sobre la cubierta del tipo abovedada, que es un tema clave en el cálculo y dependiendo de su magnitud, esta forma en arco para las vigas y el techo puede dejar de ser conveniente. El tensor que se coloca en los arranques del arco ayuda mucho ante la acción de cargas gravitatorias, situación en la que estará el pórtico gran parte de su vida útil, aliviando parte de los esfuerzos transmitidos a la columna.

Destacamos que para las estructuras de la tipología aquí tratada, la acción del viento es una acción preponderante para el dimensionado de los elementos. Y para determinar su geometría final, se incursiona en un campo de propuestas del tipo “prueba y error”, analizando distintas posibles alternativas hasta lograr una que optimice lo mejor posible la solución final.

Se hace notar también que estructuras reticuladas con barras de acero de sección circular como las aquí estudiadas, para cargas medianas a chicas tienen buen desempeño, volviéndose antieconómicas y de difícil manipuleo y montaje para cargas grandes.

5.2. COMENTARIOS RESPECTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.2.1. Aspectos relativos al cálculo de correas

El cálculo de la correa tipo, resultó el procedimiento más largo de todos, teniendo dentro de él muchas variables intervinientes y expresiones que manejar. Esto se debe a la tipología de perfiles livianos de acero de sección abierta conformados en frío propuesta para las correas, que no obstante, es la más utilizada para correas de techo en nuestro medio.

En el dimensionado de la misma, notamos que manda el estado límite flexión, en particular el pandeo local del elemento, cuestión que es lógica por presentar el mismo pequeño espesor en sus partes constituyentes y teniendo en consecuencia esbelteces locales bastante altas. Notamos también que mejora notablemente su resistencia de diseño a flexión reduciendo la distancia entre puntos fijos a pandeo lateral, es decir la distancia entre puntos de la correa que no pueden desplazarse lateralmente, quedando así, a los fines del cálculo, una longitud no arriostrada “ L_b ” menor.

Vemos también que para la propuesta de solución final y centrándose en la acción del viento sobre la estructura, resulta más económico proponer elementos como las tillas de arriostamiento para las alas inferiores de las correas (por los motivos expuestos en el párrafo anterior) ya que, a pesar de que generarán un gasto extra particularmente en la mano de obra para su montaje, lograremos gracias a ellos poder colocar como correa tipo un perfil más chico (y más barato).

5.2.2. Aspectos relativos al cálculo de vigas

Este cálculo no presentó grandes complejidades, no es muy extenso, y terminó siendo más que todo el probar con distintos valores hasta lograr una solución apta económica y constructivamente hablando.

En cuanto a la configuración de la sección transversal de la viga arco tipo, optar por una sección rectangular con una altura bastante más grande que la base, desembocó en una sección más eficiente a la flexión, lo cual es muy favorable al caso. Y hablando ahora sobre las diagonales del reticulado, destacamos que el doblado de las barras de diámetro 16 mm puede dificultarse, proponiendo para la situación directamente su cortado a medida y luego su soldado a los cordones. Se destaca el uso de dos diámetros de diagonales distintos a lo largo del arco, cuestión que favorece bastante al ahorro de acero estructural y por consiguiente a la economía de la obra.

Otro aspecto a resaltar es el uso de hierro de diámetro 25 mm en los cordones, siendo éste como un “techo” para esta tipología, para el caso de tener esfuerzos más grandes se podría pensar en reemplazarlo por un perfil ángulo.

5.2.3. Aspectos relativos al cálculo de tensores

El cálculo de este elemento estructural resultó bastante simple, ya que sólo trabaja a tracción y se le efectúa sólo esa verificación.

La sección utilizada es típica de hierro redondo macizo, muy común en nuestro medio. No es un componente muy costoso y proporciona un buen aporte estructural al conjunto.

Se destaca la necesidad de colocar en sus extremos un manguito roscado con el fin de poder poner en tensión el elemento durante el montaje.

5.2.4. Aspectos relativos al cálculo de columnas

La metodología de cálculo en sí es muy similar a la de vigas arco, con la salvedad que para el caso de la columna tipo las resistencias de diseño de los cordones las obtenemos por expresiones diferentes, debido a que los mismos, a diferencia del caso de vigas, son ahora perfiles estructurales de sección “L” laminados en caliente. Otra

diferencia es que en columnas tenemos el aporte de la resistencia al corte del hormigón que las recubrirá, siendo este aspecto muy importante ya que gracias a esto, las diagonales del reticulado de la barra armada resultan de un diámetro reducido, y cómo se considera que el hormigón sólo aporta resistencia al corte en los cálculos, quedamos del lado de la seguridad.

Con respecto a las medidas de la sección transversal de la columna, resulta conveniente a la hora de la fabricación y el montaje que haya quedado de las mismas dimensiones que la viga arco.

El cambio de las barras componentes de los cordones inicialmente de hierro redondo macizo por perfiles ángulo mejora notablemente la economía del proyecto como también su manipuleo y montaje. Inicialmente se probó para los cordones con hierro redondo, lo que daba por resultado una barra de diámetro 32 mm, siendo ésta muy pesada y poco utilizada en el medio por tener toda su masa concentrada alrededor de los ejes principales de inercia, y en consecuencia tener un momento de inercia bajo y ser poco eficiente a la flexión, dada la reducida resistencia de diseño a compresión que presenta. El perfil ángulo, en cambio, por su geometría presenta mejores prestaciones a la flexión, y su utilización optimizó la solución adoptada para la columna tipo.

La hipótesis empleada por decisión de proyecto de nudo rígido entre columna y viga arco, si bien complica la materialización de la unión, redistribuye los esfuerzos en los miembros, resultando así los máximos esfuerzos más bajos que para el caso de nudo articulado, abaratando la estructura globalmente.

5.2.5. Aspectos relativos al cálculo de fundaciones

La metodología de cálculo para el pilote tipo no presenta complejidad, utilizándose las conocidas expresiones de la capacidad de carga para pilotes brindadas por la Geotecnia y fórmulas de índole geométrico. El procedimiento simplificado adoptado para flexión también es bastante simple en su formulación y de relativa fácil aplicación. En cuanto a la armadura de corte (zunchos), el cálculo fue simple por resultar para el caso en estudio la armadura mínima reglamentaria.

Los resultados obtenidos en cuanto a diámetros, cota de fundación, armadura utilizada, entre otros, coinciden con los casos más comunes de nuestro medio, aunque se destaca que la armadura longitudinal obtenida por el procedimiento simplificado empleado es bastante mayor a la estricta necesaria calculada mediante un software específico como lo es el programa *FLEXCOMP* aquí utilizado.

5.3. COMENTARIOS RESPECTO DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA

La experiencia de realizar este trabajo fue muy provechosa, resultó muy interesante y atrapante acercarse al mundo profesional y poder incursionar en el cálculo de estructuras reales.

Durante la tarea de la Práctica Supervisada, se hizo extenso uso de planillas de cálculo con Microsoft Excel, herramienta muy útil y didáctica para ser utilizada para estos fines, aprendiendo y utilizando muchas aplicaciones que este software nos brinda. Se destaca también que todas las planillas confeccionadas quedan en condiciones para ser utilizadas a futuro, donde el usuario tiene casillas marcadas para ingresar los datos de su problema y poder realizar las verificaciones de las tipologías estructurales aquí tratadas con mucha facilidad.

El trabajo con el pórtico tipo (de naturaleza hiperestático) mediante el uso de software de modelación numérica permite obtener resultados rápidamente planteando distintas alternativas. Pero debemos tener precaución y no tener confianza ciega en el programa, el encargado debe poder prever de cierta forma los resultados para evitar errores provenientes de una mala modelación.

La realización de este trabajo fue una gran oportunidad de aplicar los conocimientos y ciertos criterios adquiridos a lo largo de la carrera. Además, la posibilidad de realizar una tarea propia del campo del Ingeniero Civil en la parte de Estructuras acompañado por profesionales del área, permitió en gran medida madurar aprendizajes obtenidos en la Universidad.

También gracias a las actividades desarrolladas en la Empresa, se pudo tener un acercamiento a las necesidades reales del medio profesional, y sirvió para conocer y comprender las distintas etapas de ejecución de un proyecto estructural.

El trabajo en equipo ante una problemática particular, el familiarizarse con los Reglamentos de cálculo vigentes, y el amplio uso de herramientas informáticas, fueron aspectos muy productivos que se rescatan de la labor realizada.

BIBLIOGRAFÍA

- **Reglamento CIRSOC 101-2005 (y sus Comentarios):** *Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.*
- **Reglamento CIRSOC 102-2005 (y sus Comentarios y su Guía para el uso):** *Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.*
- **Reglamento CIRSOC 301-2005 (y sus Comentarios):** *Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios.*
- **Reglamento CIRSOC 303-2009 (y sus Comentarios):** *Reglamento argentino de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío.*
- **Reglamento CIRSOC 308-2007 (y sus Comentarios):** *Reglamento argentino de estructuras livianas para edificios con barras de acero de sección circular.*
- **Reglamento CIRSOC 201-2005 (y sus Comentarios):** *Reglamento argentino de estructuras de hormigón.*
- **Reglamento CIRSOC 103 Parte I-1991:** *Normas Argentinas para las Construcciones Sismorresistentes - Construcciones en General.*
- **Trogia, Gabriel** (2008). *Estructuras Metálicas. Proyecto por Estados Límites. Parte I: Fundamentos, Procedimientos y Criterios de Proyecto.* Editorial: Universitas libros.
- **Trogia, Gabriel** (2008). *Estructuras Metálicas. Proyecto por Estados Límites. Parte II: Ejemplos de Aplicación.* Editorial: Universitas libros.
- **Trogia, Gabriel** (2010). *Estructuras de Acero con tubos y secciones abiertas conformadas en frío. Proyecto por Estados Límites. Parte I: Fundamentos, Procedimientos y Criterios de Proyecto.* Editorial: Universitas libros.
- **Trogia, Gabriel** (2010). *Estructuras de Acero con tubos y secciones abiertas conformadas en frío. Proyecto por Estados Límites. Parte II: Ejemplos de Aplicación.* Editorial: Universitas libros.
- **Apunte de la Cátedra Geotecnia III** (2013). F.C.E.F.yN.
- **Carlos Larsson** (2008). *Apuntes del curso de Hormigón Armado y Pretensado.* Editorial: Universitas libros.

ANEXOS

ANEXO 1.1: ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD: CORREAS

ANEXO 1.2: ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD: FUNDACIONES

ANEXO 2.1: ESTUDIO CARGA DE VIENTO: PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

ANEXO 2.2: ESTUDIO CARGA DE VIENTO: PROCEDIMIENTO ANALÍTICO

ANEXO 3: CÁLCULO DE CORREAS

ANEXO 4: CÁLCULO DE VIGAS ARCO

ANEXO 5: CÁLCULO DE TENSORES

ANEXO 6: CÁLCULO DE COLUMNAS

ANEXO 7: CÁLCULO DE FUNDACIONES

Anexo 1.1. Estudio de prefactibilidad: Correas

CORREAS - PREFACTIBILIDAD

Se realiza un primer análisis simplificado para tener una idea de las correas que serán necesarias

Nota: en esta sección se trabaja con el sistema de unidades métrico

Caso 1

Sep pórticos **6,29** m

Caso 2

Sep pórticos **7,33** m

Datos

a	44 m	largo en planta
b	22 m	ancho en planta

Suponiendo:

qD	0,015 tn/m ²
qLr	0,058 tn/m ²

Será para este caso:

$$q_{u1} = 1,2 * q_D + 1,5 * q_{w+} + 1 * q_{Lr} \qquad q_{u2} = 0,9 * q_D + 1,5 * q_{w-}$$

$$M_u = \frac{q'_{u} * l^2}{8} \qquad \text{con: } q'_{ulat} = q_{ulat} * b_{inf} \qquad W_{nec} \text{ "aprox"} = \frac{M_u}{F_y}$$

Resultados caso 1

qW1+	0,055 tn/m ²
qW1-	-0,160 tn/m ²
qu1	0,158 tn/m ²
qu2	-0,226 tn/m ²
qu	-0,226 tn/m ²
binf	1,000 m
q'u	-0,226 tn/m
l	6,286 m
n°	8,000 pórticos
Mu	-1,118 tn*m
W _{nec}	47,570 cm³
perfil de tabla:	C 180 x 70 x 25 x 2,5
W	48,912 cm³

Resultados caso 2

qW2+	0,054 tn/m ²
qW2-	-0,149 tn/m ²
qu1	0,157 tn/m ²
qu2	-0,209 tn/m ²
qu	-0,209 tn/m ²
binf	1,000 m
q'u	-0,209 tn/m
I	7,333 m
n°	7,000 pórticos
Mu	-1,408 tn*m
W _{nec}	59,899 cm³
perfil de tabla:	C 180 x 70 x 25 x 3,2
W	61,027 cm³

Anexo 1.2. Estudio de prefactibilidad: Fundaciones

PILOTES - PREFACTIBILIDAD

Se realiza un primer análisis simplificado para tener una idea de los pilotes que serán necesarios

Nota: en esta sección se trabaja con el sistema de unidades métrico

Caso 1

Sep pórticos **6,29** m

Caso 2

Sep pórticos **7,33** m

Suponiendo:

qD	0,015 tn/m ²
qLr	0,058 tn/m ²
qw	0,077 tn/m ²
qwlat	0,081 tn/m ²

Será para este caso:

$$q_{u1} = 1,2 * q_D + 1,5 * q_w + 1 * q_{Lr} \qquad q_{u2} = 0,9 * q_D - 1,5 * q_w$$

$$q_{ulat} = 1,5 * q_{wlat} \qquad P_u = q_u * A_{trib} + \gamma_{mamp} * Vol_{mamp}$$

$$M_u = \frac{q'_{ulat} * h^2}{2} \qquad \text{con: } q'_{ulat} = q_{ulat} * sep_{pórticos} \qquad V_u = q'_{ulat} * h$$

Datos

ymamp	1,4 tn/m ³	
esp	0,2 m	
h	6 m	altura columna
a	44 m	largo en planta
b	22 m	ancho en planta

Análisis de carga

Resultados caso 1

qu1	0,191 tn/m ²
qu2	-0,101 tn/m ²
qu	0,191 tn/m ²
qulat	0,122 tn/m ²
sep pórticos	6,286 m
n°	8,000 pórticos
Pu	23,759 tn
q'ulat	0,767 tn/m
Vu	4,605 tn
Mu	13,815 tn*m

Resultados caso 2

qu1	0,191 tn/m ²
qu2	-0,101 tn/m ²
qu	0,191 tn/m ²
qulat	0,122 tn/m ²
sep pórticos	7,333 m
n°	7,000 pórticos
Pu	27,719 tn
q'ulat	0,895 tn/m
Vu	5,372 tn
Mu	16,117 tn*m

PILOTES - CAPACIDAD DE CARGA

Se realiza un primer análisis simplificado para tener una idea de los pilotes que serán necesarios

Nota: en esta sección se trabaja con el sistema de unidades métrico

Pilotes Individuales

$$P_{adm} = P_f + P_{pu} - P_{pi} = \pi * \phi * q_f * l + \frac{\pi * \phi^2}{4} * q_{pu} - \gamma_{H^o} * \frac{\pi * \phi^2}{4} * l_t$$

Datos:

q_{fadm}	1,5 tn/m ²
q_{puadm}	40 tn/m ²
$l_{útil}$	10 m
l_{total}	12 m
γ_{H^o}	2,4 tn/m ³

Resultados:

ϕ	0,40 m
P_{adm}	20,26 tn

ϕ	0,50 m
P_{adm}	25,76 tn

ϕ	0,60 m
P_{adm}	31,44 tn

ϕ	0,70 m
P_{adm}	37,30 tn

PILOTES - FLEXIÓN

Se realiza un primer análisis simplificado para tener una idea de los pilotes que serán necesarios

Nota: en esta sección se trabaja con el sistema de unidades métrico

Resultados caso 1

FLEXIÓN ALREDEDOR DE EJE HORIZONTAL

Fy	42000	tn/m ²		
F'c	1700	tn/m ²		
γ A°	7,85	tn/m ³		
γ H°	2,40	tn/m ³		
ØP	65	cm		
Area P	3318,307	cm ²		
A° min=0,3% Área	9,955	cm ²		
A° max=8% Área	265,465	cm ²		
ØA°	16	mm	>= 12	<u>Verificaciones</u> Cumple Ømin
cant	12	n° barras	>= 6	Cumple cant mín
A°adop	24,127	cm ²		Cumple ρ min Cumple ρ max
recubrim	3,5	cm	>= 3,5	Cumple r min
Øc	58	cm		
Ac	2642,079	cm ²		
ltotal	12	m		

Hierros mitad traccionada

n° esp 6

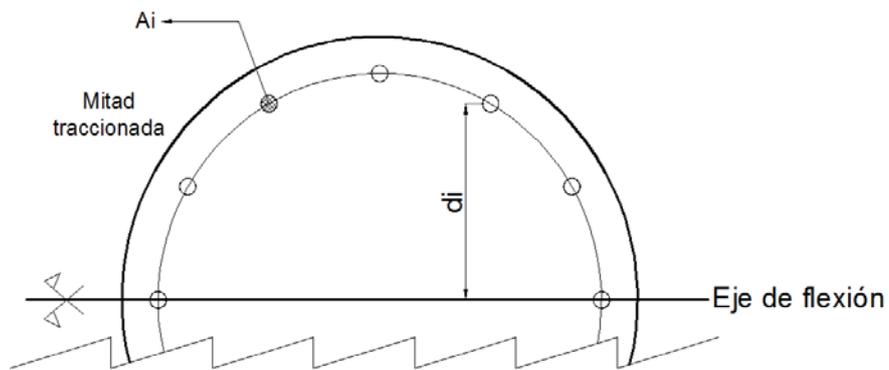
n°	seno α	dist [cm]	mto resist [tn*m]
1	0,000	12,180	0,926
2	0,500	26,680	2,028
3	0,866	37,295	2,834
4	1,000	41,180	3,130
5	0,866	37,295	2,834
6	0,500	26,680	2,028
7	0,000	12,180	0,926
8	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000
11	0,000	0,000	0,000
12	0,000	0,000	0,000
13	0,000	0,000	0,000
14	0,000	0,000	0,000
15	0,000	0,000	0,000
16	0,000	0,000	0,000
17	0,000	0,000	0,000
18	0,000	0,000	0,000
19	0,000	0,000	0,000
20	0,000	0,000	0,000

Suma **14,705 tn*m**

$$M_{to\ resist} = 0,9 * \sum \text{Área}_i * F_y * d_i$$

≥ Mu = **13,815 tn*m**

VERIFICA



Peso A° x m³ de H°

A° long	227,280 kg
Zuncho	57,518 kg
Vol H°	3,982 m³
TOTAL	71,522 kg/m³

$$A^{\circ}_{long} = \gamma_{A^{\circ}} * \text{área}_{A^{\circ} long} * l_{total}$$

$$Zuncho = \gamma_{A^{\circ}} * \pi \phi_{cálcul} * \frac{\pi \phi_{cálcul}^2}{4} * \frac{l_{total}}{S}$$

$$Vol_{H^{\circ}} = \text{área}_{pilote} * l_{total}$$

$$\rho_{A^{\circ}/H^{\circ}} = \frac{A^{\circ}_{long} + Zuncho}{Vol_{H^{\circ}}}$$

Resultados caso 2

FLEXIÓN ALREDEDOR DE EJE HORIZONTAL

Fy	42000	tn/m²	
F'c	1700	tn/m²	
γ A°	7,85	tn/m³	
γ H°	2,40	tn/m³	
ØP	65	cm	
Area P	3318,307	cm²	
A° min=0,3% Área	9,955	cm²	
A° max=8% Área	265,465	cm²	
ØA°	20	mm	>= 12
cant	10	n° barras	>= 6
A°adop	31,416	cm²	
recubrim	3,5	cm	>= 3,5
Øc	58	cm	
Ac	2642,079	cm²	
ltotal	12	m	

Verificaciones

- Cumple Ømin**
- Cumple cant mín**
- Cumple ρ min Cumple ρ max**
- Cumple r min**

Hierros mitad traccionada

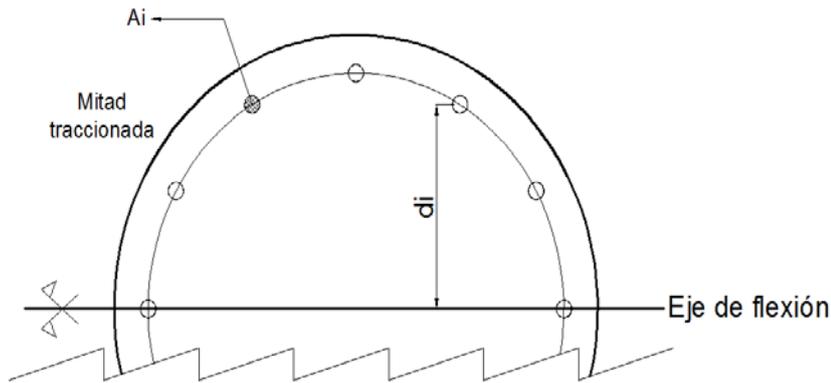
n° esp 5

n°	seno α	dist [cm]	mto resist [tn*m]
1	0,000	12,180	1,446
2	0,588	29,226	3,471
3	0,951	39,761	4,722
4	0,951	39,761	4,722
5	0,588	29,226	3,471
6	0,000	12,180	1,446
7	0,000	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000
11	0,000	0,000	0,000
12	0,000	0,000	0,000
13	0,000	0,000	0,000
14	0,000	0,000	0,000
15	0,000	0,000	0,000
16	0,000	0,000	0,000
17	0,000	0,000	0,000
18	0,000	0,000	0,000
19	0,000	0,000	0,000
20	0,000	0,000	0,000

Suma **19,277 tn*m**

$$Mto_{resist} = 0,9 * \sum \text{Área}_i * F_y * d_i$$

≥ Mu = 16,117 tn*m **VERIFICA**



Peso A° x m³ de H°

A° long	295,938 kg
Zuncho	57,518 kg
Vol H°	3,982 m³
TOTAL	88,764 kg/m³

$$A^{\circ}_{long} = \gamma_{A^{\circ}} * \text{área}_{A^{\circ} long} * l_{total}$$

$$Zuncho = \gamma_{A^{\circ}} * \pi \phi_{c\acute{a}lc}^2 * \frac{\pi \phi_{c\acute{a}lc}^2}{4} * \frac{l_{total}}{S}$$

$$Vol_{H^{\circ}} = \text{área}_{pilote} * l_{total}$$

$$\rho_{A^{\circ}/H^{\circ}} = \frac{A^{\circ}_{long} + Zuncho}{Vol_{H^{\circ}}}$$

PILOTES - CORTE

Se realiza un primer análisis simplificado para tener una idea de los pilotes que serán necesarios

Nota: en esta sección se trabaja con el sistema de unidades métrico

Resultados caso 1 y 2

Fy	42000 tn/m ²	420 Mpa
F'c	1700 tn/m ²	17 Mpa
ØP	650 mm	
Ag	331830,724 mm ²	
recubrim	35 mm	
Øc	580 mm	
Ac	264207,942 mm ²	
Φ corte	0,75	
diam A° long	16 mm	

Vu	0,054 N	(Caso 2 más desfavorable)
A	338000 mm ²	
Vc	232268,284 N	$A = \text{ØP} * 0,8 \text{ ØP}$
Vu < 1/2 ΦVc	Si	Puede no armarse al corte
1/2 ΦVc < Vu < ΦVc	No	-
Vu > ΦVc	No	-

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * A$$

Armadura mínima

1) En zonas críticas

Φ zuncho	8 mm
S	10 cm
long densificac	65 cm

Verificaciones

Cumple Φmin
Cumple Smin
Cumple lmin

2) En zona normal

Φ zuncho	8 mm
S	15 cm
ρs	2,311 %
ρsmin	0,466 %

Verificaciones

Cumple Φmin
Cumple Smin
Cumple ρsmin

$$\rho_s = \frac{\pi * \text{Øc} * A_{1z}}{S} / \frac{\pi * \text{Øc}^2}{4} = \frac{4 * A_{1z}}{S * \text{Øc}}$$

$$\rho_{s \min} = 0,45 * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f'c}{f_y}$$

Anexo 2.1.

Estudio carga de viento: Procedimiento Simplificado

ANÁLISIS CARGA DE VIENTO

Según Reglamento CIRSOC 102 - 2005

Método 1: Procedimiento Simplificado

Cargas diseño mín sist ppal	0,50 kN/m ²	Sec. 1.4.1
Cargas diseño mín comp y revestim	0,50 kN/m ²	Sec. 1.4.2

4.1 CAMPO DE VALIDEZ

Un edificio cerrado total o parcialmente cuyas cargas de viento de diseño se determinan de acuerdo con este capítulo debe cumplir las siguientes condiciones:

1. Se trata de un edificio con diafragmas simples, tal como se define en el Capítulo 2.
2. La pendiente de la cubierta del edificio es menor que 10°.
3. La altura media de la cubierta del edificio es menor o igual a 10 m.
4. El edificio o estructura es de forma regular, como se define en el Capítulo 2.
5. El edificio no se encuadra como edificio flexible, como se define en el Capítulo 2.
6. La estructura del edificio no posee juntas de dilatación o separaciones, y
7. El edificio no está sujeto a los efectos topográficos del artículo 5.7 (esto es, $K_{zt} = 1,0$).

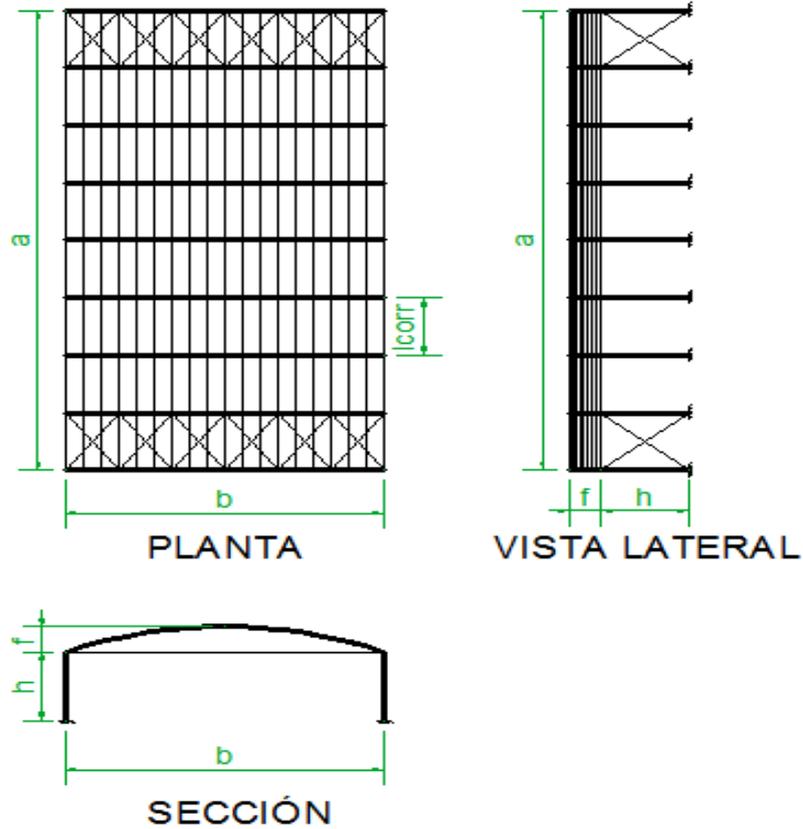
Un edificio u otra estructura se clasifica como rígido o flexible. Los edificios y otras estructuras flexibles son aquellos que tienen una frecuencia natural fundamental menor que 1 Hz. También se incluyen en esta clasificación edificios y otras estructuras que poseen una altura *h* que excede cuatro veces su menor dimensión horizontal.

El criterio altura-ancho es algo arbitrario y pretende evitar al Proyectista o Diseñador Estructural las molestias de calcular la frecuencia natural en todos los casos. Si hay alguna razón para suponer que la flexibilidad de un edificio puede ser un problema, se debe determinar un factor de efecto de ráfaga *G_r* para edificios flexibles según el artículo 5.8.2. En el artículo 4.4 se presentan mayores detalles sobre el tema.

Dimensiones estructura:

a	40	m	Largo en planta
b	22	m	Ancho en planta
h	6	m	Altura columna
f	2,2	m	Flecha del arco
n° esp entre pórticos	8		
l correa	5	m	Longitud correa
n° esp entre correas	18		
sep horiz correas	1,222	m	

Condición	Características particulares			Condición
1	Edificio con diafragmas simples			Cumple
2		θmed=	5,71 °	Cumple
3		hmed=	7,1 m	Cumple
4	Es de forma regular			Cumple
5		h/ancho=	0,27	Cumple
6	No hay juntas de dilatación en la estructura			Cumple
7	No hay cambios bruscos en la topografía			Cumple



4.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1. Se determina la velocidad básica de viento V según el artículo 5.4. Debe suponerse que el viento sopla desde cualquier dirección horizontal.
2. Se determina un factor de importancia I de acuerdo con el artículo 5.5.
3. Se establece una categoría o categorías de exposición de acuerdo con el artículo 5.6.
4. Se fija la categoría de cerramiento según el artículo 5.9.
5. Las cargas de viento para el sistema principal resistente a la fuerza del viento se determinan a partir de la Tabla 2. Las cargas de viento de diseño se deben aplicar normales a la superficie, y se considerará que actúan simultáneamente con la presión neta combinada de pared aplicada sobre todas las superficies de pared a barlovento, y con la presión neta de cubierta aplicada sobre todas las superficies de cubierta.
6. La carga de viento de diseño para los elementos componentes y de revestimiento se calcula a partir de la Tabla 3.
Estas presiones netas de diseño se deben aplicar a cada superficie exterior.

1- Velocidad básica de viento:

art. 5.4

Figura 1B ==>

Córdoba	
V =	45 m/s

2- Factor de Importancia:

art. 5.5

Apendice A - Tabla A-1 ==>

Tabla 1 ==>

CATEGORIA II	
I =	1,00

3- Categoría de Exposición:

art. 5.6.1

Exposición
B

4- Categoría de Cerramiento:

art. 5.9

Condición de Edificio Abierto:

A0	23 m ²	(portón)
Ag	132,00 m ²	
Condición	$A_o \geq 0,8A_g$	No cumple

Condiciones de Edificio parcialmente cerrado:

A0	23 m ²	
A0i	23 m ²	
Ag	-	m ²
Agi	-	m ²
Condición 1	$A_o > 1,10A_{0i}$	No cumple
Condición 2	-	-

Entonces:

Edificio
Cerrado

5- Cargas para el sistema principal

Tabla 2

h	6 m
a	40 m
b	22 m

Cubierta	-0,958 kN/m ²
Área tributaria cubierta	880 m ²
Factor reducción	0,8
Carga sobre cubierta	-0,766 kN/m²
Paredes	0,814 kN/m²

Área [m ²]	Factor reduc.
≤ 10	1,0
25	0,9
≥ 100	0,8

6- Cargas para componentes y revestimientos

Tabla 3A

Se establecen 3 zonas en la cubierta determinadas por las distancia "a"

$a = \left\{ \begin{array}{l} 10\% \text{ menor dimension horizontal o } 0.4 \cdot h, \text{ la que sea menor} \\ \geq 4\% \text{ dimension horizontal } b \text{ o } 1\text{m} \end{array} \right.$

10 % b =	2,20 m
0.4 * h =	2,40 m
4 % b =	0,88 m

a = 2,20 m > 1m

Proyecto y cálculo de una nave industrial metálica

R [m]	28,600
cos ϕ_0	0,923
$\phi_0 = \theta$ [°]	22,620
h arco prop [m]	0,450
Desarr a eje [m]	22,582
Desarr a ext [m]	28,825
Desarr ext [m]	22,760
Dist curva correas [m]	1,264
Aef [m²]	8,333

Zona	Presión	Succión	
1	0,500	-0,785	kN/m²
2	0,500	-0,995	kN/m²
3	0,500	-1,106	kN/m²

		V=45 m/s	
1	1	0,500	-0,862
	2	0,500	-0,862
	10	0,500	-0,766
2	1	0,500	-1,437
	2	0,500	-1,293
	10	0,500	-0,910
3	1	0,500	-2,156
	2	0,500	-1,772
	10	0,500	-0,910
		Presión	Succión

Anexo 2.2.

Estudio carga de viento: Procedimiento Analítico

ANÁLISIS CARGA DE VIENTO

Según Reglamento CIRSOC 102 - 2005

Método 2:

Procedimiento Analítico

Cargas diseño mín sist ppal	0,50 kN/m ²
Cargas diseño mín comp y revestim	0,50 kN/m ²

Sec. 1.4.1

Sec. 1.4.2

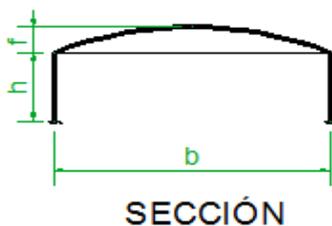
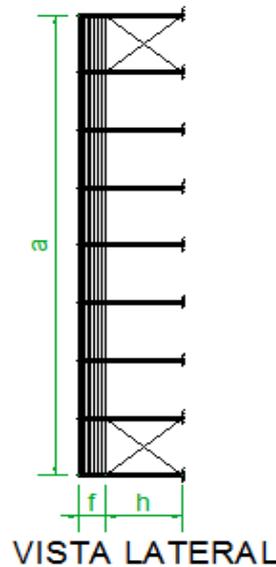
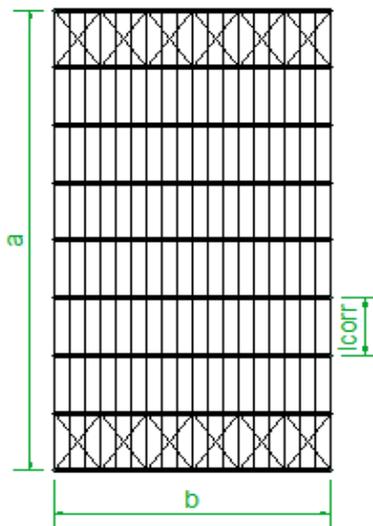
5.1 CAMPO DE VALIDEZ

Un edificio u otra estructura cuya carga de diseño se determina de acuerdo con este capítulo debe reunir las siguientes condiciones:

1. El edificio u otra estructura es de forma regular, como se define en el Capítulo 2, y
2. El edificio u otra estructura no posee características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo. Por su ubicación, tampoco deben merecer consideración especial los efectos de canalización o golpeteo en la estela debido a las obstrucciones a barlovento.

Dimensiones estructura:

a	40	m	Largo en planta
b	22	m	Ancho en planta
h	6	m	Altura columna
f	2,2	m	Flecha del arco
nº esp entre pórticos	8		
l correa	5	m	Longitud correa
nº esp entre correas	18		
sep horiz correas	1,222	m	



5.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1. Se determina la **velocidad básica del viento V** y el **factor de direccionalidad K_d** de acuerdo con el artículo 5.4.
2. Se determina un factor de importancia I de acuerdo con el artículo 5.5.
3. Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z o K_h , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.6.
4. Se determina un factor topográfico K_{zt} de acuerdo con el artículo 5.7.
5. Se determina un factor de efecto de ráfaga G o G_f , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.8.
6. Se determina una clasificación de cerramiento de acuerdo con el artículo 5.9.
7. Se determina el coeficiente de presión interna GC_{pi} , de acuerdo con el artículo 5.11.1.
8. Se determinan los coeficientes de presión externa C_p o GC_{pe} , o los coeficientes de fuerza C_f , según corresponda, de acuerdo con los artículos 5.11.2. ó 5.11.3. respectivamente.
9. Se determina la presión dinámica q_z o q_h , según corresponda, con el artículo 5.10.
10. Se determina la carga de viento de diseño p o F de acuerdo con los artículos 5.12. y 5.13., según corresponda.

1- Velocidad básica del viento y factor de direccionalidad:

art. 5.4

Figura 1B ==>

Córdoba
V = 45 m/s

art. 5.4.4

Tabla 6 ==>

Cubierta abovedada
Kd = 0,85

2- Factor de Importancia:

art. 5.5

Apendice A - Tabla A-1 ==>

Tabla 1 ==>

CATEGORIA II
I = 1,00

3- Categoría de Exposición y Coeficientes de Exposición:

art. 5.6.1

Exposición B

art. 5.6.4

Tabla 5 ==>

Exposición B
Caso 1
P/ altura 6 m
Kz = 0,72

4- Factor Topográfico:

art. 5.7

P/ topografía homogénea

Kzt = 1

5- Factor de efecto de Ráfaga:

art. 5.8

h / lado menor =

0,273 < 4 SI

Estruct rígida

art. 5.8.1

G = 0,85

6- Categoría de Cerramiento:

art. 5.9

Condición de Edificio Abierto:

A0 23 m² (portón)
 Ag 132,00 m²
 Condición Ao ≥ 0,8Ag **No cumple**

Condiciones de Edificio parcialmente cerrado:

A0 23 m²
 A0i 23 m²
 Ag - m²
 Agi - m²
 Condición 1 Ao > 1,10A0i **No cumple**
 Condición 2 - -

Entonces:

Edificio Cerrado

7- Coeficiente de presión interna GCpi

art. 5.11.1

tabla 7 ==>

Edificio cerrado

**GCpi = 0,18
-0,18**

8- Coeficiente de presión externa Cp

art. 5.11.2

Paredes

Figura 3 ==>

	L/B	Cp
Pared a barlov.	todos	0,8
Pared a sotav.	0,55	-0,5
	1,82	-0,3
Paredes lat.	todos	-0,7

Cubierta abovedada

Tabla 8 ==>

	Cp		
f/l	Cuarto a barlov.	Mitad central	Cuarto a sotav.
0,1	-0,9	-0,8	-0,5

Comp. y Revestim.

Tabla 8 ==>

	Cp		
	Cuarto a barlov.	Mitad central	Cuarto a sotav.
	-0,783	-0,696	-0,435

Figura 5B (pág. 36) ==>

R [m]	28,600
cos φo	0,923
φo = θ [°]	22,620
h arco prop [m]	0,450
Desarr a eje [m]	22,582
Desarr a ext [m]	28,825
Desarr ext [m]	22,760
Dist curva correas [m]	1,264
Aef [m²]	8,333

GCp		
Perímetro		
Zona 1	Zona 2	Zona 3
0,32	0,32	0,32
-0,8	-1,45	-1,45

9- Presión Dinámica

art. 5.10

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad [\text{N/m}^2]$$

$$q_z = q_h = \mathbf{759,691} \quad \text{N/m}^2 \quad \text{Ec. 13}$$

10- Cargas de Viento de Diseño

art. 5.12

Sistemas principales resistentes a la fuerza de viento

art. 5.12.2

Edificios rígidos de todas las alturas

art. 5.12.2.1

$$p = q GC_p - q_i (GC_{pi}) \quad [\text{N/m}^2]$$

Pared a barlovento

$$p = \mathbf{0,653} \quad \text{kN/m}^2$$

Pared a sotavento

$$p = \mathbf{-0,460} \quad \text{kN/m}^2$$

Viento normal a cara "a"

Cubierta cuarto a barlov.

$$p = \mathbf{-0,718} \quad \text{kN/m}^2$$

Cubierta mitad central

$$p = \mathbf{-0,653} \quad \text{kN/m}^2$$

Cubierta cuarto a sotav.

$$p = \mathbf{-0,460} \quad \text{kN/m}^2$$

Componentes y Revestimientos

art. 5.12.4

Edificios rígidos de baja altura y edificios con $h \leq 20$ m

art. 5.12.4.1

$$p = q_h [(GC_p) - (GC_{pi})] \quad [\text{N/m}^2]$$

Correas cuarto a barlov.

$$p = \mathbf{-0,369} \quad \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{-0,642} \quad \text{kN/m}^2$$

Correas mitad central

$$p = \mathbf{-0,313} \quad \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{-0,586} \quad \text{kN/m}^2$$

Correas cuarto a sotav.

$$p = \mathbf{-0,144} \quad \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{-0,418} \quad \text{kN/m}^2$$

Correas perímetro zona 1

$$p = \mathbf{0,380} \quad \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{-0,471} \quad \text{kN/m}^2$$

Correas perímetro zona 2

$$p = \mathbf{0,380} \quad \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{-0,965} \quad \text{kN/m}^2$$

Correas perímetro zona 3

$$p = \mathbf{0,380} \quad \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{-0,965} \quad \text{kN/m}^2$$

Presiones de viento diseño correas

(Zona más desfavorable)

$$p = \mathbf{0,500} \quad \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{-0,965} \quad \text{kN/m}^2$$

Anexo 3.

Cálculo de Correas

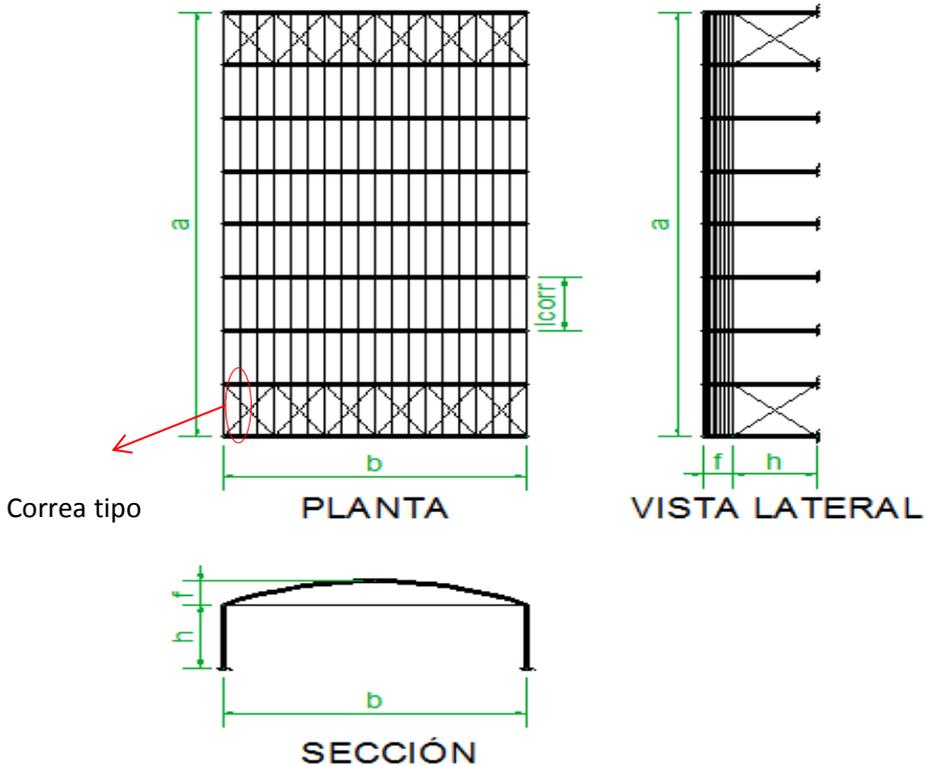
CORREAS - PREDIMENSIONADO

Predimensionado

Correa tipo. Perfil "C" liviano sometido a flexión disimétrica
 Características según normas IRAM-IAS U 500-206-3
 Segunda correa desde borde

Datos de la estructura

a	40 m	Largo en planta
b	22 m	Ancho en planta
h	6 m	Altura columna
f	2,2 m	Flecha del arco
nº esp entre pórticos	8	
l corr	5 m	Longitud correa
nº esp entre corr	18	
sep horiz corr	1,222 m	



1) Geometría del arco

luz/flecha	10
R	28,600 m
cos ϕ_0	0,923
ϕ_0	22,620 °
h arco prop	0,450 m
Desarr a eje	22,582 m
Desarr a ext	28,825 m
Desarr ext	22,760 m
Dist curva correas	1,264 m

Comentarios CIRSOC 308-2007 Sección C 3.1.3

Verificac.

Cumple

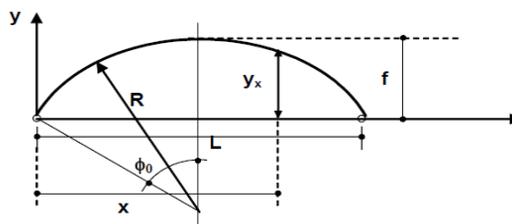


Figura C-3.1.1. Arco de directriz circular.

2) Análisis de carga

2.1) Carga permanente (D)

Peso chapas y fijaciones 0,100 kN/m² CIRSOC 101 suponiendo chapa 1,0 mm espesor
 Peso propio 0,060 kN/m Supuesto

• Cubiertas		
Chapa ondulada de fibra orgánica, sin estructura sostén	0,03	
Chapa acanalada de sección ondulada o trapezoidal de aluminio sin estructura de sostén		
0,6 mm de espesor (onda chica)	0,025	
0,8 mm de espesor (onda grande)	0,03	
1,0 mm de espesor (onda grande)	0,04	
Chapa acanalada de perfil ondulado o trapezoidal de acero zincado o aluminizado		
0,4 mm de espesor	0,04	
0,7 mm de espesor	0,07	
1,0 mm de espesor	0,10	
Chapa de cobre de 0,6 mm de espesor, sobre entablonado, incluido éste	0,25	
Chapa de zinc de 0,7mm de espesor, sobre entablonado, incluido éste	0,25 (*)	
Chapa de plástico reforzado, espesor 1,5 mm sobre enlistonado incluido éste	0,15	
Cubierta impermeabilizante con base de tela o cartón asfáltico de siete capas	0,10	
Doble chapa de aluminio con núcleo de poliestireno expandido	0,13	
Teja asfáltica sobre enlistonado, incluido éste	0,20	
Teja cerámica tipo español, colonial o árabe, sobre entablonado incluido éste	0,9 (*)	
Teja cerámica tipo de Marsella o francés, sobre entablonado, incluido éste	0,65 (*)	
Teja cerámica tipo flamenco, sobre entablonado, incluido éste	0,7 (*)	
Teja cerámica tipo normando, sobre entablonado, incluido éste	0,8 (*)	
Teja de mortero de cemento, tipo romano, sobre enlistonado, incluido éste	0,5	
Teja de pizarra natural, sobre entablonado, incluido éste	0,9	

(*) Para cubiertas montadas sobre enlistonado solamente, a los valores de la tabla se les debe restar 0,1 kN/m²

2.2) Sobrecarga de mantenimiento (Lr)

CIRSOC 101-2005

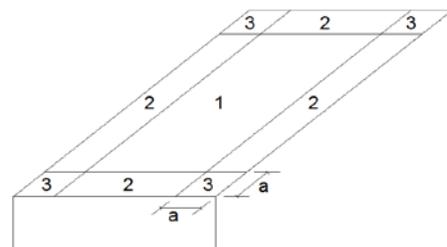
Área tribut 6,111 m² ≤ 19 m² SI
 R1 1
 R2 1
 Lr 0,96 kN/m²
 Lr puntual 1 kN

(no se considera pues produce efectos menores)

2.3) Carga de viento (W)

CIRSOC 102-2005

Zona más desfavorable (Zona 3)
 Presión 0,500 kN/m²
 Succión -0,965 kN/m²



2.4) Carga distribuida última actuando en correa tipo para flexión en eje fuerte x-x

Considerando que Lr no coexiste con W

Ancho influencia 1,264 m
 Ángulo α 20,107 °
 cos α 0,939
 sen α 0,344
 qD 0,175 kN/m
 qLr 1,102 kN/m
 qW+ 0,632 kN/m
 qW- -1,220 kN/m
 f1 0,500
 qu1 0,245 kN/m
 qu2 1,973 kN/m
 qu3 1,158 kN/m
 qu4 -1,672 kN/m
 qu 1,973 kN/m

Crítico

-
 Si
 -
 -

$$q_{u1} = 1,4 * q_D$$

$$q_{u2} = 1,2 * q_D + 1,6 * q_{Lr}$$

$$q_{u3} = 1,2 * q_D + 1,5 * q_{W+}$$

$$q_{u4} = 0,9 * q_D + 1,5 * q_{W-}$$

3) Predimensionado elástico por flexión en eje fuerte x-x

qux	1,973 kN/m		
l	5,000 m		
Mux	6,166 kN*m		
fy	235000 kN/m ²		
Snecx	26,237 cm ³		
perfil de tabla:	PC 140 x 50 x 20 x 2,5		
Nº	6	Nº de ubicación del perfil en tablas anexas	
Sx	27,430 cm ³	≥ Snecx =	26,237 cm ³ VERIFICA

$$M_{ux} = \frac{q_{ux} * l^2}{8}$$

$$S_{necx} = \frac{M_{ux}}{f_y}$$

CORREAS - FLEXIÓN

Verificación

Correa tipo. Perfil "C" liviano sometido a flexión disimétrica

Características según normas IRAM-IAS U 500-206-3

Verificación según Reglamento CIRSOC 303 - 2009

Segunda correa desde borde (en zona 3 de viento)

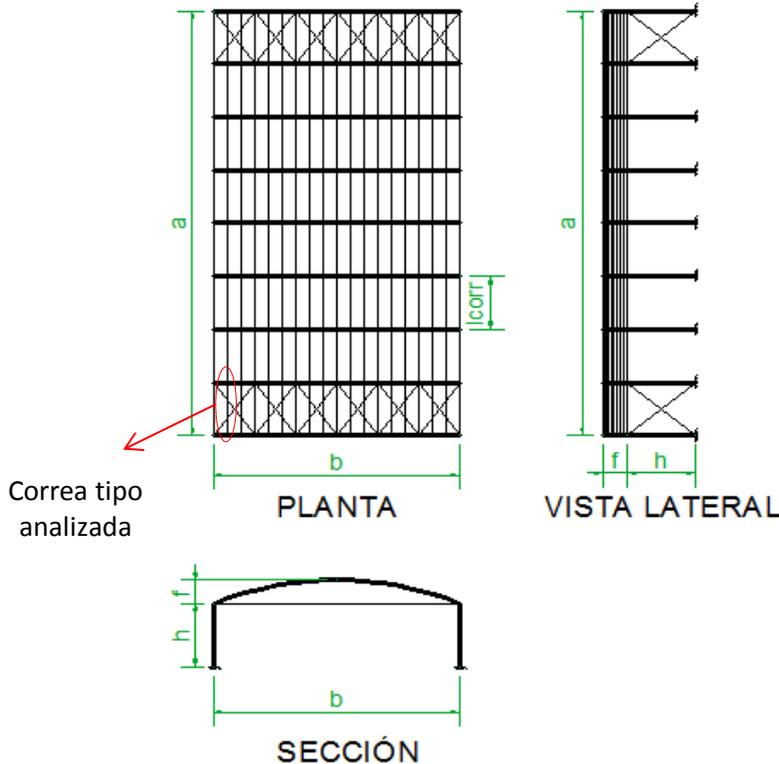
Perfil propuesto:

PC 160 x 60 x 20 x 2

Nº 11 Nº de ubicación del perfil en tablas anexas

Datos de la estructura

a	40 m	Largo en planta
b	22 m	Ancho en planta
h	6 m	Altura columna
f	2,2 m	Flecha del arco
nº esp entre pórticos	8	
l corr	5 m	Longitud correa
nº esp entre corr	18	
sep horiz corr	1,222 m	
distanc entre tillas inferiores	1,25 m	



1) Geometría del arco

luz/flecha	$10 \geq 10$
R	28,600 m
cos ϕ_0	0,923
ϕ_0	22,620 °
h arco prop	0,450 m
Desarr a eje	22,582 m
Desarr a ext	28,825 m
Desarr ext	22,760 m
Dist curva correas	1,264 m

Comentarios CIRSOC 308-2007 Sección C 3.1.3

Verificac.

CIRSOC 308-2007 Sec. Cumple

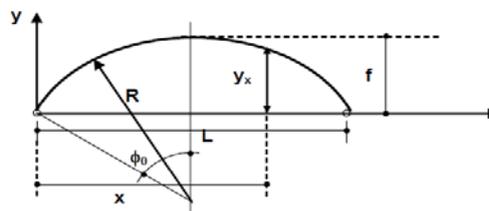


Figura C-3.1.1. Arco de directriz circular.

2) Análisis de carga

2.1) Carga permanente (D)

Peso chapas y fijaciones	0,050 kN/m ²
Peso propio	0,048 kN/m

Según catálogo fabricante chapa (0,5 mm espesor)
tabla perfiles

2.2) Sobrecarga de mantenimiento (Lr)

Área tribut	6,111 m ²
R1	1
R2	1
Lr	0,96 kN/m ²
Lr puntual	1 kN

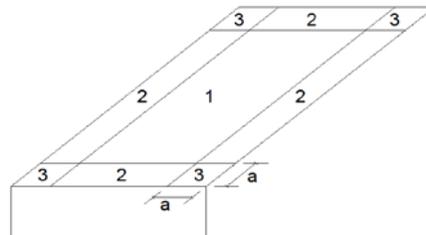
CIRSOC 101-2005
≤ 19 m² SI

(no se considera pues produce efectos menores)

2.3) Carga de viento (W)

Zona más desfavorable (Zona 3)	
Presión	0,500 kN/m ²
Succión	-0,965 kN/m ²

CIRSOC 102-2005



2.4) Carga distribuida última actuando en correa tipo

Considerando que Lr no coexiste con W

Ancho influencia	1,264 m
Ángulo α	20,107 °
cos α	0,939
sen α	0,344
qDx	0,105 kN/m
qLrx	1,102 kN/m
qDy	0,038 kN/m
qLry	0,403 kN/m
qW+	0,632 kN/m
qW-	-1,220 kN/m
f1	0,500
qu1x	0,146 kN/m
qu2x	1,888 kN/m
qu3x	1,074 kN/m
qu4x	-1,736 kN/m
qux	1,888 kN/m
qu1y	0,054 kN/m
qu2y	0,691 kN/m
qu3y	0,248 kN/m
qu4y	0,034 kN/m
quy	0,691 kN/m
qux	1,888 kN/m
quy	0,691 kN/m

$$q_{u1} = 1,4 * q_D$$

$$q_{u2} = 1,2 * q_D + 1,6 * q_{Lr}$$

$$q_{u3} = 1,2 * q_D + 1,5 * q_{w+}$$

$$q_{u4} = 0,9 * q_D + 1,5 * q_{w-}$$

Crítico

-

Si

-

-

-

Si

-

-

2.5) Esfuerzos últimos actuantes en correa tipo

Lx corr	5,000 m
Ly corr	1,250 m
Mux	5,901 kNm
Vux	4,721 kN
Muy	0,135 kNm
Vuy	0,432 kN

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{8}$$

$$V_u = \frac{q_u * l}{2}$$

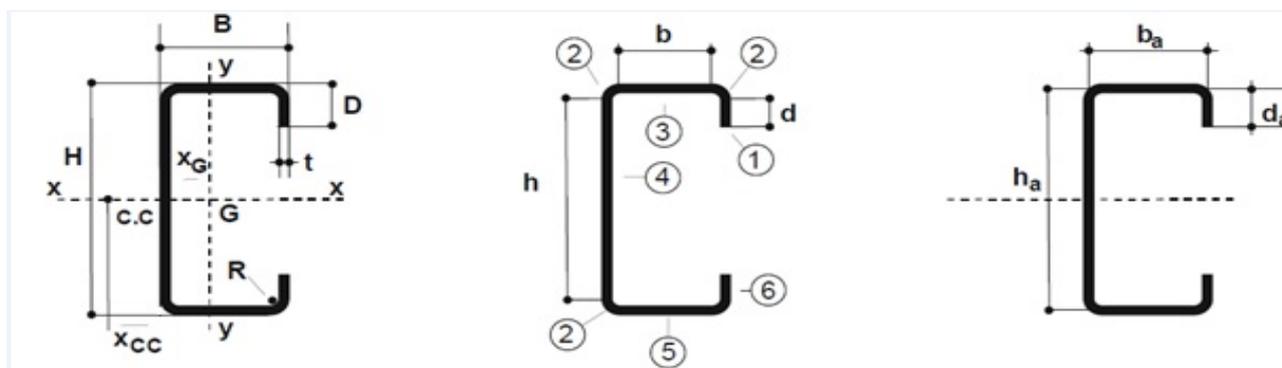
3) Características de la correa propuesta

3.1) Características del acero

Fy	235 MPa
E	200000 MPa
G	77200 MPa
μ	0,30

3.2) Propiedades geométricas perfil (de tabla perfiles)

H	16 cm	
B	6 cm	
D	2 cm	
t	0,2 cm	
R = t	0,2 cm	
h	15,2 cm	
b	5,2 cm	
d	1,6 cm	
Sx	30,119 cm ³	módulo resistente a flexión elástico
Sy	7,421 cm ³	módulo resistente a flexión elástico
Ix	240,949 cm ⁴	mto de inercia
Iy	30,681 cm ⁴	mto de inercia
rx	6,27 cm	radio de giro
ry	2,24 cm	radio de giro
xg	1,77 cm	distanc entre centro de gravedad (G) y eje del alma
xcc	4,55 cm	distanc entre centro de corte (cc) y centro de gravedad (G)
A	6,137 cm ²	área
J	0,082 cm ⁴	módulo de torsión
Cw	1708 cm ⁶	módulo de alabeo



Nota: los ejes son locales de la pieza

4) Resistencia de diseño a flexión en eje fuerte x-x

4.1) Verificación relaciones de esbeltez

4.1.1) Relaciones máximas entre ancho plano y espesor de elementos comprimidos (art. B.1.1.(a))

Ala	26 < 60	Elem. rigidizado
Labio	8 < 60	Elem. no rigidizado

4.1.2) Máxima relación entre altura del alma y su espesor (art. B.1.2)

Alma sin rigidizadores	76 < 200	Cumple
------------------------	----------	--------

4.2) Determinación de anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia

4.2.1) Elemento 1 "Labio" (ar.t B.3.2.(a))

Elemento rigidizador de borde con tensiones variables			
f=f3=Fy	235 MPa		
k	0,43	Sección B.3.2.(a)	
Fcr	1214,495 MPa	Ec. B.2.1-5	Verificac.
λ	0,440 < 0,673	Ec. B.2.1-4	Labio totalmente efectivo

4.2.2) Elemento 2

Todo efectivo por ser el pliegue de la sección transversal

4.2.3) Elemento 3 "Ala" (art. B.4.2 (a))

Elemento uniformemente comprimido con rigidizador de borde

f=Fy	235 MPa		
S	37,341	Ec. B.4-1	
0,328 * S	12,248		Verificac.
b/t	26,000		Calcular be
Is	0,068 cm ⁴	(Mto inerc labio rig respecto eje baricéntrico paralelo al ala)	
Ia	0,032 cm ⁴	Ec. B.4.2-10	
RI ≤ 1	1	Ec. B.4.2-9	
D/b	0,385	0,25 ≤ D/b ≤ 0,8	
n ≥ 1/3	0,408	Ec. B.4.2-11	
k	3,327	Tabla B.4-1	
Fcr	889,617 MPa	Ec. B.2.1-5	Verificac.
λ	0,514 < 0,673	Ec. B.2.1-4	Ala totalmente efectiva

4.2.4) Elemento 4 "Alma" (art. B.2.3 (a)(1))

ψ (flex alred eje simetr f1=f2)	1	Ec. B.2.3-1	
k	24	Ec. B.2.3-2	
f1 (a h/2)	223,250		
Fcr	751,089 MPa	Ec. B.2.1-5	Verificac.
λ	0,545 < 0,673	Ec. B.2.1-4	Alma totalmente efectiva

4.2.5) Sección completa

SECCIÓN TOTALMENTE EFECTIVA

4.3) Determinación de los parámetros de la sección transversal necesarios para determinar la resistencia de diseño a flexión

Sex=Sx	30,119 cm ³	
Iyc=Iy/2	15,341 cm ⁴	Mto inerc parte compr c/ respecto eje paralelo al alma(c/ area bruta)
x _o = xcc	4,550 cm	Distanc entre el centro de corte y el centro de gravedad
r _o	8,064 cm	Radio de giro polar sección transversal respecto centro de corte

4.4) Resistencia de diseño

4.4.1) Para viga lateralmente arriostrada en forma continua (art. C.3.1.1)

En rigor no corre pero se realiza para poder comparar después

Procedimiento I

Se = Sex	30,119 cm ³	
Fy	235,000 MPa	
Mn	7,078 kNm	Ec. C.3.1.1-1
φb (ala compr rig)	0,95	pág. 32
Md	6,724 kNm	

4.4.2) Resistencia al pandeo lateral torsional (art. C.3.1.2.1 (b))

Procedimiento Simplificado (operativamente más simple y conservador para zona elástica)

Sección C de simetría simple flexando alrededor del eje baricéntrico perpendicular al alma

Arriostramiento lateral provisto por la cubierta, mediante tornillos colocados en el valle de la chapa trapezoidal

I corr	500 cm	
dist entre pasadores	50 cm	
Ly=Lt	100 cm	Sección C.3.1.4
ky=kt	1	
diagrama mto flector	parabólico	
Cb	1,136	Ec. C.3.1.2.1-10
Fe	1827,372 MPa	Ec. C.3.1.2.1-14
2,78 Fy	653,300 MPa	
0,56 Fy	131,600 MPa	
Fe ≥ 2,78 Fy	Si	
2,78 Fy > Fe > 0,56 Fy	-	
Fe ≤ 0,56 Fy	-	

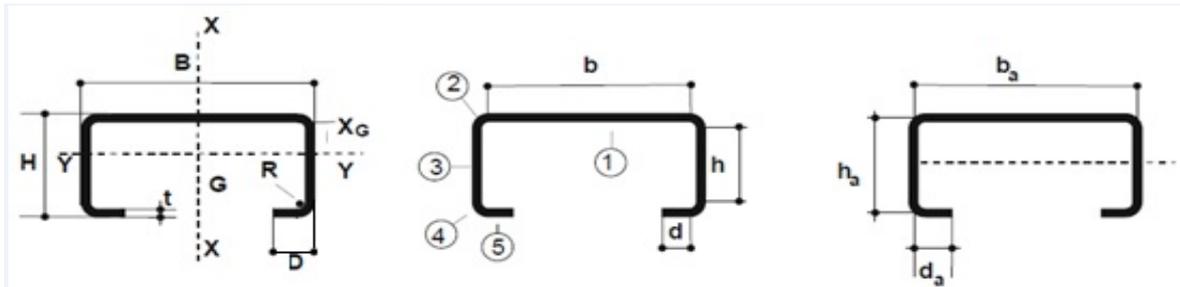
Fc	235 MPa	Ec. C.3.1.2.1-2
Lu	167,313 cm	Ec. C-C.3.1.2.1-15
Sc	30,119 cm ³	
Mn	7,078 kNm	Ec. C.3.1.2.1-1
φb	0,90	pág. 33
Md	6,370 kNm	

4.4.3) Resistencia de diseño final

Mdx	6,370 kNm	≥ Mux =	5,901 kNm	VERIFICA
------------	------------------	---------	------------------	-----------------

5) Resistencia de diseño a flexión en eje débil y-y

H	6 cm	
B	16 cm	
D	2 cm	
t	0,2 cm	
R = t	0,2 cm	
h	5,2 cm	
b	15,2 cm	
d	1,6 cm	
Sx	30,119 cm ³	módulo resistente a flexión elástico
Sy	7,421 cm ³	módulo resistente a flexión elástico
Ix	240,949 cm ⁴	mto de inercia
Iy	30,681 cm ⁴	mto de inercia
rx	6,27 cm	radio de giro
ry	2,24 cm	radio de giro
xg	1,77 cm	distancia entre el centro de gravedad (G) y el eje del alma
A	6,137 cm ²	área
J	0,082 cm ⁴	módulo de torsión
Cw	1708 cm ⁶	módulo de alabeo



Nota: los ejes son locales de la pieza

5.1) Verificación relaciones de esbeltez

5.1.1) Relaciones máximas entre ancho plano y espesor de elementos comprimidos (art. B.1.1.(a))

Ala	76 < 500	Elem. rigidizado
-----	----------	------------------

5.1.2) Máxima relación entre altura del alma y su espesor (art. B.1.2)

Alma sin rigidizadores	26 < 200	Cumple
------------------------	----------	--------

5.2) Determinación de anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia

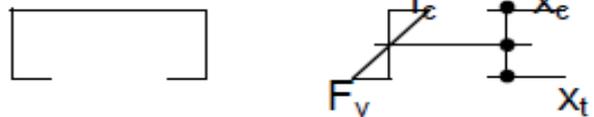
5.2.1) Elementos 2, 4 y 5

Todos totalmente efectivos por ser pliegues o estar traccionados

5.2.2) Elemento 3 "Alma"

Se supone totalmente efectivo y se verificará después

5.2.3) Elemento 1 "Ala" (art. B.2.1.(a))



a) Con inicio de la fluencia en ala traccionada

xc	1,870 cm
----	----------

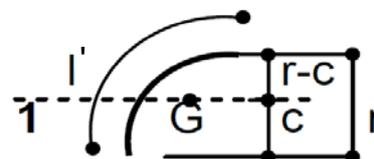
xt	4,130 cm		
fc	106,404 MPa		
fc (p/ iterac)	124,300 MPa		
k	4	(final de pág. 18)	
Fcr	125,181 MPa	Ec. B.2.1-5	Verificac.
λ	0,996 < 0,673	Ec. B.2.1-4	Ala parcialmente efectiva
ρ	0,782	Ec. B.2.1-3	
be	11,886 cm	$\leq b =$	15,2 cm

Nueva posición del centro de gravedad de la sección efectiva

Se utiliza el método de la línea media (método lineal)

Para los pliegues (Elementos 2 y 4):

$r = R+t/2$	0,300
$l' = \pi/2*r$	0,471
$c = 0,637*r$	0,191
r - c	0,109



Elementos	Longitud (l) cm	Dist fibra sup (x) cm	l*x cm ²	l*x ² cm ³
1	11,886	0,100	1,189	0,119
2	0,942	0,309	0,291	0,090
3	10,400	3,000	31,200	93,600
4	0,942	5,791	5,458	31,608
5	3,200	5,900	18,880	111,392
Sumatoria	27,371	15,100	57,018	236,809

Dist centro gravedad a fibra externa:

Xc	2,083 cm
----	----------

Tensión fibra extrema comprimida:

fc	124,982 MPa
----	-------------

fc adop inicial (p/ iterac)	124,300 MPa
-----------------------------	-------------

Iteración finalizada	Si
----------------------	-----------

be	11,886 cm	$\leq b =$	15,2 cm
-----------	------------------	------------	---------

fc	124,982 MPa
-----------	--------------------

b) Con tensión de fluencia en fibra extrema del ala comprimida

f=Fy	235 MPa		
k	4	(final de pág. 18)	
Fcr	125,181 MPa	Ec. B.2.1-5	Verificac.
λ	1,370 < 0,673	Ec. B.2.1-4	Ala parcialmente efectiva
ρ	0,613	Ec. B.2.1-3	
be	9,312 cm	$\leq b =$	15,2 cm

5.2.4) Elemento 3 "Alma" (art. B.2.3.(1))

Se verifica hipótesis realizada de alma totalmente efectiva con las tensiones determinadas para la situación de inicio de la fluencia en ala traccionada

dist para f1	1,683 cm		
dist para f2	3,517 cm		
f1 (compr)	100,983 MPa		
f2 (trac)	211,001 MPa		
ψ	2,089	Ec. B.2.3-1	
k	69,155	Ec. B.2.3-2	
Fcr	18492,115 MPa	Ec. B.2.1-5	Verificac.
λ	0,074 < 0,673	Ec. B.2.1-4	Alma totalmente efectiva

5.3) Determinación del momento de inercia de la sección efectiva para inicio de la fluencia en ala traccionada (IyG)

Se utiliza el método de la línea media (método lineal)

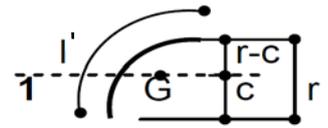
Para los pliegues (Elementos 2 y 4):

$r = R+t/2$	0,300 cm
-------------	----------

$l' = \pi/2*r$	0,471 cm
----------------	----------

$c = 0,637 \cdot r$ 0,191 cm
 $r - c$ 0,109 cm

Elementos	Longitud (l) cm	Dist fibra sup (x) cm	$I \cdot x$ cm ²	$I \cdot x^2$ cm ³
1	11,886	0,100	1,189	0,119
2	0,942	0,309	0,291	0,090
3	10,400	3,000	31,200	93,600
4	0,942	5,791	5,458	31,608
5	3,200	5,900	18,880	111,392
Sumatoria	27,371	15,100	57,018	236,809



Dist centro gravedad a fibra externa:

X_c 2,083 cm

Despreciando los momentos de inercia propios de los elementos 1, 2, 4 y 5 será:

$\sum [(I \cdot x^2) \cdot t]$ 47,362 cm⁴ (a)
 Mto inerc propio elem 3 4,687 cm⁴ (b)
 Mto inerc efect Iys 52,049 cm⁴ (a) + (b)
 Sec efect Ae = $\sum (I \cdot t)$ 5,474 cm²
 Dist XG1 = Xc 2,083 cm

$$I_{yG} = I_{ys} - A_e \cdot X_{G1}^2$$

Momento de Inercia de la sección efectiva respecto de su eje baricéntrico (Por Steiner):

I_{yG} **28,293 cm⁴** $\leq I_y =$ 30,681 cm⁴

5.4) Resistencia de diseño

5.4.1) Para viga lateralmente arriostrada en forma continua (art. C.3.1.1(a))

Procedimiento I. En base a la iniciación de la fluencia

Se inicia la fluencia en la fibra extrema traccionada

X_t 3,917 cm
 $Seyt$ 7,224 cm³
 Mn 1,698 kNm Ec. C.3.1.1-1
 ϕ_b (ala compr rig) 0,95 pág. 32
 Md **1,613 kNm**

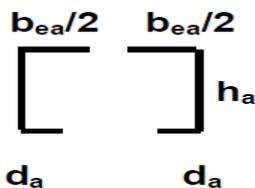
5.4.2) Para viga lateralmente arriostrada en forma continua (art. C.3.1.1(b))

Procedimiento II. En base a la reserva de capacidad flexional inelástica

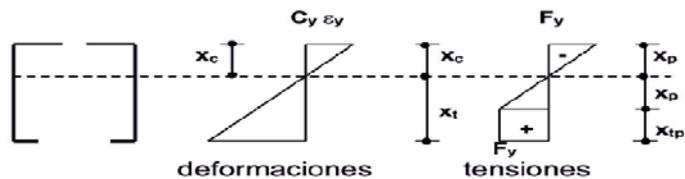
Se puede utilizar el **Procedimiento II** por las siguientes razones:

- (1) La barra **no** está solicitada a **torsión** ni a **pandeo lateral** (flexión alrededor del eje **débil**).
- (2) No se incluye el efecto de conformación en frío en el límite de fluencia F_y (Se adoptó el de la chapa base).
- (3) Se verificará que la relación entre la altura de la parte comprimida del alma y su espesor es menor o igual a λ_T .
- (4) Se supone que el esfuerzo de corte requerido de la barra $V_u \leq 0,60 F_y \cdot (\Sigma h \cdot t) \cdot 10^{-1}$.
- (5) El ángulo entre las almas y la vertical es $0^\circ < 30^\circ$.

La sección considerada es:



Sección efectiva y diagramas de def. y tens.:



$$x_c = (2 d_a - b_{ea} + 2 h_a) / 4$$

$$x_t = h_a - x_c$$

$$x_p = x_c / (C_y \cdot \varepsilon_y / \varepsilon_y)$$

$$x_{cp} = 0$$

$$x_{tp} = x_t - x_p$$

$$b_{ea} = B - t - (b - b_e)$$

$$M_n = F_y \cdot t [b_{ea} \cdot x_c + 2x_{cp} (x_p + x_{cp}/2) + 4/3 x_p^2 + 2 x_{tp} (x_p + x_{tp}/2) + 2 d_a \cdot x_t]$$

Para simplificar el análisis se supone la sección transversal como lineal con las esquinas cuadradas

Se considera para el ala comprimida el ancho efectivo determinado para la tensión de fluencia

be 9,312 cm

bea 9,912 cm

ha 5,800 cm

da 1,900 cm

Determinación de la deformación específica máxima:

λ_1 32,382 Ec. C.3.1.1-2

λ_2 37,341 Ec. C.3.1.1-3

b/t 76,000

b/t $\leq \lambda_1$ -

$\lambda_1 < b/t < \lambda_2$ -

b/t $\geq \lambda_2$ Si

Cy 1 pág. 33

ey = Fy/E 0,001 deformac. especif. de fluencia

Igualando las áreas de tensiones de tracción y de compresión resulta:

xc 1,372 cm

xt 4,428 cm

xp 1,372 cm

xcp 0,000 cm

xtp 3,056 cm

Verificación supuesto (3):

xc/t 6,859 $\leq \lambda_1 =$ 32,382

VERIFICA

El momento nominal resulta:

Mn 2,381 kNm

1,25 * Mn (Procedim. I) 2,122 kNm final pág. 32

Entonces será:

Mn (Procedim. II) 2,122 kNm

ϕ_b (ala compr rig) 0,95 pág. 32

Md 2,016 kNm

5.4.3) Resistencia de diseño final

Mdy 2,016 kNm $\geq M_{uy} =$ 0,135 kNm

VERIFICA

6) Verificación a flexión disimétrica

Corresponde aplicación de la expresión (C.5.2.1-1) con Pu = 0

Mux 5,901 kNm

Muy 0,135 kNm

Mdx 6,370 kNm

Mdy 2,016 kNm

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad \text{con } P_u = 0$$

Ecuaq interacción 0,993 ≤ 1 Ec. C.5.2.1-1

VERIFICA

7) Verificación del perfil cuando el viento le genera succión

El ala comprimida es ahora el ala inferior

7.1) Cargas distribuidas últimas actuantes

qux (succión)	-1,736 kN/m	Combinación: qu4x
quy	0,034 kN/m	Combinación: qu4y

7.2) Momentos últimos actuantes

Lx corr	5,000 m
Ly corr	1,250 m
Mux	5,424 kNm
Muy	0,007 kNm

7.3) Resistencia de diseño a flexión en eje fuerte x-x

7.3.1) Resistencia de diseño para pandeo lateral torsional (art. C.3.1.2.1 (b))

Procedimiento Simplificado (operativamente más simple y conservador para zona elástica)

Sección C de simetría simple flexando alrededor del eje baricéntrico perpendicular al alma

Arriostramiento con tillas intermedias en alas inferiores de perfiles

Lb	125 cm	
Ly=Lt	125 cm	
ky=kt	1	
diagrama mto flector	parabólico	
Cb	1,136	Ec. C.3.1.2.1-10
Fe	1169,518 MPa	Ec. C.3.1.2.1-14
2,78 Fy	653,300 MPa	
0,56 Fy	131,600 MPa	
Fe ≥ 2,78 Fy	Si	
2,78 Fy > Fe > 0,56 Fy	-	
Fe ≤ 0,56 Fy	-	
Fc	235 MPa	Ec. C.3.1.2.1-2
Lu	167,313 cm	Ec. C-C.3.1.2.1-15
Sc	30,119 cm ³	
Mn	7,078 kNm	Ec. C.3.1.2.1-1
φb	0,90	pág. 33
Mdx	6,370 kNm	≥ Mux = 5,424 kNm

VERIFICA

7.4) Resistencia de diseño a flexión en eje débil y-y

Ya determinado anteriormente

Mdy	2,016 kNm	≥ Muy = 0,007 kNm
------------	------------------	-------------------

VERIFICA

7.5) Verificación a flexión disimétrica

Corresponde aplicación de la expresión (C.5.2.1-1) con Pu = 0

Mux	5,424 kNm
Muy	0,007 kNm
Mdx	6,370 kNm
Mdy	2,016 kNm

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad \text{con } P_u = 0$$

Ecuac interacción	0,855 ≤ 1	Ec. C.5.2.1-1
--------------------------	------------------	---------------

VERIFICA

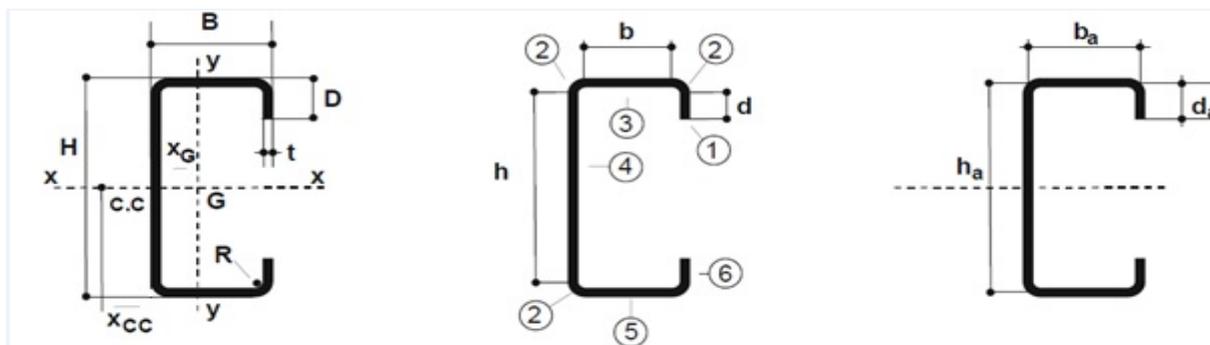
CORREAS - CORTE

1) Características del acero

Fy	235 MPa
E	200000 MPa
G	77200 MPa
μ	0,3

2) Propiedades geométricas perfil (de tabla perfiles)

H	16 cm	
B	6 cm	
D	2 cm	
t	0,2 cm	
R = t	0,2 cm	
h	15,2 cm	
b	5,2 cm	
d	1,6 cm	
Sx	30,119 cm ³	módulo resistente a flexión elástico
Sy	7,421 cm ³	módulo resistente a flexión elástico
Ix	240,949 cm ⁴	mto de inercia
Iy	30,681 cm ⁴	mto de inercia
rx	6,27 cm	radio de giro
ry	2,24 cm	radio de giro
xg	1,77 cm	distanc entre centro de gravedad (G) y eje del alma
xcc	4,55 cm	distanc entre centro de corte (cc) y centro de gravedad (G)
A	6,137 cm ²	área



Nota: los ejes son locales de la pieza

3) Esfuerzos de corte últimos

Vux	4,721 kN
Vuy	0,432 kN

4) Resistencia de diseño al corte en eje x-x (art. C.3.2.1)

Almas sin perforaciones

h/t	76	
kv (alma sin rig)	5,34	pág. 41
$\sqrt{E \cdot kv / Fy}$	67,414	
$1,51 \cdot \sqrt{E \cdot kv / Fy}$	101,796	
$h/t \leq \sqrt{E \cdot kv / Fy}$	-	
$\sqrt{E \cdot kv / Fy} < h/t \leq 1,51 \cdot \sqrt{E \cdot kv / Fy}$	Si	
$h/t > 1,51 \cdot \sqrt{E \cdot kv / Fy}$	-	
Fv	125,071 MPa	Ec. C.3.2.1-3
Aw	3,040 cm ²	
Vn	38,022 kN	Ec. C.3.2.1-1
ϕ_v	0,95	pág. 41
Vdx	36,121 kN	$\geq Vux =$

4,721 KN

VERIFICA

5) Resistencia de diseño al corte en eje y-y (art. C.3.2.1)

Almas sin perforaciones

b/t	26			
k_v (alma sin rig)	5,34	pág. 41		
$\sqrt{E \cdot k_v / F_y}$	67,414			
$1,51 \cdot \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$	101,796			
$h/t \leq \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$	Si			
$\sqrt{E \cdot k_v / F_y} < h/t \leq 1,51 \cdot \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$	-			
$h/t > 1,51 \cdot \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$	-			
F_v	141,000 MPa	Ec. C.3.2.1-2		
A_w (hay 2 almas)	2,080 cm ²			
V_n	29,328 kN	Ec. C.3.2.1-1		
ϕ_v	0,95	pág. 41		
V_{dy}	27,862 kN	≥ V_{uy} =	0,432 KN	VERIFICA

CORREAS - FLEXIÓN Y CORTE COMBINADOS

Siendo la correa una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida las solicitaciones máximas a flexión y a corte no ocurren en la misma sección
Se verificará en la sección transversal ubicada al cuarto de la luz

1) Esfuerzos últimos actuantes

Mux	5,901 kNm
Vux	4,721 kN
Muy	0,135 kNm
Vuy	0,432 kN

$$M(x) = \frac{q * l}{2} x - \frac{q * x^2}{2} \qquad V(x) = \frac{q * l}{2} - q * x$$

2) Esfuerzos últimos a un cuarto de la luz

Mux1	4,426 kNm
Vux1	2,361 kN
Muy1	0,101 kNm
Vuy1	0,216 kN

$$M\left(x = \frac{1}{4} * l\right) = M_{ux1} = \frac{q * l}{2} * \frac{l}{4} - \frac{q l^2}{2 * 4^2} = \frac{q l^2}{8} - \frac{q l^2}{32} = \frac{3 q l^2}{32}$$

$$\frac{M_{ux1}}{M_{ux}} = \frac{\frac{3 q l^2}{32}}{\frac{q l^2}{8}} = \frac{3 * 8}{32} = \frac{3}{4} = 0,75 \Rightarrow M_{ux1} = 0,75 * M_{ux}$$

3) Resistencias de diseño de la sección

Mdx	6,370 kNm
Vdx	36,121 kN
Mdy	2,016 kNm
Vdy	27,862 kN

$$V\left(x = \frac{1}{4} * l\right) = V_{ux1} = \frac{q * l}{2} - q \frac{l}{4} = \frac{q * l}{4}$$

$$\frac{V_{ux1}}{V_{ux}} = \frac{\frac{q * l}{4}}{\frac{q * l}{2}} = \frac{2}{4} = 0,5 \Rightarrow V_{ux1} = 0,5 * V_{ux}$$

4) Flexión y Corte en eje x-x (art. C.3.3)

Alma sin rigidizadores

(Mux/Mdx) ²	0,483
(Vux/Vdx) ²	0,004

Ecuac interac **0,487** ≤ 1

Ec. C.3.3-1 **VERIFICA**

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}\right)^2 \leq 1$$

5) Flexión y Corte en eje y-y (art. C.3.3)

Alma sin rigidizadores

(Muy/Mdy) ²	0,002524
(Vuy/Vdy) ²	0,000060

Ecuac interac **0,002584** ≤ 1

Ec. C.3.3-1 **VERIFICA**

CORREAS - PANDEO LOCALIZADO DEL ALMA

Sólo se verificará para la flexión alrededor de x-x (alma paralela a y-y)

No se verifica el pandeo localizado del alma para la flexión alrededor de y-y ya que para esta condición las almas serán dos (las dos alas del perfil), las mismas son menos esbeltas y tendrán menos carga puntual solicitante. La verificación se hará para la reacción de apoyo, ya que comúnmente aquí la R_d es menor y la P_u mayor en comparación a los valores en el tramo.

1) Características del acero

F_y	235 MPa
E	200000 MPa
G	77200 MPa
μ	0,3

2) Propiedades geométricas perfil (de tabla perfiles)

H	16 cm	
B	6 cm	
D	2 cm	
t	0,2 cm	
$R = t$	0,2 cm	
h	15,2 cm	
b	5,2 cm	
d	1,6 cm	
S_x	30,119 cm ³	módulo resistente a flexión elástico
S_y	7,421 cm ³	módulo resistente a flexión elástico
I_x	240,949 cm ⁴	momento de inercia
I_y	30,681 cm ⁴	momento de inercia
r_x	6,27 cm	radio de giro
r_y	2,24 cm	radio de giro
x_g	1,77 cm	distancia entre centro de gravedad (G) y eje del alma
x_{cc}	4,55 cm	distancia entre centro de corte (cc) y centro de gravedad (G)
A	6,137 cm ²	área

3) Reacción de apoyo

$R_{ux} = V_{ux}$ **4,721 kN**

4) Resistencia de diseño a pandeo localizado del alma (art. C.3.4.1)

Cargas concentradas

Alma sin perforaciones

Corresponde a la utilización de la Tabla C.3-3 (Secciones C de alma simple)

Se verifica para la reacción de apoyo

Reacción sobre un ala

Longitud de apoyo N **4 cm** > 2 cm **VERIFICA**

Distancia desde borde de apoyo y extremo de la barra < 1,5 h ⇒ Carga extrema

Se supone el ala unida al apoyo

Verificación de las condiciones de aplicación de la Tabla:

θ	90°	90°	VERIFICA
h/t	76	≤ 200	VERIFICA
N/t	20	≤ 210	VERIFICA
N/h	0,26315789	≤ 2	VERIFICA

C	4
CR	0,14
CN	0,35
Ch	0,02
φw	0,85
Limitación R/t	9
R/t	1

VERIFICA

Pnx (p/ un alma)	6,849 kN
Pdx	5,821 kN

Ec. C.3.4.1-1	≥ Rux =	4,721 KN
---------------	---------	----------

VERIFICA

$$P_n = C \cdot t^2 \cdot F_y \cdot \text{sen } \theta \cdot \left(1 - C_R \sqrt{\frac{R}{t}} \right) \left(1 + C_N \sqrt{\frac{N}{t}} \right) \left(1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right) \cdot (10)^{-1}$$

TABLA C.3-3
Secciones U y C de alma simple

Condiciones del ala y del apoyo		Casos de Carga		C	C _R	C _N	C _h	φ _w	Limitación
Unida al apoyo	Alas rigidizadas o parcialmente rigidizadas	Sobre un ala	extremas	4	0,14	0,35	0,02	0,85	R/t ≤ 9
			Interior	13	0,23	0,14	0,01	0,90	R/t ≤ 5
		Sobre dos alas	extremas	7,5	0,08	0,12	0,048	0,85	R/t ≤ 12
			Interior	20	0,10	0,08	0,031	0,85	R/t ≤ 12
Sin unir	Alas rigidizadas o parcialmente Rigidizadas	Sobre un ala	extremas	4	0,14	0,35	0,02	0,80	R/t ≤ 5
			Interior	13	0,23	0,14	0,01	0,90	R/t ≤ 5
		Sobre dos alas	extremas	13	0,32	0,05	0,04	0,90	R/t ≤ 3
			Interior	24	0,52	0,15	0,001	0,80	R/t ≤ 3
	Alas sin rigidizar	Sobre un ala	extremas	4	0,40	0,60	0,03	0,85	R/t ≤ 2
			Interior	13	0,32	0,10	0,01	0,85	R/t ≤ 1
		Sobre dos alas	extremas	2	0,11	0,37	0,01	0,75	R/t ≤ 1
			Interior	13	0,47	0,25	0,04	0,80	R/t ≤ 1

Notas:

- (1) Los coeficientes arriba indicados se aplican cuando $h/t \leq 200$, $N/t \leq 210$, $N/h \leq 2,0$ y $\theta = 90^\circ$
- (2) Para reacciones o cargas interiores sobre dos alas cargadas y cuando la barra tiene sus alas unidas al apoyo, la distancia desde el borde del apoyo al extremo de la barra debe ser como mínimo $2,5h$. Para los casos sin unir, la distancia desde el borde del apoyo al extremo de la barra debe ser como mínimo $1,5h$

CORREAS - FLEXIÓN Y PANDEO LOCALIZADO DEL ALMA **COMBINADOS**

Según art.C.3.5

Para el estado de carga de la correa tipo en la sección de apoyo el momento flector es nulo por lo que no es necesaria la verificación

Para el estado de carga donde L_r es puntual se podría realizar la verificación en la sección central donde el momento flector es máximo y está aplicada la carga concentrada, pero siendo las sollicitaciones de momento y carga concentrada para ese estado pequeñas la misma no se realiza

CORREAS - DEFORMACIONES

Se verifica con carga de servicio las deformaciones máximas de la correa tipo

1) Características del acero

Fy	235 MPa
E	200000 MPa

2) Dimensiones de correa

Lx corr	500 cm
Ly corr = Lb	100 cm

3) Carga de servicio actuante

CIRSOC 301 Sección A-L.1.

Considerando que Lr no coexiste con W

qDx	0,105 kN/m
qLrx	1,102 kN/m
qW+	0,632 kN/m
qDy	0,038 kN/m
qLry	0,403 kN/m
qsx	1,206 kN/m
qsy	0,442 kN/m

$$q_s = q_D + q_{Lr} \text{ ó } q_{W+}$$

A-L.1. BASES DE PROYECTO

Excepto para los casos en que por acuerdo con el Comitente o por exigencias de reglamentos específicos sean necesarias combinaciones de acciones más rigurosas, los estados límites de servicio se verificarán con las siguientes combinaciones de acciones:

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

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

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

donde:

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

Las acciones son las definidas en la Sección A.4.1.

Se tomarán las intensidades nominales de las acciones.

Las acciones variables que produzcan efectos de sentido contrario no se considerarán actuando simultáneamente.

4) Flecha total admisible

fadm	L/150	(Tabla A-L.4.1. CIRSOC 301-2005)
fadm	3,3333 cm	

5) Determinación de los momentos de inercia para el cálculo de deformaciones

5.1) Para la flexión alrededor de x-x

Siendo la sección totalmente efectiva el momento de inercia es el de la sección bruta

$$I_{xs} = I_x \quad 240,949 \text{ cm}^4$$

5.2) Para la flexión alrededor de y-y

Corresponde determinar el ancho efectivo del elemento 1 para el estado de servicio (artículo B.2.1 (b), Procedimiento I).

En forma conservadora se puede adoptar el momento de inercia resultante para el estado último pues la tensión en la fibra extrema comprimida será menor en estado de servicio y el momento de inercia determinado para estado último difiere muy poco del correspondiente a la sección bruta

$$I_{ys} = I_y \quad 28,293 \text{ cm}^4$$

6) Determinación de las flechas en la correa

6.1) Flecha en x-x

f_x 2,0373 cm

$$f_x = \frac{5}{384} \frac{q_{sx} l_x^4}{E I_{xs}} 10^{-1}$$

6.2) Flecha en y-y

f_y 0,0102 cm

6.3) Flecha total

f **2,0374** cm $\leq f_{adm} =$ 3,3333 cm **VERIFICA**

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

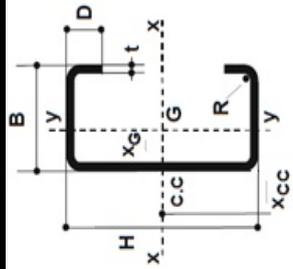
Tabla A-L.4.1. Valores límites para deformaciones y desplazamientos laterales (a) (b)

EDIFICIOS INDUSTRIALES				
	Elemento	Flecha total	Flecha por carga variable	
Deformaciones verticales	Barras soportando cubiertas rígidas	L/200	Sobrecarga Útil	L/240
	Barras soportando cubiertas flexibles	L/150	Sobrecarga Útil	L/180
	Barras soportando pisos	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Vigas carril para grúas de capacidad ≥ 200 Kn		Rueda sin impacto	L/800 (c)
	Vigas carril para grúas de capacidad < 200 Kn		Rueda sin impacto	L/600 (c)
Desplazamiento lateral (d)	Vigas carril		Frenado transversal	L/600 (c)
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de viento	H/150	Viento	H/160
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de puente grúa.		Frenado puente Grúa	H/400 (c)
PARA OTROS EDIFICIOS				
Deformaciones verticales	Techos en general	L/200	Sobrecarga Útil	L/250
	Techos con carga frecuente de personas (no mantenimiento)	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Pisos en general	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Barras de pisos o techos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración	L/300	Sobrecarga Útil	L/350
	Pisos que soporten columnas	L/400	Sobrecarga Útil	L/500
Desplazamiento lateral (d)	Donde la deformación puede afectar el aspecto	L/250		
	Desplazamiento total del edificio referido a su altura total		Viento	$H_T/300$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones no tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/400$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/300$
OBSERVACIONES				
(a) La deformación vertical debida a acciones de servicio $f(\text{máx})$ a comparar con los valores límites de la tabla será: $f(\text{máx}) = f - f_0$ f = deformación total calculada con la combinación de acciones más desfavorable incluyendo eventuales deformaciones por efectos de larga duración (fluencia lenta). f_0 = contraflecha adoptada.				
(b) L = distancia entre apoyos. Para ménsulas L= 2 veces la longitud del voladizo. H = altura de la columna. H_T = altura total del edificio. H_P = altura del piso.				
(c) Los valores para grúas son orientativos. Para operación de grúa sensible a deformaciones verticales o desplazamientos laterales deberán fijarse límites más rigurosos.				
(d) Para combinaciones con acciones sísmicas ver el Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005				

TABLAS DE PERFILES "C"

Perfiles de acero de sección abierta conformados en frío
 Sección "C"
 Características según normas IRAM-IAS U 500-206-3
 Designación: "PC H x B x D x t"

Nº	Designación	Dimensiones					Área A [cm ²]	Peso g [kgf/m]	Eje fuerte x-x			Eje débil y-y			Distancias			Propiedades geométricas		
		H [cm]	B [cm]	D [cm]	t [cm]	R [cm]			Sx [cm ³]	Ix [cm ⁴]	rx [cm]	Sy [cm ³]	Iy [cm ⁴]	ry [cm]	xg [cm]	xcc [cm]	J [cm ⁴]	Cw [cm ⁶]		
1	PC 80 x 40 x 15 x 1,6	8,00	4,00	1,50	0,16	0,16	2,872	2,254	29,031	3,18	2,657	6,734	1,53	1,39	3,44	0,025	109,7			
2	PC 80 x 40 x 15 x 2	8,00	4,00	1,50	0,20	0,20	3,537	2,776	35,246	3,16	3,181	8,070	1,51	1,36	3,40	0,047	130,9			
3	PC 100 x 50 x 15 x 2	10,00	5,00	1,50	0,20	0,20	4,337	3,404	69,229	4,00	4,574	14,980	1,86	1,63	4,04	0,058	340,7			
4	PC 120 x 50 x 15 x 2	12,00	5,00	1,50	0,20	0,20	4,737	3,718	105,802	4,73	4,674	15,948	1,83	1,49	3,79	0,063	495,1			
5	PC 140 x 50 x 20 x 2	14,00	5,00	2,00	0,20	0,20	5,340	4,190	157,400	5,43	5,600	19,030	1,89	1,50	3,89	0,071	854			
6	PC 140 x 50 x 20 x 2,5	14,00	5,00	2,00	0,25	0,25	6,590	5,170	192,020	5,40	6,710	22,840	1,86	1,47	3,84	0,137	1023			
7	PC 140 x 60 x 20 x 1,6	14,00	6,00	2,00	0,16	0,16	4,630	3,640	143,680	5,57	6,020	24,140	2,28	1,91	4,83	0,040	1071			
8	PC 140 x 60 x 20 x 2	14,00	6,00	2,00	0,20	0,20	5,737	4,503	176,409	5,55	7,316	29,346	2,26	1,89	4,78	0,076	1300			
9	PC 140 x 60 x 20 x 2,5	14,00	6,00	2,00	0,25	0,25	7,089	5,565	215,617	5,52	8,821	35,408	2,23	1,86	4,72	0,148	1565			
10	PC 160 x 60 x 20 x 1,6	16,00	6,00	2,00	0,16	0,16	4,950	3,890	196,020	6,29	6,110	25,230	2,26	1,79	4,60	0,042	1406			
11	PC 160 x 60 x 20 x 2	16,00	6,00	2,00	0,20	0,20	6,137	4,817	240,949	6,27	7,421	30,681	2,24	1,77	4,55	0,082	1708			
12	PC 160 x 60 x 20 x 2,5	16,00	6,00	2,00	0,25	0,25	7,589	5,957	294,932	6,23	8,951	37,025	2,21	1,74	4,49	0,158	2060			
13	PC 180 x 70 x 20 x 1,6	18,00	7,00	2,00	0,16	0,16	5,590	4,390	283,730	7,12	7,770	37,820	2,60	2,05	5,25	0,048	2568			
14	PC 180 x 70 x 20 x 2	18,00	7,00	2,00	0,20	0,20	6,940	5,450	38,830	7,10	9,470	46,130	2,58	2,03	5,20	0,092	3131			
15	PC 180 x 70 x 20 x 2,5	18,00	7,00	2,00	0,25	0,25	8,590	6,740	47,650	7,07	11,460	55,890	2,55	2,00	5,14	0,179	3793			
16	PC 180 x 70 x 25 x 2	18,00	7,00	2,50	0,20	0,20	7,137	5,602	39,840	358,563	7,09	10,669	50,556	2,66	2,16	5,53	0,095	3691		
17	PC 180 x 70 x 25 x 2,5	18,00	7,00	2,50	0,25	0,25	8,839	6,938	48,912	440,204	7,06	12,945	61,373	2,64	2,13	5,47	0,184	4475		
18	PC 180 x 70 x 25 x 3,2	18,00	7,00	2,50	0,32	0,32	11,166	8,765	61,027	549,239	7,01	15,882	75,347	2,60	2,10	5,39	0,381	5486		
19	PC 200 x 70 x 25 x 2	20,00	7,00	2,50	0,20	0,20	7,537	5,916	45,887	458,870	7,80	10,781	52,325	2,63	2,05	5,32	0,100	4578		
20	PC 200 x 70 x 25 x 2,5	20,00	7,00	2,50	0,25	0,25	9,339	7,331	56,387	563,874	7,77	13,084	63,528	2,61	2,02	5,26	0,195	5555		
21	PC 200 x 70 x 25 x 3,2	20,00	7,00	2,50	0,32	0,32	11,806	9,268	70,448	704,478	7,72	16,057	78,006	2,57	1,98	5,18	0,403	6820		



- Notas:**
- A área bruta de la sección transversal
 - B peso por unidad de longitud de perfil
 - S módulo resistente a flexión elástico
 - I momento de inercia
 - r radio de giro
 - xg distancia entre el centro de gravedad (G) y el eje del alma
 - xcc distancia entre el centro de corte (cc) y el centro de gravedad (G)
 - J módulo de torsión
 - Cw módulo de alabeo

Anexo 4.

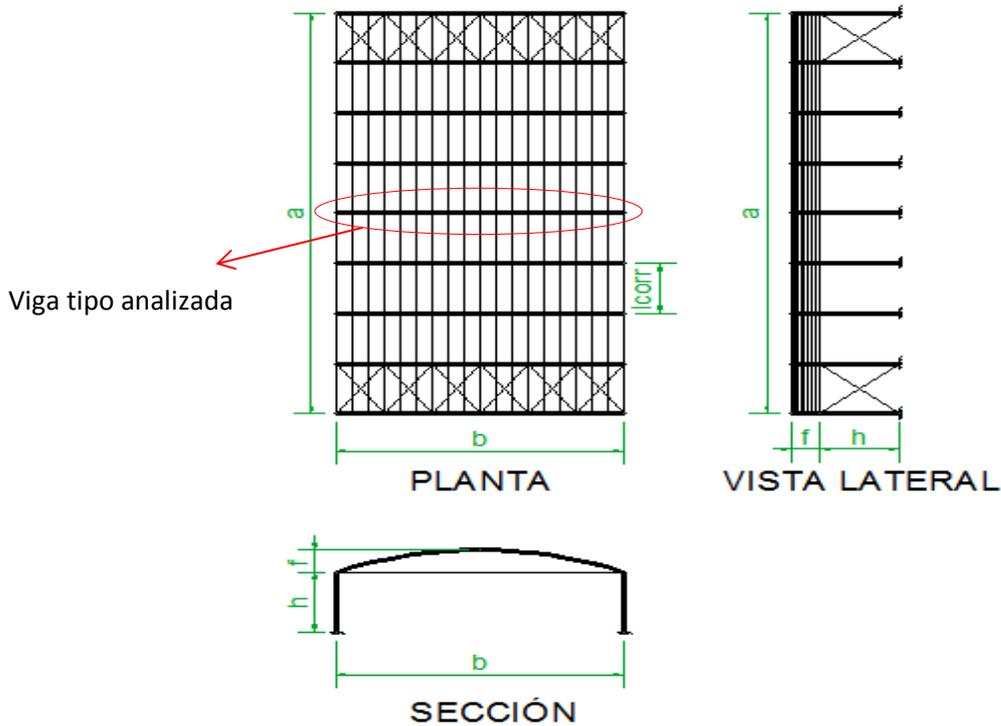
Cálculo de Vigas Arco

VIGAS ARCO - DATOS

Viga tipo. Barra armada de eje curvo de pequeña curvatura de sección rectangular sometida a fuerza axil con flexión
 Cordones formados por barras de sección circular maciza de igual sección bruta
 Cordones unidos por celosías planas, materializadas por barras de sección circular maciza soldadas a los cordones
 Verificación según Reglamento CIRSOC 308 - 2007

Datos de la estructura

a	40 m	Largo en planta
b	22 m	Ancho en planta
h	6 m	Altura columna
f	2,2 m	Flecha del arco
nº esp entre pórticos	8	
l corr	5 m	Longitud correa
nº esp entre corr	18	
sep horiz corr	1,222 m	



1) Geometría del arco

luz/flecha	10 ≥ 10
R	28,600 m
cos φ ₀	0,923
φ ₀	22,620 °
h arco prop	0,450 m
Desarr a eje	22,582 m
Desarr a ext	28,825 m
Desarr ext	22,760 m
Dist curva correas	1,264 m

Comentarios CIRSOC 308 Sección C 3.1.3

Sección 2.3.(c)

Verificac.

Cumple

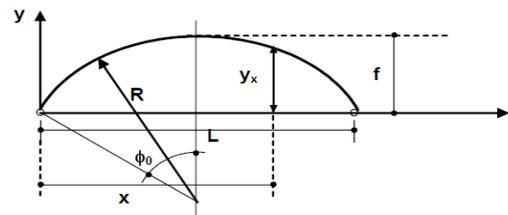


Figura C-3.1.1. Arco de directriz circular.

(c) Elementos curvos de pequeña curvatura (arcos) flexo comprimidos:

- para cualquier tipo de apoyo $(L/f) \geq 10$
- $(L/h) \leq 55$
- $(L/r_x) \leq 110$
- $\lambda_m \leq 150$

2) Análisis de carga (para Viga, Columna y Tensor)

Datos de planilla correas

Peso chapas y fijaciones	0,050 kN/m ²	circosoc 101
Peso propio correas	0,048 kN/m	tabla perfiles
Ancho influencia correas	1,264 m	

2.1) Carga permanente (D)

Peso arco qD	0,350 kN/m	supuesto
Peso prop col Pcol	0,400 kN/m	supuesto
Cargas concentradas PD2	0,557 kN	de análisis correas
Cargas concentradas PD1	2,678 kN	de análisis correas + pp columna

2.2) Sobrecarga de mantenimiento (Lr)

Área tribut	110 m ²	≥ 56 m ²
R1	0,6	
F	3,2	≤ 4
R2	1	
Lr	0,576 kN/m ²	
Carga puntual PLr2	3,520 kN	
Carga puntual PLr1	1,760 kN	

2.3) Carga de viento (W)

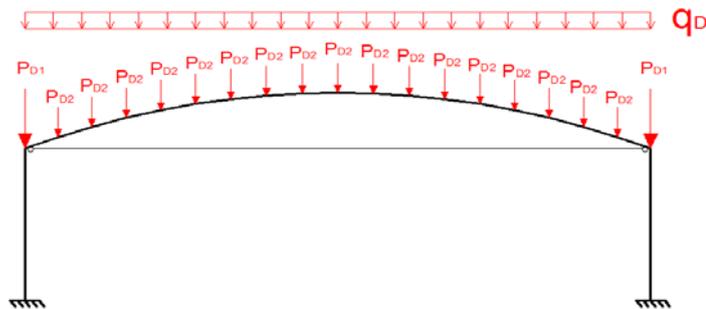
Cubierta

Cubierta cuarto a barlov.	-0,718 kN/m ²	de análisis de carga de viento
Cubierta mitad central	-0,653 kN/m ²	de análisis de carga de viento
Cubierta cuarto a sotav.	-0,460 kN/m ²	de análisis de carga de viento
Succión PW1	-4,539 kN	
Succión PW1*	-2,269 kN	
Succión PW2-3	-4,130 kN	
Succión PW4	-2,906 kN	
Succión PW4*	-1,453 kN	

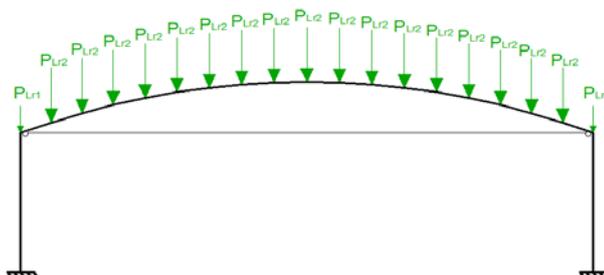
Paredes

Pared a barlovento	0,653 kN/m ²	de análisis de carga de viento
Pared a sotavento	-0,460 kN/m ²	de análisis de carga de viento
Carga distr col barlov qwb	3,267 kN/m	
Carga distr col sotav qws	-2,298 kN/m	

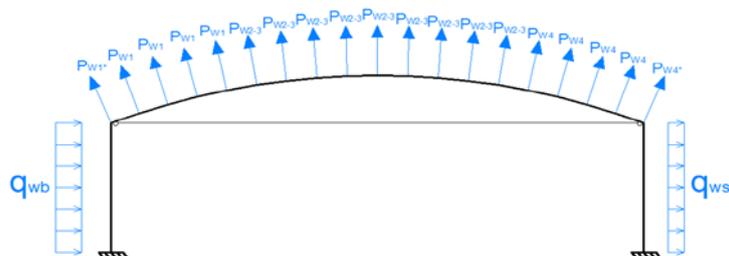
Carga Permanente (D)



Sobrecarga de mantenimiento (Lr)



Carga de Viento (W)



3) Solicitaciones máximas de sección

Se determinan las sollicitaciones máximas de sección para el arco con las siguientes combinaciones:

- (1) 1,2 D + 1,6 Lr
- (2) 1,2 D + 1,6 Lr (cargando medio arco)
- (3) 0,9D + 1,5 W

No se considera la combinación 1,2 D + 1,6 Lr + 0,8 W por tener sobre el arco Lr y W efectos opuestos

Para el modelado se suponen las columnas empotradas en su base

Para el modelado se supone la unión del arco con las columnas del tipo rígida

Mediante la modelación de la estructura con el programa RAM Advance se obtuvieron los siguientes resultados:

Para verificación de los cordones

Flexo tracción

Mux	121,92 kNm	
Tu	47,56 kN	Comb (3)

Flexo compresión

Mux	61,92 kNm	
Nu	-76,13 kN	Comb (2)
Mux	72,86 kNm	
Nu	-114,23 kN	Comb (1)

Para verificación de las diagonales

Flexo tracción

Vu	31,36 kN	Comb (3)	(en cuarto inferior del arco)
----	-----------------	----------	-------------------------------

Flexo compresión

Vu	11,83 kN		
Nu	-62,94 kN	Comb (2)	(en cuarto superior del arco)

Numáx	-114,23 kN	Comb (1)
-------	-------------------	----------

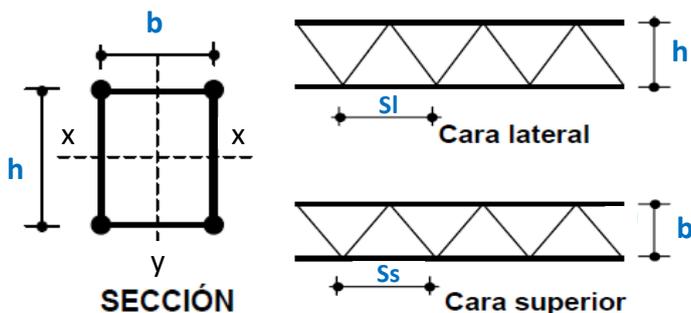
Para verificación del tensor

Tumáx	77,10 kN	Comb (1)
-------	-----------------	----------

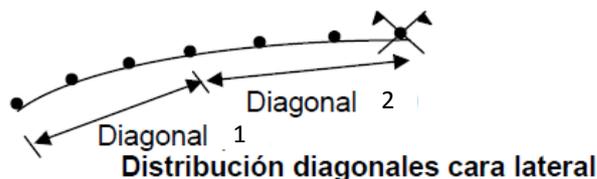
VIGAS ARCO - CORDONES

Se adopta una sección rectangular con cordones de sección circular maciza

Altura h	47 cm
Base b	20 cm
Ø cordones	25 mm (conformado)
Ø diagonales cara lat 1º cuarto	16 mm (liso)
Ø diagonales cara lat 2º cuarto	12 mm (liso)
Ø diagonales cara sup	8 mm (liso)
Sep en cara lat "Sl"	28 cm
Sep en cara sup "Ss"	28 cm
n	4
n1	2
Viga contraviento cada	3 correas (abarca 4 correas)



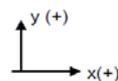
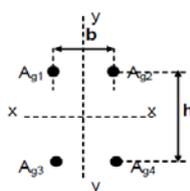
Nota: los ejes son locales de la pieza



1) Propiedades del acero

Tipo	ADN 420 S
E	200000 MPa
G	77200 MPa
μ	0,3
Fy = Fy máx	400 MPa

Sección 1.3.4



$$A_1 = A_{g1} + A_{g2}$$

$$A_2 = A_{g3} + A_{g4}$$

$$A_3 = A_{g2} + A_{g4}$$

$$A_4 = A_{g1} + A_{g3}$$

2) Parámetros seccionales

Área bruta sección armada	19,635 cm ²	
Área 1 cordón	4,909 cm ²	
Área 1 diagonal cara lat 1º cuarto	2,011 cm ²	
Área 1 diagonal cara lat 2º cuarto	1,131 cm ²	
Área 1 diagonal cara sup	0,503 cm ²	
Ix sección armada	10843,403 cm ⁴	Ec. 2.2-3
Iy sección armada	1963,495 cm ⁴	Ec. 2.2-4
rx sección armada	23,500 cm	Ec. 2.2-5
ry sección armada	10,000 cm	Ec. 2.2-6
r = rmin una barra	0,625 cm	
coef experimentales "kx=ky"	1	pág. 10

Sección 2.2

$$I_x = k_x h^2 \frac{A_1 A_2}{A_g}$$

$$I_y = k_y b^2 \frac{A_3 A_4}{A_g}$$

$$r_x = \frac{h}{A_g} \sqrt{k_x A_1 A_2}$$

$$r_y = \frac{b}{A_g} \sqrt{k_y A_3 A_4}$$

3) Relaciones geométricas y esbelteces límites

luz/altura	46,809 ≤ 55	Sección 2.3.(c)
luz/radio giro x	93,617 ≤ 110	Sección 2.3.(c)
λm máx	44,043 ≤ 150	Sección 2.3.(c)

Verificac.

Cumple
Cumple
Cumple

4) Esfuerzos últimos en cordones

4.1) Flexo tracción

T _{u1}	141,592 kN	Ec. 7.1-1
P _{u1}	-117,812 kN	Ec. 7.1-2

$$T_{u1} = \frac{T_u}{n} + \frac{M_{ux}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) + \frac{M_{uy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2)$$

$$P_{u1} = \frac{T_u}{n} - \frac{M_{ux}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) - \frac{M_{uy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2)$$

4.2) Flexo compresión

long pandeo en plano arco "s"	1129,103 cm	Sección 3.2.2.3.1
f/l	0,100	
tipo de arco	biempotrado	
k	0,710	tabla 3.2.1
l _p en plano = k*s	801,663 cm	Ec. 3.2-1
long pandeo fuera plano arco		Sección 3.2.2.3.2
k	1	
distancia entre nudos "l"	379,328 cm	
l _p fuera plano L1 = k*l	379,328 cm	

Celosías sólo con diagonales

Figura 5.4.2

Para flexión alrededor de eje fuerte x-x

Ag	19,635 cm ²
d	49,041 cm
n ₀	2
AD	1,131 cm ²
s	28,000 cm
h	47,000 cm
λ _{1x}	18,076
r _x	23,500 cm
λ _{0x}	34,113
λ _{mx}	38,606
e _{0x}	1,603 cm
P _{cmx}	2600,406 kN

Ec. 7.2-4

Ec. 7.2-3

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_D \cdot s \cdot h^2}}$$

$$\lambda_o = \left(\frac{k \cdot L}{r} \right)_o$$

$$\lambda_m = \left(\frac{k L}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{k L}{r} \right)_o^2 + \lambda_1^2}$$

Para flexión alrededor de eje débil y-y

Ag	19,635 cm ²
d	24,413 cm
n ₀	2
AD	0,503 cm ²
s	28,000 cm
h	20,000 cm
λ _{1y}	22,380
r _y	10,000 cm
λ _{0y}	37,933
λ _{my}	44,043
e _{0y}	0,759 cm
P _{cm y}	1998,080 kN

Ec. 7.2-4

Ec. 7.2-3

$$e_{0x} = \frac{k_x L_x}{500} \quad e_{0y} = \frac{k_y L_y}{500}$$

$$P_{c m} = \frac{\pi^2 E A_g}{\left(\frac{k L}{r} \right)_m^2} (10^{-1})$$

Tabla 3.2.1. Valores de k para arcos para pandeo en el plano

	f/L	0,05	0,10	0,20
Arco de tres articulaciones	k =	1,20	1,19	1,16
Arco de dos articulaciones	k =	1,00	1,02	1,06
Arco biempotrado	k =	0,70	0,71	0,72

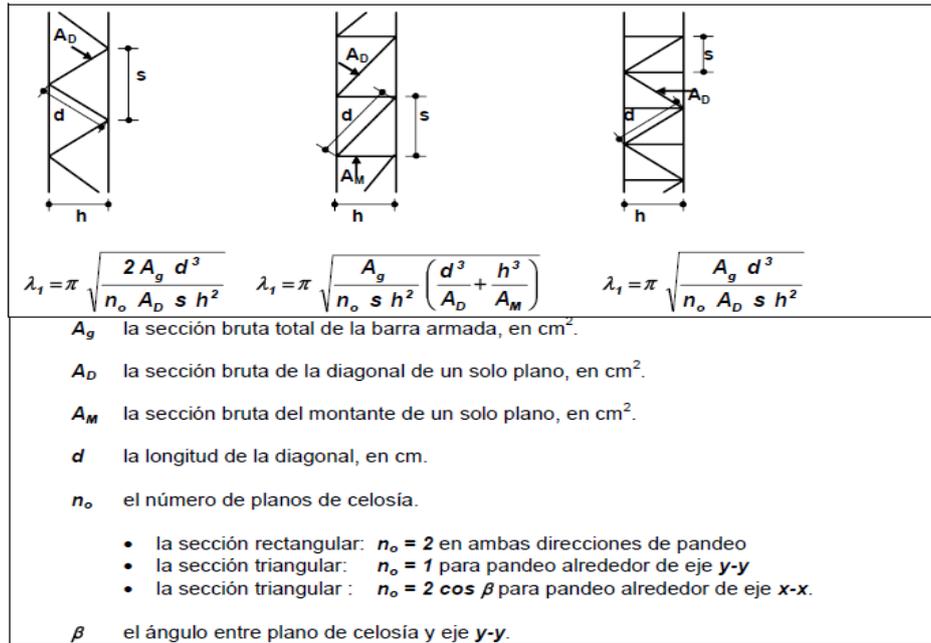


Figura 5.4.2. Valor auxiliar λ_1 .

a) Para combinación (2):

Msx	65,045 kNm	Ec. 7.2-2
Msy	0,600 kNm	Ec. 7.2-2
Pu1	89,730 kN	Ec. 7.2-1

a) Para combinación (1):

Msx	78,123 kNm	Ec. 7.2-2
Msy	0,919 kNm	Ec. 7.2-2
Pu1	113,965 kN	Ec. 7.2-1

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sx}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) + \frac{M_{sy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2)$$

$$M_{sx} = \frac{P_u e_{ox} (10)^{-2} + M_{ux}}{1 - \frac{P_u}{P_{c mx}}} \text{ (kN m)} \quad M_{sy} = \frac{P_u e_{oy} (10)^{-2} + M_{uy}}{1 - \frac{P_u}{P_{c my}}} \text{ (kN m)}$$

4.3) Esfuerzos máximos finales

Pu1	117,812 kN	(en flexo tracción)
Tu1	141,592 kN	

5) Resistencias de diseño cordones

5.1) Resistencia de diseño a compresión

ϕ_c	0,80	Sección 5.2	
L1	28 cm	pág. 34	($p / F_y \leq 400 \text{ MPa}$)
ri = rmin	0,625 cm	fig. 5.4.3	
λ_{c1}	0,638	pág. 54 ó 58	
δ	0,811	Ec. 5.2-5	
χ	0,763	Ec. 5.2-4	o de tabla 5.2.1
Fcr	305,119 MPa	Ec. 5.2-3	
Ag1	4,909 cm^2		
Pn1	149,775 kN	Ec. 5.2-2	
Pd1	119,820 kN	Ec. 5.2-1	$\geq P_{u1} = 117,812 \text{ kN}$ VERIFICA

5.2) Resistencia de diseño a tracción

Sección 4.1

ϕ_t	0,90	pág. 29	
F_y	400 MPa		
A_{g1}	4,909 cm ²		
T_{n1}	196,350 kN	Ec. 4.1-2	
T_{d1}	176,715 kN	Ec. 4.1-1	$\geq T_{u1} = 141,592 \text{ kN}$ VERIFICA

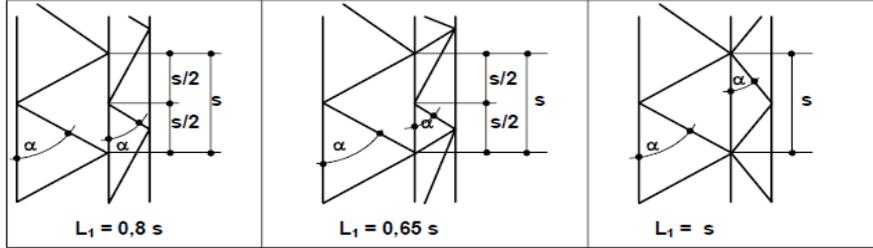


Figura 5.4.3. Determinación de L_1 .

$$P_d = \phi_c P_n$$

donde: $\phi_c = 0,85$ para $F_y \leq 250 \text{ MPa}$
 $\phi_c = 0,80$ para $250 \text{ MPa} < F_y \leq 400 \text{ MPa}$

$$P_n = F_{cr} A_g (10)^{-1}$$

$$F_{cr} = \chi F_y$$

con:
$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{\delta^2 - \lambda_c^2}} \quad \lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{k L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 \lambda_c + 0,5 \lambda_c^2$$

$$T_d = \phi_t T_n$$

donde: $\phi_t = 0,90$
 $T_n = F_y A_g (10)^{-1}$

Tabla 5.2.1. Valores de χ

Valores de χ										
λ_c	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	1,000	0,995	0,990	0,985	0,980	0,975	0,970	0,964	0,959	0,954
0,3	0,949	0,944	0,939	0,934	0,929	0,923	0,918	0,913	0,908	0,903
0,4	0,897	0,892	0,887	0,881	0,876	0,871	0,865	0,860	0,854	0,849
0,5	0,843	0,837	0,832	0,826	0,820	0,815	0,809	0,803	0,797	0,791
0,6	0,785	0,779	0,773	0,767	0,761	0,755	0,749	0,743	0,737	0,731
0,7	0,725	0,718	0,712	0,706	0,700	0,694	0,687	0,681	0,675	0,668
0,8	0,662	0,656	0,650	0,643	0,637	0,631	0,625	0,618	0,612	0,606
0,9	0,600	0,594	0,588	0,582	0,575	0,569	0,563	0,558	0,552	0,546
1,0	0,540	0,534	0,528	0,523	0,517	0,511	0,506	0,500	0,495	0,490
1,1	0,484	0,479	0,474	0,469	0,463	0,458	0,453	0,448	0,443	0,439
1,2	0,434	0,429	0,424	0,420	0,415	0,411	0,406	0,402	0,397	0,393
1,3	0,389	0,385	0,380	0,376	0,372	0,368	0,364	0,361	0,357	0,353
1,4	0,349	0,346	0,342	0,338	0,335	0,331	0,328	0,324	0,321	0,318
1,5	0,315	0,311	0,308	0,305	0,302	0,299	0,296	0,293	0,290	0,287
1,6	0,284	0,281	0,279	0,276	0,273	0,271	0,268	0,265	0,263	0,260
1,7	0,258	0,255	0,253	0,250	0,248	0,246	0,243	0,241	0,239	0,237
1,8	0,235	0,232	0,230	0,228	0,226	0,224	0,222	0,220	0,218	0,216
1,9	0,214	0,212	0,210	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	0,200	0,198
2,0	0,196	0,194	0,193	0,191	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	0,182
2,1	0,180	0,179	0,177	0,176	0,174	0,173	0,172	0,170	0,169	0,168
2,2	0,166	0,165	0,164	0,162	0,161	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155
2,3	0,154	0,153	0,151	0,150	0,149	0,148	0,147	0,146	0,145	0,144
2,4	0,143	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133
2,5	0,132	0,132	0,131	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124
2,6	0,123	0,123	0,122	0,121	0,120	0,119	0,118	0,118	0,117	0,116
2,7	0,115	0,114	0,114	0,113	0,112	0,111	0,111	0,110	0,109	0,109
2,8	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	0,104	0,104	0,103	0,102	0,102
2,9	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	0,097	0,097	0,096	0,096

VIGAS ARCO - DIAGONALES

Se adopta una sección rectangular con cordones de sección circular maciza

Altura h	47 cm	
Base b	20 cm	
∅ cordones	25 mm	(conformado)
∅ diagonales cara lat 1º cuarto	16 mm	(liso)
∅ diagonales cara lat 2º cuarto	12 mm	(liso)
∅ diagonales cara sup	8 mm	(liso)
Sep en cara lat "Sl"	28 cm	
Sep en cara sup "Ss"	28 cm	
n	4	
n1	2	

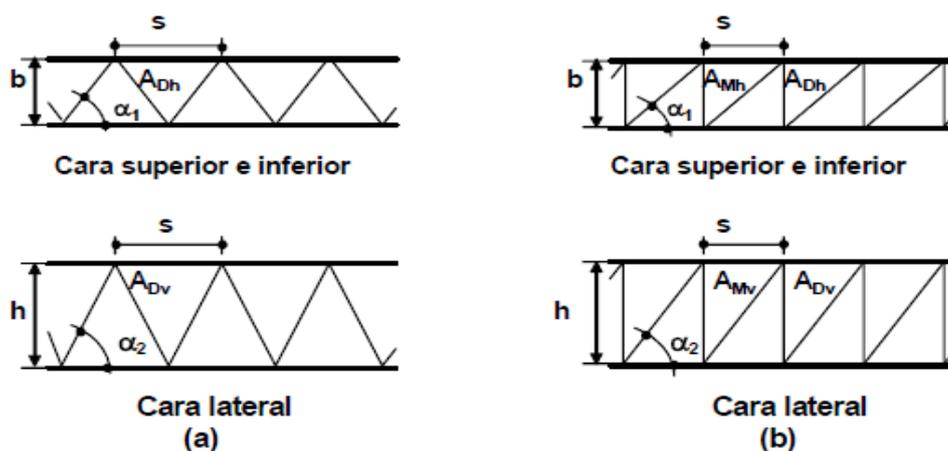


Figura 6.6.1. Celosías sección rectangular

1) Propiedades del acero

Tipo	AL 220
E	200000 MPa
G	77200 MPa
μ	0,3
Fy	220 MPa

Sección 1.3.4

2) Parámetros seccionales

Área 1 diagonal cara lat 1º cuarto	2,011 cm ²
Área 1 diagonal cara lat 2º cuarto	1,131 cm ²
Área 1 diagonal cara sup	0,503 cm ²

3) Esfuerzos últimos en diagonales

3.1) Compresión última en 1º cuarto para cara lateral

V _{uy}	31,360 kN	(en flexotracción)
long diagonal LD	49,041 cm	
seno α ₂	0,958 °	fig. 6.6.1
Compr última D _{u1}	16,361 kN	Ec. 7.1-7

- **Sección rectangular** ; flexión alrededor de ambos ejes principales:

- Diagonal comprimida:
$$D_{u1} = \frac{V_{uy}}{2 \operatorname{sen} \alpha_2} \quad D_{u2} = \frac{V_{ux}}{2 \operatorname{sen} \alpha_1}$$

3.2) Compresión última en 2º cuarto para cara lateral

V _{uy}	11,830 kN		(en flexocompresión)
P _u	62,940 kN		
P _{cmx}	2600,406 kN		
β _y	0,008	Ec. 7.2-7	
V _{suy}	12,337 kN	Ec. 7.2-6	
long diagonal LD	49,041 cm		
seno α ₂	0,958 °	fig. 6.6.1	
Compr última D_{u2}	6,436 kN	Ec. 7.2-8	

- **Sección rectangular** ; para ambos planos:

• Diagonal comprimida:

$$D_{u1} = \frac{V_{suy}}{2 \operatorname{sen} \alpha_2} \quad D_{u2} = \frac{V_{sux}}{2 \operatorname{sen} \alpha_1} \quad \beta_x = \frac{\pi}{400} \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{cmx}}} \right] \quad \beta_y = \frac{\pi}{400} \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{cmy}}} \right]$$

$$V_{sux} = V_{ux} + \beta_x P_u \quad V_{suy} = V_{uy} + \beta_y P_u$$

3.3) Compresión última en cara superior

V _{ux}	0,000 kN		
P _u	114,230 kN		(Compr. máxima)
P _{cmy}	1998,080 kN		
β _x	0,008	Ec. 7.2-7	
V _{sux}	0,952 kN	Ec. 7.2-6	
long diagonal LD	24,413 cm		
seno α ₂	0,819 °	fig. 6.6.1	
Compr última D_{u3}	0,581 kN	Ec. 7.2-8	

4) Resistencias de diseño diagonales

4.1) 1º cuarto para cara lateral

∅ diagonal	16 mm		
φ _c	0,85	pág. 33	(p/ F _y ≤ 250 MPa)
k	0,85	pág. 56 ó 59	
long diagonal LD	49,041 cm		
r	0,400 cm		
λ _c	1,100	Ec. 5.2-6	
δ	1,326	Ec. 5.2-5	
χ	0,484	Ec. 5.2-4	o de tabla 5.2.1
F _{cr}	106,514 MPa	Ec. 5.2-3	
A _{g1}	2,011 cm ²		
P _{nD1}	21,416 kN	Ec. 5.2-2	
P_{dD1}	18,203 kN	Ec. 5.2-1	≥ D _{u1} = 16,361 kN VERIFICA

4.2) 2º cuarto para cara lateral

∅ diagonal	12 mm		
φ _c	0,85	pág. 33	(p/ F _y ≤ 250 MPa)
k	0,85	pág. 56 ó 59	
long diagonal LD	49,041 cm		
r	0,300 cm		
λ _c	1,467	Ec. 5.2-6	
δ	1,886	Ec. 5.2-5	
χ	0,326	Ec. 5.2-4	o de tabla 5.2.1
F _{cr}	71,611 MPa	Ec. 5.2-3	
A _{g1}	1,131 cm ²		
P _{nD2}	8,099 kN	Ec. 5.2-2	
P_{dD2}	6,884 kN	Ec. 5.2-1	≥ D _{u2} = 6,436 kN VERIFICA

4.3) Cara superior

Ø diagonal	8 mm		
φ _c	0,85	pág. 33	(p/ F _y ≤ 250 MPa)
k	0,85	pág. 56 ó 59	
long diagonal LD	24,413 cm		
r	0,200 cm		
λ _c	1,095	Ec. 5.2-6	
δ	1,319	Ec. 5.2-5	
χ	0,487	Ec. 5.2-4	o de tabla 5.2.1
F _{cr}	107,078 MPa	Ec. 5.2-3	
A _{g1}	0,503 cm ²		
P _{nD3}	5,382 kN	Ec. 5.2-2	
P_{dD3}	4,575 kN	Ec. 5.2-1	≥ D _{u3} = 0,581 kN VERIFICA

$$P_d = \phi_c P_n$$

donde: $\phi_c = 0,85$ para $F_y \leq 250 \text{ MPa}$

$\phi_c = 0,80$ para $250 \text{ MPa} < F_y \leq 400 \text{ MPa}$

$$P_n = F_{cr} A_g (10)^{-1}$$

$$F_{cr} = \chi F_y$$

con:

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{k L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 \lambda_c + 0,5 \lambda_c^2$$

VIGAS ARCO - DETALLES

Especificaciones particulares y constructivas (Sección 5.4.3)

a) En los extremos del arco se colocará un marco de perfil ángulo. El angular deberá cumplir:

$$\frac{n_p \cdot I_p}{h} \geq \frac{10 \cdot I_1}{s} \quad (5.4-15)$$

∅ cordones	25 mm	
n _p	2	
h	47 cm	
s	28 cm	
I ₁	3,835 cm ⁴	
I _p mín	32,186 cm ⁴	Ec. 5.4-15

Se adopta: Ángulo 3"x 1/4"

I_x = I_y 51,74 cm⁴ ≥ I_p mín = 32,186 cm⁴ VERIFICA

b) Las triangulaciones simples situadas en caras opuestas se dispondrán, preferiblemente, en correspondencia (según la Figura 5.4.4-a) y no en oposición (según la Figura 5.4.4-b) salvo que la deformación por torsión resultante en las piezas principales sea admisible.

c) Los ejes de las diagonales y los cordones se cortarán en un punto. Se admiten apartamientos del punto de cruce teórico que no excedan la mitad del ancho de las barras de sección circular que forman los cordones o la cuarta parte del ala de los perfiles ángulo o te que forman los cordones, según el caso.

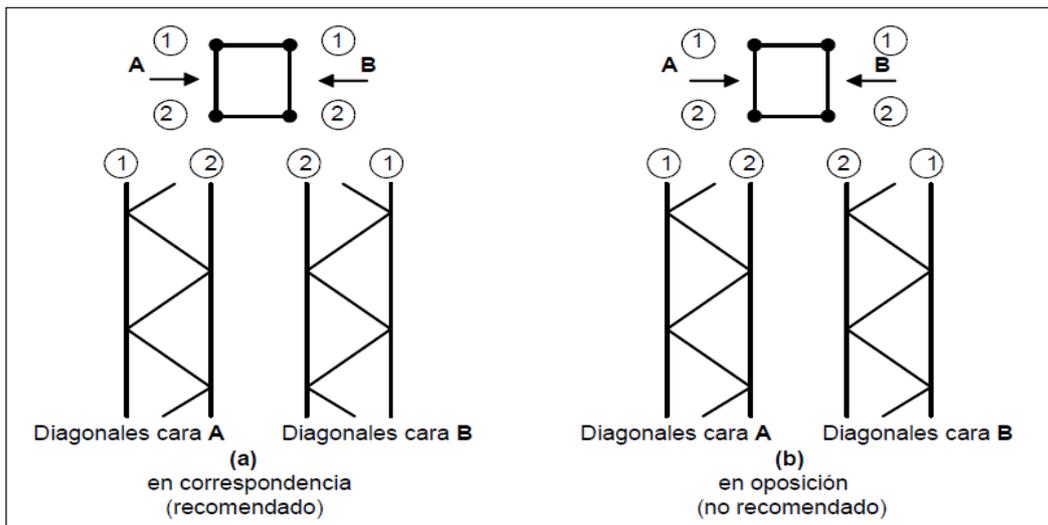


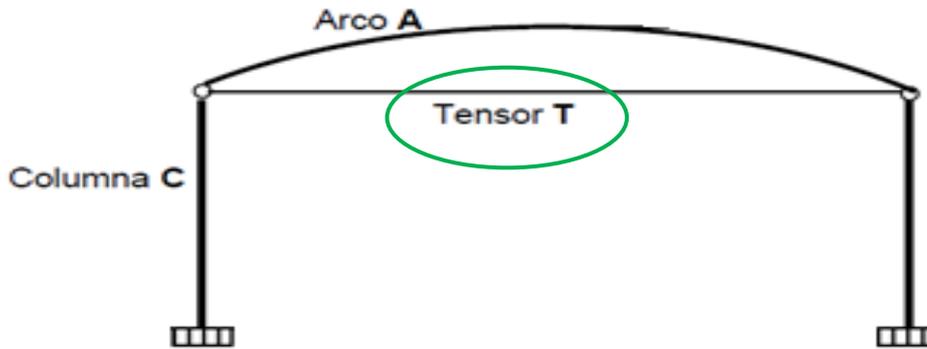
Figura 5.4.4. Triangulaciones simples.

Anexo 5. Cálculo de Tensor

TENSOR

Este elemento sólo trabaja a tracción
 La tipología del mismo es un hierro redondo macizo
 Se calculará el diámetro mínimo que debe tener el Tensor "T"
 Verificación según Reglamento CIRSOC 308 - 2007

∅ tensor (∅t) 25 mm (liso)



SECCIÓN

1) Propiedades del acero

Sección 1.3.4

Tipo	AL 220
E	200000 MPa
G	77200 MPa
μ	0,3
Fy	220 MPa

2) Esfuerzo último actuante

Mediante la modelación de la estructura con el programa RAM Advance:

Tu 77,10 kN

3) Resistencia de diseño

φt	0,90	pág. 29
Fy	220 MPa	
Ag	4,909 cm ²	
Tn	107,992 kN	Ec. 4.1-2
Td	97,193 kN	Ec. 4.1-1

≥ Tu = 77,100 kN VERIFICA

4) Manguito roscado

Para ponerlo en tensión se le coloca un manguito roscado

Diámetro mín de la barra roscada:

dbr mín 30 mm Ec. 4.1-3

$d_{br} \geq 1,20 d$

Anexo 6.

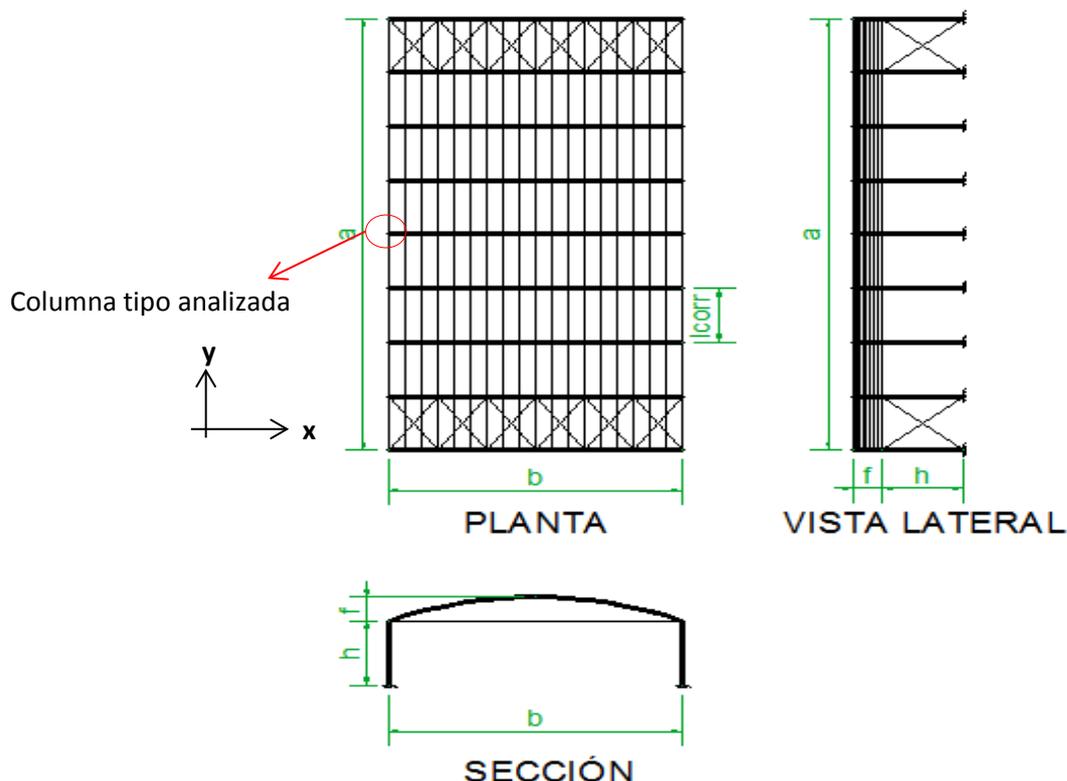
Cálculo de Columnas

COLUMNAS - DATOS

Columna tipo. Barra armada de eje recto de sección rectangular sometida a fuerza axil combinada con flexión
 Cordones formados por perfiles ángulo de alas iguales
 Cordones unidos por celosías planas, materializadas por barras de sección circular maciza soldadas a los cordones
 Verificación según Reglamentos CIRSOC 301-2005 y CIRSOC 308 - 2007

Datos de la estructura

a	40 m	Largo en planta
b	22 m	Ancho en planta
h	6 m	Altura columna
f	2,2 m	Flecha del arco
nº esp entre pórticos	8	
l corr	5 m	Longitud correa
nº esp entre corr	18	
sep horiz	1,222 m	



1) Análisis de carga

Las cargas actuantes son carga muerta, sobrecarga de mantenimiento y carga de viento
 El análisis está efectuado en la planilla de cálculo de Vigas

2) Solicitaciones máximas de sección

Se determinan las solicitaciones máximas de sección para la columna con las siguientes combinaciones últimas:

- (1) 1,2 D + 1,6 Lr
- (3) 0,9D + 1,5 W

No se considera la combinación 1,2 D + 1,6 Lr + 0,8 W por tener Lr y W efectos opuestos

Para el modelado se suponen las columnas empotradas en su base

Para el modelado se supone la unión del arco con las columnas del tipo rígida

Mediante la modelación de la estructura con el programa RAM Advance se obtuvieron los siguientes resultados:

Para verificación de los cordones

Flexo tracción

Mux	156,13 kNm	Comb (3)
Tu	46,89 kN	

Flexo compresión

Mux	72,86 kNm	Comb (1)
Nu	-64,32 kN	

Para verificación de las diagonales

Flexo tracción

Vu	61,06 kN	Comb (3)
----	-----------------	----------

Flexo compresión

Vu	22,75 kN	Comb (1)
Nu	-64,32 kN	

Numáx	-64,32 kN	Comb (1)
-------	------------------	----------

3) Desplazamientos máximos

Se determina el desplazamiento lateral máximo de la columna con la carga de viento

Para el modelado se suponen las columnas empotradas en su base

Para el modelado se supone la unión del arco con las columnas del tipo rígida

Mediante la modelación de la estructura con el programa RAM Advance se obtuvieron los siguientes resultados:

$\delta_{m\acute{a}x}$	17,06 mm	Estado de carga de viento
------------------------	-----------------	---------------------------

COLUMNAS - CORDONES

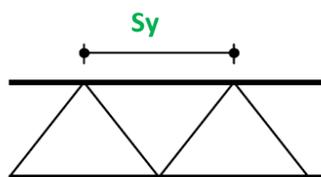
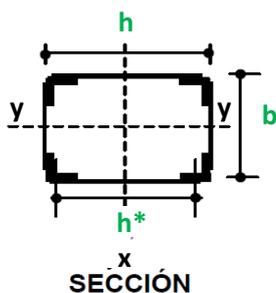
Se adopta una sección rectangular con cordones de perfil ángulo

Altura total h (direc y)	47	cm
Altura de cálculo h* (direc y)	42,82	cm
Base b (direc x)	20	cm
Nº	22	
Perfil ángulo	3" x 1/4"	
Ø diagonales cara y-y	8	mm
Ø diagonales cara x-x	8	mm
Sep en cara y-y "Sy"	47	cm
Sep en cara x-x "Sx"	47	cm
n	4	
n1	2	

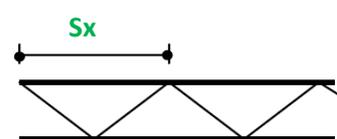
Nº de ubicación del perfil en tablas anexas

(liso)

(liso)



Cara Paralela a y-y



Cara paralela a x-x

Nota: los ejes son locales de la pieza (en ejes globales flexa alrededor de y-y)

1) Propiedades del acero

Tipo	F 24	
E	200000 MPa	
G	77200 MPa	
μ	0,3	
Fy	235	MPa

Sección 1.3.4

2) Parámetros seccionales

Los mtos. de inercia se calculan con el Teorema de Steiner

Área cordón (Ag1)	9,430	cm ²
Área bruta sección armada	37,720	cm ²
Área 1 diagonal cara y-y	0,503	cm ²
Área 1 diagonal cara x-x	0,503	cm ²
Ix = Iy cordón	50,390	cm ⁴
Ix sección armada	17491,959	cm ⁴
Iy sección armada	2561,629	cm ⁴
rx sección armada	21,534	cm
ry sección armada	8,241	cm
rmin cordón	1,437	cm
Xg = Yg cordón	2,090	cm

Sección 2.2

$$I_{x \text{ sec arm}} = I_x + (A_{g1} * dist^2)$$

3) Esfuerzos últimos en cordones

3.1) Flexo tracción

Tu1	194,032	kN	Ec. 7.1-1
Pu1	-170,587	kN	Ec. 7.1-2

$$T_{u1} = \frac{T_u}{n} + \frac{M_{ux}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) + \frac{M_{uy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2)$$

$$P_{u1} = \frac{T_u}{n} - \frac{M_{ux}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) - \frac{M_{uy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2)$$

3.2) Flexo compresión

long pandeo x-x l _{px}	600 cm
k _x	1,2
r _x	21,534 cm
long pandeo y-y l _{py}	600 cm
k _y	2,0
r _y	8,241 cm

Se supone caso (c)

Se supone caso (f)

celosías sólo con diagonales

Figura 5.4.2

Para flexión alrededor de eje fuerte x-x

Ag	37,720 cm ²
d	48,845 cm
n ₀	2
AD	0,503 cm ²
s	47,000 cm
h	42,820 cm
λ _{1x}	31,647
λ _{0x}	33,435
λ _m	46,037
e _{0x}	1,440 cm
P _{cm}	3513,061 kN

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_D \cdot s \cdot h^2}}$$

fig. 5.4.2

$$\lambda_o = \left(\frac{k \cdot L}{r} \right)_o$$

$$Ec. 7.2-4 \quad \lambda_m = \left(\frac{k L}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{k L}{r} \right)_o^2 + \lambda_1^2}$$

Ec. 7.2-3

Para flexión alrededor de eje débil y-y

Ag	37,720 cm ²
d	30,859 cm
n ₀	2
AD	0,503 cm ²
s	47,000 cm
h	20,000 cm
λ _{1y}	34,024
λ _{0y}	145,616
λ _{my}	149,538
e _{0y}	2,400 cm
P _{cm}	332,964 kN

$$e_{0x} = \frac{k_x L_x}{500} \quad e_{0y} = \frac{k_y L_y}{500}$$

$$P_{cm} = \frac{\pi^2 E A_g}{\left(\frac{k L}{r} \right)_m^2} (10^{-1})$$

fig. 5.4.2

Ec. 7.2-4

Ec. 7.2-3

M _{sx}	75,162 kNm	Ec. 7.2-2
M _{sy}	1,913 kNm	Ec. 7.2-2
P _{u1}	108,629 kN	Ec. 7.2-1

Valores de K para columnas

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Condiciones de vínculo	Rotación y Traslación impedida Rotación libre y Traslación impedida Rotación impedida y Traslación libre Rotación libre y Traslación libre					

$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{2 A_g d^3}{n_o A_D s h^2}}$
 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A_g}{n_o s h^2} \left(\frac{d^3}{A_D} + \frac{h^3}{A_M} \right)}$
 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A_g d^3}{n_o A_D s h^2}}$

A_g la sección bruta total de la barra armada, en cm².
 A_D la sección bruta de la diagonal de un solo plano, en cm².
 A_M la sección bruta del montante de un solo plano, en cm².
 d la longitud de la diagonal, en cm.
 n_o el número de planos de celosía.

- la sección rectangular: $n_o = 2$ en ambas direcciones de pandeo
- la sección triangular: $n_o = 1$ para pandeo alrededor de eje y-y
- la sección triangular: $n_o = 2 \cos \beta$ para pandeo alrededor de eje x-x.

β el ángulo entre plano de celosía y eje y-y.

Figura 5.4.2. Valor auxiliar λ₁.

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sx}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) + \frac{M_{sy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2)$$

$$M_{sx} = \frac{P_u e_{ox} (10)^{-2} + M_{ux}}{1 - \frac{P_u}{P_{c mx}}} \text{ (kN m)} \quad M_{sy} = \frac{P_u e_{oy} (10)^{-2} + M_{uy}}{1 - \frac{P_u}{P_{c my}}} \text{ (kN m)}$$

3.3) Esfuerzos máximos finales

P_{u1}	170,587 kN	(en flexo tracción)
T_{u1}	194,032 kN	

4) Resistencias de diseño cordones (Según CIRSOC 301-2005)

4.1) Resistencia de diseño a compresión

φ _c	0,85	Cap. E - pág. 65		
L1	47 cm	fig. 5.4.3		
r _{min}	1,437 cm			
λ _{c1}	0,357	Apénd. E - pág. 82		
λ _{c1} ≤ 1,5	Si			
F _{cr}	222,800 MPa	Ec. E.2.2		
A _{g1}	9,430 cm ²			
P _{n1}	210,100 kN	Ec. E.2.1		
P_{d1}	178,585 kN	≥ P _{u1} =	170,587 kN	VERIFICA

4.2) Resistencia de diseño a tracción

φ _t	0,90	Cap. D - pág. 59		
F _y	235 MPa			
A _{g1}	9,430 cm ²			
T _{n1}	221,605 kN	Ec. D.1.1		
T_{d1}	199,445 kN	≥ T _{u1} =	194,032 kN	VERIFICA

5) Especificaciones particulares y constructivas (Según CIRSOC 301-2005)

Sección E.4.3.

Columnas Grupo - IV Sec. E.4.3.4. (2)

(a/r_{min})_{local} 32,709

(k^{*}l/r)_{global} 33,435

(a/r_{min})_{local} ≤ (k^{*}l/r)_{global} **Cumple**

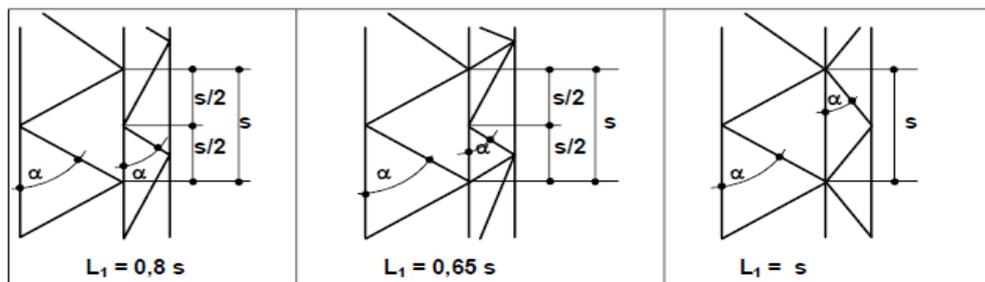


Figura 5.4.3. Determinación de L₁.

Se deberá verificar $P_{u1} \leq P_{d1}$

siendo:

P_{d1} la resistencia de diseño local de la barra, en kN.

$$P_{d1} = \phi_c F_{cr} A_{g1} (10^{-1})$$

ϕ_c y F_{cr} serán determinados de acuerdo con las siguientes Secciones **E.2**, **E.3** ó **A-E.3** según corresponda, con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido de la siguiente forma:

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{L_1}{r_i} \right) \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{para pandeo flexional}$$

La **tensión crítica** F_{cr} (MPa) será determinada de la siguiente manera:

- (a) Para $\lambda_c \leq 1,5$:
- $$F_{cr} = (0,658 \lambda_c^2) F_y$$
- (b) Para $\lambda_c > 1,5$:
- $$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

COLUMNAS - DIAGONALES

Se adopta una sección rectangular con cordones de perfil ángulo

Altura total h (direc y)	47	cm	
Altura de cálculo h* (direc y)	42,8	cm	
Base b (direc x)	20	cm	
Nº	22		Nº de ubicación del perfil en tablas anexas
Perfil ángulo	3" x 1/4"		
Ø diagonales cara y-y	8	mm	(liso)
Ø diagonales cara x-x	8	mm	(liso)
Sep en cara y-y "Sy"	47	cm	
Sep en cara x-x "Sx"	47	cm	
n	4		
n1	2		

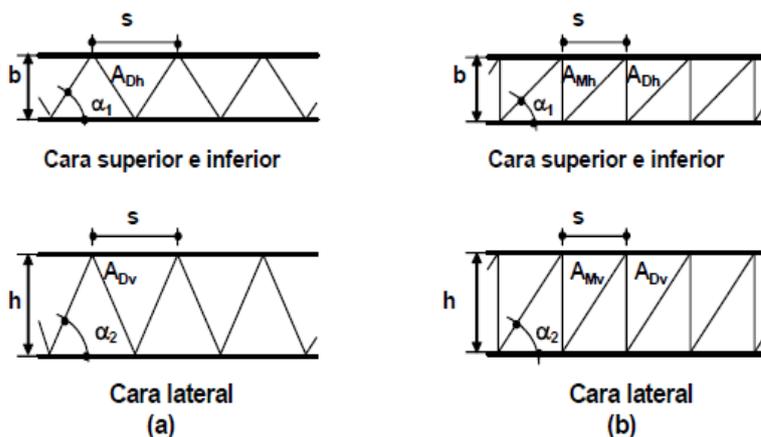


Figura 6.6.1. Celosías sección rectangular

1) Propiedades del acero

Tipo	AL 220
E	200000 MPa
G	77200 MPa
μ	0,3
Fy	220

Sección 1.3.4

2) Parámetros seccionales

Área 1 diagonal cara y-y	0,503 cm ²
Área 1 diagonal cara x-x	0,503 cm ²

3) Esfuerzos últimos en diagonales

Se considerará el aporte a la resistencia al corte del Hº

La columna está hormigonada en toda su altura

Hormigón H-21 ==> f'c 21 MPa

El área resistente a corte se tomará igual a las dimensiones externas de la columna metálica

Vc 71,794 kN CIRSOC 201-2005 -Sec. 11.3. - Ec. 11-3

φc p/ Hº 0,75 CIRSOC 201-2005 -Sec. 9.3.2.3.

φc Vc 53,845 kN

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b * h$$

3.1) Compresión última cara y-y

Vuy	61,060 kN	(en flexotracción)
long diagonal LD	48,845 cm	
seno α2	0,877 °	
Compr última Duy	34,826	kN

3.2) Compresión última cara x-x

V _{ux}	0,000 kN	
P _u	64,320 kN	(Compr. máxima)
P _{cmy}	332,964 kN	
β _x	0,010	
V _{sux}	0,626 kN	
long diagonal LD	30,859 cm	
seno α ₂	0,648 °	
Compr última D_{ux}	0,483 kN	

4) Resistencias de diseño diagonales + Hº (Según CIRSOC 308-2007)

4.1) Cara y-y

∅ diagonal	8 mm		
φ _c	0,85	pág. 33	(p/ F _y ≤ 250 MPa)
k	0,85	pág. 56 ó 59	
long diagonal LD	48,845 cm		
r	0,200 cm		
λ _c	2,192	Ec. 5.2-6	
δ	3,389	Ec. 5.2-5	
χ	0,167	Ec. 5.2-4	o de tabla 5.2.1
F _{cr}	36,820 MPa	Ec. 5.2-3	
A _{g1}	0,503 cm ²		
P _{nDy}	1,851 kN	Ec. 5.2-2	
P_{dDy}	1,573 kN	Ec. 5.2-1	
P_{dDy} + φ_c V_c	55,418 kN	≥ D _{uy} =	34,826 kN VERIFICA

4.2) Cara x-x

Aquí no se considera el aporte a la resistencia al corte del Hº

∅ diagonal	8 mm		
φ _c	0,85	pág. 33	(p/ F _y ≤ 250 MPa)
k	0,85	pág. 56 ó 59	
long diagonal LD	30,859 cm		
r	0,200 cm		
λ _c	1,385	Ec. 5.2-6	
δ	1,749	Ec. 5.2-5	
χ	0,355	Ec. 5.2-4	o de tabla 5.2.1
F _{cr}	78,100 MPa	Ec. 5.2-3	
A _{g1}	0,503 cm ²		
P _{nDx}	3,926 kN	Ec. 5.2-2	
P_{dDx}	3,337 kN	Ec. 5.2-1	≥ D _{ux} = 0,483 kN VERIFICA

$$P_d = \phi_c P_n \quad (5.2-1)$$

donde: $\phi_c = 0,85$ para $F_y \leq 250 \text{ MPa}$
 $\phi_c = 0,80$ para $250 \text{ MPa} < F_y \leq 400 \text{ MPa}$

$$P_n = F_{cr} A_g (10)^{-1}$$

$$F_{cr} = \chi F_y$$

con:
$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{\delta^2 - \lambda_c^2}} \quad \lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{k L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 \lambda_c + 0,5 \lambda_c^2$$

COLUMNAS - DETALLES

Especificaciones particulares y constructivas (CIRSOC 308-2007 Sección 5.4.3)

a) En los extremos de la columna se colocará un marco de perfil ángulo. El angular deberá cumplir:

$$\frac{n_p \cdot I_p}{h} \geq \frac{10 \cdot I_1}{s} \quad (5.4-15)$$

Perfil ángulo	3" x 1/4"	
$I_x = I_y$	50,39 cm ⁴	
n_p	2	
h	42,8 cm	
s	47 cm	
I_1	100,780 cm ⁴	
I_p mín	459,085 cm ⁴	Ec. 5.4-15

Nº 33 Nº de ubicación del perfil en tablas anexas
 Se adopta: 5" x 1/2"

$I_x = I_y$ 461,04 cm⁴ $\geq I_p$ mín = 459,085 cm⁴ VERIFICA

b) Las triangulaciones simples situadas en caras opuestas se dispondrán, preferiblemente, en correspondencia (según la Figura 5.4.4-a) y no en oposición (según la Figura 5.4.4-b) salvo que la deformación por torsión resultante en las piezas principales sea admisible.

c) Los ejes de las diagonales y los cordones se cortarán en un punto. Se admiten apartamientos del punto de cruce teórico que no excedan la mitad del ancho de las barras de sección circular que forman los cordones o la cuarta parte del ala de los perfiles ángulo o te que forman los cordones, según el caso.

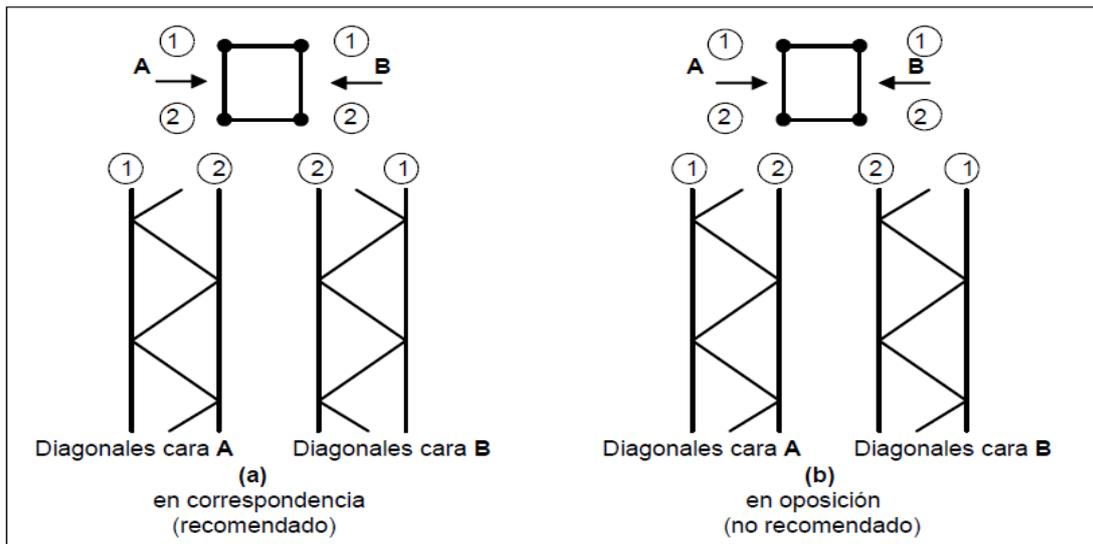


Figura 5.4.4. Triangulaciones simples.

COLUMNAS - DEFORMACIONES

Se verifica con carga de viento el desplazamiento lateral máximo de la columna tipo

1) Dimensiones de la columna

$h = H$ 6000 mm Altura columna

2) Desplazamiento lateral admisible

δ_{adm} $H/160$ (Tabla A-L.4.1. CIRSOC 301-2005)

δ_{adm} 37,50 mm

3) Desplazamiento lateral máximo

$\delta_{m\acute{a}x}$ 17,06 mm $\leq \delta_{adm} =$ 37,50 mm **VERIFICA**

Tabla A-L.4.1. Valores límites para deformaciones y desplazamientos laterales (a) (b)

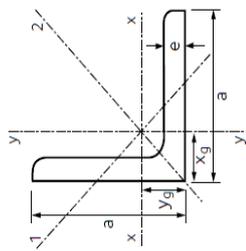
EDIFICIOS INDUSTRIALES				
	Elemento	Flecha total	Flecha por carga variable	
			Por	
Deformaciones verticales	Barras soportando cubiertas rígidas	L/200	Sobrecarga Útil	L/240
	Barras soportando cubiertas flexibles	L/150	Sobrecarga Útil	L/180
	Barras soportando pisos	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Vigas camil para grúas de capacidad ≥ 200 Kn		Rueda sin impacto	L/800 (c)
	Vigas camil para grúas de capacidad < 200 Kn		Rueda sin impacto	L/600 (c)
Desplazamiento lateral (d)	Vigas camil		Frenado transversal	L/600 (c)
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de viento	H/150	Viento	H/160
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de puente grúa.		Frenado puente Grúa	H/400 (c)
PARA OTROS EDIFICIOS				
Deformaciones verticales	Techos en general	L/200	Sobrecarga Útil	L/250
	Techos con carga frecuente de personas (no mantenimiento)	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Pisos en general	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Barras de pisos o techos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración	L/300	Sobrecarga Útil	L/350
	Pisos que soporten columnas	L/400	Sobrecarga Útil	L/500
	Donde la deformación puede afectar el aspecto	L/250		
Desplazamiento lateral (d)	Desplazamiento total del edificio referido a su altura total		Viento	$H_T/300$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones no tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/400$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/300$
OBSERVACIONES				
(a) La deformación vertical debida a acciones de servicio $f(m\acute{a}x)$ a comparar con los valores límites de la tabla será: $f(m\acute{a}x) = f - f_0$ f = deformación total calculada con la combinación de acciones más desfavorable incluyendo eventuales deformaciones por efectos de larga duración (fluencia lenta). f_0 = contraflecha adoptada.				
(b) L = distancia entre apoyos. Para ménsulas L= 2 veces la longitud del voladizo. H = altura de la columna. H_T = altura total del edificio. H_P = altura del piso.				
(c) Los valores para grúas son orientativos. Para operación de grúa sensible a deformaciones verticales o desplazamientos laterales deberán fijarse límites más rigurosos.				
(d) Para combinaciones con acciones sísmicas ver el Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005				

TABLAS DE PERFILES "L"

Perfiles de acero laminados en caliente
 Sección "L" de alas iguales
 Características según normas IRAM-IAS U 500-558
 Designación: "a x e"

Notas:

- A área bruta de la sección transversal
- g peso por unidad de longitud de perfil
- l momento de inercia
- r radio de giro
- Xg=Yg distancia entre el centro de gravedad (G) y el borde exterior



Nº	Ángulo	Dimensiones			Área A [cm ²]	Peso g [kgf/m]	Valores estáticos					
		a [cm]	e [cm]	Xg=Yg [cm]			ix=iy [cm ⁴]	l2 [cm ⁴]	l1 [cm ⁴]	rx=ly [cm]	r2 [cm]	r1=rmin [cm]
1	1/2" x 1/8"	1,27	0,32	0,42	0,71	0,56	0,17	0,24	0,06	0,489	0,581	0,291
2	5/8" x 1/8"	1,59	0,32	0,50	0,94	0,74	0,20	0,31	0,08	0,461	0,574	0,292
3	3/4" x 1/8"	1,90	0,32	0,58	1,13	0,89	0,35	0,55	0,14	0,557	0,698	0,352
4	7/8" x 1/8"	2,22	0,32	0,65	1,32	1,04	0,56	0,89	0,23	0,651	0,821	0,417
5	1" x 1/8"	2,54	0,32	0,73	1,51	1,19	0,84	1,34	0,34	0,746	0,942	0,475
6	1" x 3/16"	2,54	0,48	0,79	2,19	1,72	1,17	1,84	0,50	0,731	0,917	0,478
7	1 1/4" x 1/8"	3,17	0,32	0,89	1,97	1,55	1,83	2,93	0,72	0,964	1,220	0,605
8	1 1/4" x 3/16"	3,17	0,48	0,96	2,87	2,25	2,58	4,10	1,06	0,948	1,195	0,608
9	1 1/2" x 1/8"	3,81	0,32	1,03	2,37	1,86	3,11	5,02	1,20	1,146	1,455	0,712
10	1 1/2" x 3/16"	3,81	0,48	1,10	3,46	2,71	4,45	7,12	1,78	1,134	1,435	0,717
11	1 1/2" x 1/4"	3,81	0,64	1,17	4,49	3,53	5,63	8,93	2,33	1,120	1,410	0,720
12	1 3/4" x 1/8"	4,44	0,32	1,19	2,83	2,22	5,24	8,50	1,98	1,361	1,733	0,836
13	1 3/4" x 3/16"	4,44	0,48	1,27	4,14	3,25	7,57	12,17	2,97	1,352	1,715	0,847
14	1 3/4" x 1/4"	4,44	0,64	1,34	5,40	4,24	9,67	15,43	3,90	1,338	1,690	0,850
15	2" x 1/8"	5,08	0,32	1,34	3,21	2,52	7,76	12,58	2,95	1,555	1,980	0,959
16	2" x 3/16"	5,08	0,48	1,42	4,72	3,70	11,26	18,12	4,41	1,545	1,959	0,967
17	2" x 1/4"	5,08	0,64	1,49	6,17	4,84	14,45	23,10	5,80	1,530	1,935	0,970
18	2 1/4" x 3/16"	5,71	0,48	1,56	5,31	4,17	15,88	25,64	6,13	1,729	2,197	1,074
19	2 1/4" x 1/4"	5,71	0,64	1,63	6,96	5,46	20,49	32,87	8,10	1,716	2,173	1,079
20	2 1/2" x 3/16"	6,35	0,48	1,72	6,00	4,71	22,70	36,76	8,65	1,945	2,475	1,201
21	2 1/2" x 1/4"	6,35	0,64	1,80	7,87	6,18	29,43	47,37	11,49	1,934	2,453	1,208
22	3" x 1/4"	7,62	0,64	2,09	9,43	7,40	50,39	81,30	19,47	2,312	2,936	1,437
23	3" x 5/16"	7,62	0,79	2,15	11,49	9,02	60,74	97,59	23,89	2,299	2,914	1,442
24	3" x 3/8"	7,62	0,95	2,22	13,64	10,71	71,15	113,82	28,47	2,284	2,889	1,445
25	3 1/2" x 1/4"	8,89	0,64	2,4	11,11	8,72	82,34	133,09	31,58	2,722	3,461	1,686
26	3 1/2" x 5/16"	8,89	0,79	2,47	13,57	10,65	99,66	160,47	38,85	2,710	3,439	1,692
27	3 1/2" x 3/8"	8,89	0,95	2,53	16,14	12,67	117,20	188,04	46,37	2,695	3,413	1,695
28	4" x 1/4"	10,16	0,64	2,71	12,80	10,05	125,53	203,21	47,85	3,132	3,984	1,933
29	4" x 5/16"	10,16	0,79	2,78	15,65	12,28	152,41	245,82	59,00	3,121	3,963	1,942
30	4" x 3/8"	10,16	0,95	2,85	18,63	14,63	179,81	289,07	70,56	3,107	3,939	1,946
31	4" x 1/2"	10,16	1,27	2,98	24,45	19,19	230,95	269,07	92,84	3,073	3,317	1,949
32	5" x 3/8"	12,7	0,95	3,46	23,44	18,40	355,91	573,78	138,04	3,897	4,948	2,427
33	5" x 1/2"	12,7	1,27	3,59	30,86	24,22	461,04	739,60	182,49	3,865	4,896	2,432

Anexo 7.

Cálculo de Fundaciones

PILOTES - CAPACIDAD DE CARGA

Se calculará la capacidad de carga de los pilotes tipo según datos brindados

Los cálculos siguientes son aproximados y destinados a obtener una sección tentativa para el pilote tipo

Datos de la estructura

a	40 m	Largo en planta
b	22 m	Ancho en planta
h	6 m	Altura columna
f	2,2 m	Flecha del arco
nº esp entre pórticos	8	
l corr	5 m	Longitud correa
Øpilote (Ø1)	0,40 m	(excavado mecánicamente)

1) Esfuerzos últimos sobre el pilote

Esfuerzos en base de columna

Pucol	64,32 kN
Tu	46,89 kN
Mu	156,13 kNm
Vu	61,06 kNm

Carga de muros de cerramiento

γmamp	14 kN/m ³
espesor	0,2 m
Pumamp	84,00 kN

Esfuerzos finales

Pu	148,32 kN
Tu	46,89 kN
Mu	156,13 kNm
Vu	61,06 kN

2) Datos de suelo de fundación y pilote

qfadm	15 kN/m ²
qpuadm	400 kN/m ²
lútil	10 m
ltotal	12 m
γHº	24 kN/m ³

$$P_{fadm} = \pi \phi l_{\text{útil}} q_{fadm}$$

$$P_{puadm} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} q_{puadm}$$

$$P_{pi} = \gamma_{H^\circ} \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} l_{total}$$

3) Verificaciones del pilote

3.1) Verificación a compresión

Øpilote	0,40 m
Pfadm	188,50 kN
Ppuadm	50,27 kN
Ppi	36,19 kN
Padmcompr	202,57 kN

≥ Pu = 148,32 kN **VERIFICA**

3.2) Verificación a tracción

Øpilote	0,40 m
Pfadm	188,50 kN
Ppi	36,19 kN
Padmtrac	224,69 kN

≥ Tu = 46,89 kN **VERIFICA**

$$P_{admcompr} = P_{fadm} + P_{puadm} - P_{pi}$$

$$P_{admtrac} = P_{fadm} + P_{pi}$$

PILOTES - FLEXIÓN

Se calculará la resistencia a flexión del pilote tipo por un procedimiento simplificado propuesto
 La sección de pilote y la armadura calculadas en el punto 1) valen para la parte superior del pilote
 El resto de la sección (parte inferior) será la calculada anteriormente con la armadura longitudinal mínima
 Los cálculos siguientes son aproximados y destinados a obtener una sección tentativa para el pilote tipo

1) Parte superior del pilote

long (1/3 ltotal) 4 m

1.1) Esfuerzo último sobre el pilote

Mu 156,13 kNm

1.2) Datos y armadura propuesta

Flexión alrededor de eje horizontal

Fy	420 MPa	
F'c	17 MPa	
γ A°	77,3 kN/m ³	
γ H°	24 kN/m ³	
Øpilote (Ø2)	70 cm	(excavado a mano)
Área Pilote	3848,451 cm ²	
A° min=0,3% Área	11,545 cm ²	
A° max=8% Área	307,876 cm ²	
ØA°	16 mm	>= 12
cant	12 n° barras	>= 6
A°adop	24,127 cm ²	
recubrim	3,5 cm	>= 3,5
Øcálcc	63 cm	
Acálcc	3117,245 cm ²	
ltotal	12 m	

Verificaciones

Cumple Ømin	(CIRSOC 103 Parte I-1991 -Sec. 17.5.5.3.1. (a))
Cumple cant mín	(CIRSOC 103 Parte I-1991 -Sec. 17.5.5.3.1. (b))
Cumple ρ min	Cumple ρ max
Cumple rec min	(CIRSOC 201-2005 -Sec. 7.7.1.)

1.3) Procedimiento simplificado de verificación

Hierros mitad traccionada

n° espacios 6

Hierro n°	Seno α	Distanc di [cm]	Mto resist [kNm]
1	0,000	13,230	10,055
2	0,500	28,980	22,025
3	0,866	40,510	30,788
4	1,000	44,730	33,995
5	0,866	40,510	30,788
6	0,500	28,980	22,025
7	0,000	13,230	10,055
8	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000
11	0,000	0,000	0,000
12	0,000	0,000	0,000
13	0,000	0,000	0,000
14	0,000	0,000	0,000
15	0,000	0,000	0,000
16	0,000	0,000	0,000
17	0,000	0,000	0,000
18	0,000	0,000	0,000

$$M_{to_{resist}} = 0,9 * \sum \text{Área}_i * F_y * d_i$$

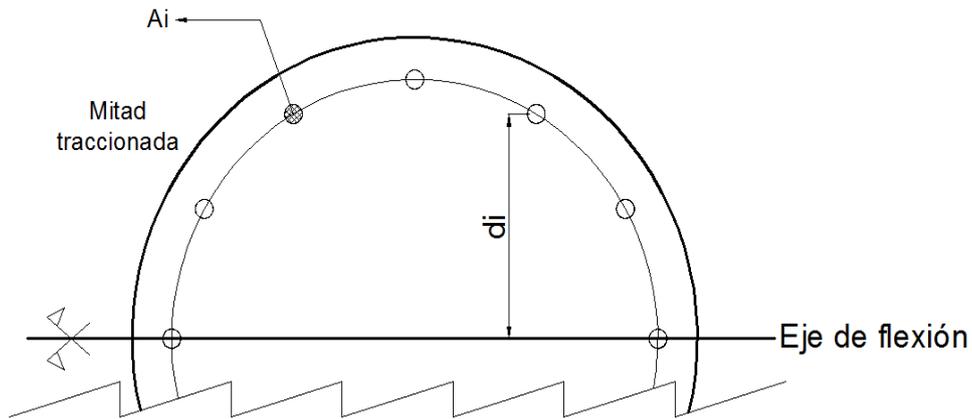
19	0,000	0,000	0,000
20	0,000	0,000	0,000

Total **159,732** kNm

$\geq Mu =$

156,130 kNm

VERIFICA



2) Parte inferior del pilote

2.1) Datos y armadura propuesta

\varnothing pilote (\varnothing_1) **40** cm (excavado mecánicamente)

Área Pilote 1256,637 cm²

A° min=0,3% Área 3,770 cm²

A° max=8% Área 100,531 cm²

Armadura mínima

$\varnothing A^\circ$ **12** mm ≥ 12

cant **6** n° barras ≥ 6

A° adop 6,786 cm²

recubrim **3,5** cm $\geq 3,5$

Verificaciones

Cumple \varnothing min (CIRSOC 103 Parte I-1991 -Sec. 17.5.5.3.1. (a))

Cumple cant mín (CIRSOC 103 Parte I-1991 -Sec. 17.5.5.3.1. (b))

Cumple ρ min **Cumple ρ max**

Cumple rec min (CIRSOC 201-2005 -Sec. 7.7.1.)

PILOTES - CORTE

Se calculará la resistencia al corte del pilote tipo como una sección común de Hº Aº

Verificación según Reglamento CIRSOC 201 - 2005

El estudio es para la mitad inferior del pilote (sección de Hº más chica)

Los cálculos siguientes son aproximados y destinados a obtener una sección tentativa para el pilote tipo

1) Esfuerzo último sobre el pilote

Vu **61,06** kN

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * A$$

2) Datos y características

Fy	420	MPa
F'c	17	MPa
γ Aº	77,3	kN/m³
Øpilote (Ø1)	400	mm
Área Pilote	125663,706	mm²
recubrim	35	mm
Øcál	330	mm
Acál	85529,86	mm²
φ corte	0,75	
diám Aº long (dAº)	12	mm
ltotal	12	m

(excavado mecánicamente)

$$V_u \leq \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\frac{A_{est}}{S} = \frac{\phi V_s}{\phi * 0,8 \phi P * f_y} = \frac{A_{est}^1 * n^o r}{S}$$

CIRSOC 201-2005 -Sec. 9.3.2.3.

3) Verificación necesidad armadura de corte

Vu	61060	N	
A*	128000	mm²	CIRSOC 201-2005 -Sec. 11.3.3.
Vc	87959,587	N	CIRSOC 201-2005 -Sec. 11.3. - Ec. 11-3
Vu < 1/2φVc	No	-	CIRSOC 201-2005 -Sec. 11.5.6.1.
1/2φVc < Vu < φVc	Si	Armadura mínima	CIRSOC 201-2005 -Sec. 11.5.6.1.
Vu > φVc	No	-	CIRSOC 201-2005 -Sec. 11.5.7.1.

$$A^* = \phi P * 0,8 \phi P$$

4) Armadura de corte mínima

4.1) En zonas críticas

			Verificaciones
Φ zuncho	8	mm	≥ 8 Cumple Φmin (CIRSOC 103 Parte I-1991-Sec.17.5.5.3.1.(d))
S	10	cm	≤ 10 Cumple Smin (CIRSOC 103 Parte I-1991-Sec.17.5.5.3.1.(d))
long densificac	40	cm	≥ Øpilote ó 70cm Cumple lmin (CIRSOC 103 Parte I-1991-Sec.17.5.5.3.1.(d))

4.2) En zona normal

			Verificaciones
Φ zuncho	8	mm	≥ 8 Cumple Φmin (CIRSOC 103 Parte I-1991 -Sec. 17.5.5.3.1.(c))
S	14	cm	≤ 12dAº ó 25cm Cumple Smin (CIRSOC 103 Parte I-1991 -Sec. 17.5.5.3.1.(c))
ps	4,352	%	Cumple psmin (CIRSOC 201-2005 -Sec. 10.9.3.)
psmin	0,855	%	

$$\rho_s = \frac{\pi * \phi c * A_{1z}}{S} / \frac{\pi * \phi c^2}{4} = \frac{4 * A_{1z}}{S * \phi c}$$

$$\rho_{s \min} = 0,45 * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f'c}{f_y}$$

5) Cálculo cantidad de Aº x unidad de volumen de pilote

Aº long	0,629	kN
Zuncho	0,345	kN
Vol Hº	1,508	m³
ρ Aº/Hº	0,646	kN/m³

$$A^o_{long} = \gamma_{A^o} * \text{área}_{A^o_{long}} * l_{total}$$

$$Zuncho = \gamma_{A^o} * \pi \phi_{cál} * \frac{\pi \phi_{cál}^2}{4} * \frac{l_{total}}{S}$$

$$Vol_{H^o} = \text{área}_{pilote} * l_{total}$$

$$\rho_{A^o/H^o} = \frac{A^o_{long} + Zuncho}{Vol_{H^o}}$$