PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

"ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS DE PÓRTICOS PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES, APLICADO AL PROYECTO DE MARGLOBAL UBICADO EN LA PARROQUIA CALDERÓN, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA"

Jaime Felipe Luna Ribadeneira

César Andrés Muñoz Navas

DIRECTOR: **Ing. Marcelo Guerra**

QUITO, 2013

DEDICATORIA

Principalmente a mi familia, por haberme guiado, apoyado y formado con valores únicos durante cada etapa de mi vida, y sobre todo por enseñarme a luchar por mis sueños.

Y a cada persona que de una u otra manera influyó en que pueda alcanzar esta meta tan importante en mi vida.

JAIME FELIPE LUNA RIBADENEIRA

DEDICATORIA

A mi madre, que me trasmitió todos sus principios y valores, principalmente el de la responsabilidad, para hacer de mí un hombre de bien.

A mi padre, que me transfirió todo su conocimiento y sobre todo me enseño a nunca darme por vencido y jamás bajar los brazos ante nada ni nadie.

CÉSAR ANDRÉS MUÑOZ NAVAS

AGRADECIMIENTOS

A nuestras familias, por su incondicional apoyo.
A nuestro director, por su excelente guía y ayuda.
A nuestros correctores, por su tiempo y colaboración.
A la PUCE y a la facultad de Ingeniería, por habernos impartido los conocimientos necesarios para alcanzar esta meta.

CARTA DEL DIRECTOR

Quito D.M., 22 de Abril de 2013

Doctor
Roberto Díaz Guevara
Secretario de la Facultad de Ingeniería

Ciudad.-

De mis consideraciones:

Mediante la presente notifico que el señor **Jaime Felipe Luna Ribadeneira**, portador de la cédula de identidad número **171483390-0**, ha concluido la disertación de grado titulada: **"ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS DE PÓRTICOS PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES, APLICADO AL PROYECTO DE MARGLOBAL UBICADO EN LA PARROQUIA CALDERÓN, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA"**. Dicha disertación cumple con los parámetros establecidos por la facultad.

Sírvase hacer uso de la presente para los fines consiguientes.

Atentamente,

Ing. Marcelo Guerra
DIRECTOR

CARTA DEL DIRECTOR

Quito D.M., 22 de Abril de 2013

Doctor
Roberto Díaz Guevara
Secretario de la Facultad de Ingeniería

Ciudad.-

De mis consideraciones:

Mediante la presente notifico que el señor **César Andrés Muñoz Navas**, portador de la cédula de identidad número **172055268-4**, ha concluido la disertación de grado titulada: **"ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS DE PÓRTICOS PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES, APLICADO AL PROYECTO DE MARGLOBAL UBICADO EN LA PARROQUIA CALDERÓN, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA".** Dicha disertación cumple con los parámetros establecidos por la facultad.

Sírvase hacer uso de la presente para los fines consiguientes.

Atentamente,

Ing. Marcelo Guerra
DIRECTOR

TABLA DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....II

AGRADECIMIENTOS..... IV

CARTA DEL DIRECTOR.....V

TABLA DE CONTENIDOS.....VII

RESUMEN.....X

CAPITULO 1: GENERALIDADES.....1

1.1. Introducción.....1

1.2. Objetivos.....2

1.2.1. Objetivo General.....2

1.2.2. Objetivos Específicos.....2

1.3. Aspectos Generales del Proyecto.....3

1.3.1. Requisitos Constructivos y de Diseño.....3

1.3.2. Implantación.....3

1.3.3. Estudio de Suelos.....5

CAPITULO 2: FUNDAMENTO TEÓRICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES EN ACERO.....6

2.1. Introducción al Diseño.....6

2.1.1. Criterio General.....6

2.1.2. Diseño por el Método LRFD.....6

2.2. Diseño de Elementos.....8

2.2.1. Miembros en Tensión.....9

2.2.2. Miembros en Compresión.....10

2.2.3. Miembros en Flexión.....11

2.2.4. Miembros en Flexo-Compresión.....12

2.2.5. Conexiones.....13

2.2.6. Cimentación.....13

2.2.7. Cubierta para Estructuras Industriales.....15

2.3. Tipos de Pórticos para Estructuras Industriales.....16

2.3.1. Pórticos con Sección de Alma Llena.....16

2.3.2. Pórticos en Celosía.....24

2.3.3. Pórticos Conformados con Vigas Caladas.....30

CAPITULO 3: CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.....37
3.1. Cargas.....37
3.1.1. Carga Muerta.....37
3.1.2. Carga Viva.....40
3.1.3. Cargas Especiales.....42
3.1.3.1. Carga de Viento.....42
3.1.3.2. Carga Sísmica.....60
3.2. Factores y Combinaciones de Carga.....67
CAPITULO 4: ESTUDIO SOBRE LA INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DE LUZ DE PÓRTICO EN LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES PROPUESTOS.....69
4.1. Pórticos Con Sección de Alma Llena.....69
4.1.1. Luz 30 metros.....70
4.1.2. Luz 35 metros.....74
4.1.3. Luz 40 metros.....79
4.1.4. Luz 45 metros.....83
4.2. Pórticos en Celosía.....88
4.2.1. Luz 30 metros.....88
4.2.2. Luz 35 metros.....93
4.2.3. Luz 40 metros.....99
4.2.4. Luz 45 metros.....104
4.3. Pórticos Conformados con Vigas Caladas.....109
4.3.1. Luz 30 metros.....110
4.3.2. Luz 35 metros.....114
4.3.3. Luz 40 metros.....118
4.3.4. Luz 45 metros.....122
4.4. Análisis Comparativo.....126
CAPITULO 5: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE PÓRTICOS CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.....128
5.1. Pórticos con Sección de Alma Llena.....128
5.1.1. Análisis Estructural.....128
5.1.2. Diseño de los Elementos.....133
5.1.3. Diseño de la Cimentación.....144
5.1.4. Análisis Económico.....146
5.2. Pórticos En Celosía.....150
5.2.1. Análisis Estructural.....150
5.2.2. Diseño de los Elementos.....156

5.2.3. Diseño de la Cimentación.....173
5.2.4. Análisis Económico.....175
5.3. Pórticos Conformados con Vigas Caladas.....179
5.3.1. Análisis Estructural.....179
5.3.2. Diseño de los Elementos.....184
5.3.3. Diseño de la Cimentación.....196
5.3.4. Análisis Económico.....198
5.4. Análisis Comparativo.....202
CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....203
6.1. Conclusiones.....203
6.2. Recomendaciones.....207
BIBLIOGRAFIA.....209
ANEXOS.....210

RESUMEN

El objetivo de la presente disertación, es presentar la solución óptima de diseño para el proyecto de la nave industrial a construirse por la empresa Marglobal, ubicado en la parroquia Calderón, cantón Quito, provincia de Pichincha, realizando un análisis comparativo entre tres tipos de estructuración de pórticos para naves industriales: pórticos con sección de alma llena, pórticos en celosía, y pórticos conformados con vigas caladas.

Este análisis se realizó mediante la evaluación estructural y económica de cada alternativa. Para el análisis estructural se empleó el programa computacional SAP2000, cuyos resultados fueron utilizados para el diseño de la estructura mediante programas propios (hojas electrónicas de cálculo), basados en los códigos y especificaciones vigentes en nuestro país para cada método de diseño.
El análisis económico se efectuó mediante un desglose de costos a través de un Análisis de Precios Unitarios de las partes más representativas de la estructura, para que junto a los resultados del diseño obtener el costo final de cada alternativa.

Adicionalmente se desarrolló un breve análisis tanto estructural como económico, de modelos estructurales variando la luz de pórtico entre: 30, 35, 40 y 45 metros para cada sistema estructural propuesto. Logrando así desarrollar parámetros de comparación que permitieron determinar cómo afectan estas variaciones al comportamiento estructural y económico, estableciendo así el criterio necesario para la elección del diseño definitivo.

Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones que surgieron al comparar y analizar los resultados obtenidos de cada escenario.

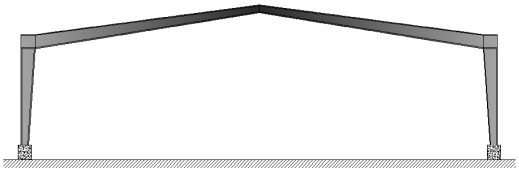
CAPITULO I

GENERALIDADES

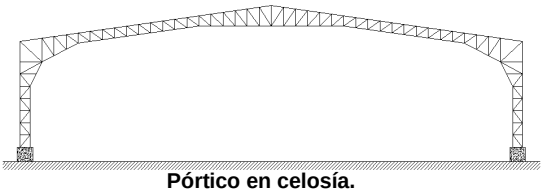
1.1 INTRODUCCIÓN.

Desde el inicio de la era industrial el hombre se vio con la necesidad de buscar amplios espacios para almacenar y elaborar maquinaria y productos para diferentes usos. Por lo que se encontraron diversas maneras de construir diferentes tipos de estructuras industriales, en las cuales se requiere principalmente lugares con grandes dimensiones libres, versátiles y económicos. Dentro de este tipo de estructuras se encuentran las naves o galpones industriales, cuyos requerimientos y tipos de construcción varían en función de las innumerables actividades económicas que se pueden desarrollar en su interior, por lo cual se ha investigado diferentes tipos de materiales, secciones y sistemas estructurales, conduciendo al desarrollo de un gran número de soluciones constructivas para su correcto diseño y construcción. Por lo tanto, el propósito del diseñador es realizar una evaluación de varias alternativas posibles para lograr una estructura económica y segura que satisfaga los requisitos funcionales y estéticos del proyecto, brindando al usuario los mayores beneficios dentro de sus posibilidades económicas. *(Bresler, 1970)*

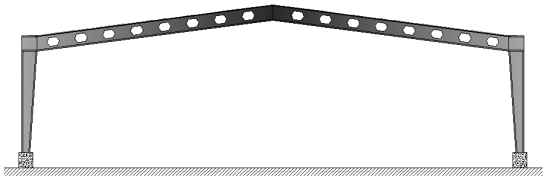
Tomando en cuenta los conceptos de seguridad y economía aplicados al diseño estructural, la presente disertación de grado presentará el diseño óptimo del galpón industrial para el proyecto de MARGLOBAL, a través de la realización de un análisis comparativo, en base a modelos estructurales, de su comportamiento, resistencia, seguridad y costos de construcción empleando diferentes alternativas de pórticos para estructuras industriales. La importancia de este estudio radica en presentar la solución más eficiente entre tres propuestas de diseño; pórticos con sección de alma llena, pórticos en celosía y pórticos conformados con vigas caladas, para el diseño definitivo de un galpón industrial con los requerimientos del proyecto presentados más adelante.



Pórtico con sección de alma llena.



Pórtico en celosía.



Pórtico conformado con vigas caladas.

Este análisis se realizará para un proyecto específico, pero al elaborar escenarios con diferentes propuestas de diseño y modelos estructurales tipo, se pretende pueda ser usado como marco de referencia y guía para otros proyectos similares en el país.

1.2 OBJETIVOS.

1.2.1 Objetivo General.

La presente disertación tiene como objeto determinar la solución óptima entre pórticos con secciones de alma llena, pórticos en celosía y pórticos conformados con vigas caladas, para el diseño definitivo de la nave industrial del proyecto de la empresa Marglobal ubicado en el sector de Calderón.

1.2.2 Objetivos Específicos.

- Analizar estructuralmente pórticos con secciones de alma llena, pórticos en celosía y pórticos conformados con vigas caladas aplicados a estructuras industriales.
- Diseñar los elementos estructurales de los pórticos para cada una de las alternativas presentadas utilizando los códigos vigentes.
- Estudiar el comportamiento de cada alternativa cuando varía la luz del pórtico.
- Efectuar el análisis económico para cada una de las propuestas de diseño, basado en la realidad económica actual del país.
- Realizar un análisis comparativo con los resultados obtenidos para la elección del diseño óptimo.

1.3 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO.

La planta de almacenamiento de la empresa Marglobal se ubica en el kilómetro catorce y medio de la vía Panamericana norte, en el sector de Calderón, cantón Quito, provincia de Pichincha, donde se desarrolla un complejo de naves industriales y oficinas de logística destinados al almacenamiento de diferentes tipos de productos no inflamables, entre ellos: domésticos, industriales y agrícolas, así como también maquinaria liviana.
La empresa Marglobal con fines de brindar un mejor servicio, planea ampliar sus instalaciones a través de la construcción de nuevas naves industriales, para lo cual se deben cumplir ciertos requisitos determinados por la empresa y que se detallan a continuación.

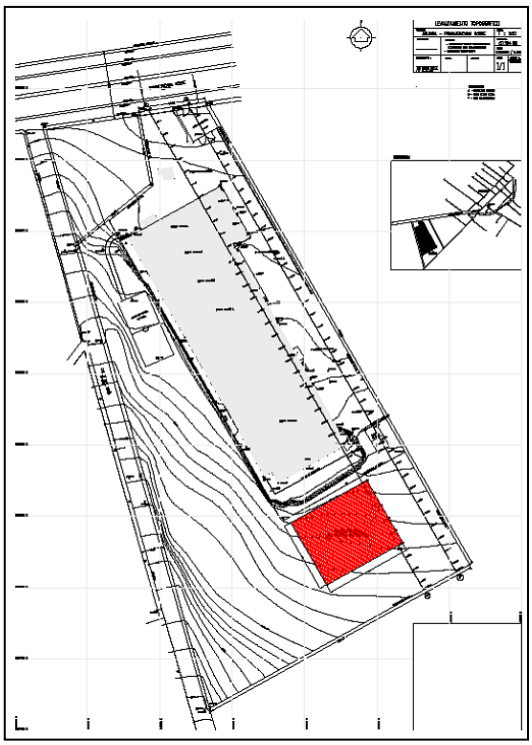
1.3.1 Requisitos Constructivos y De Diseño.

El proyecto a construirse es un galpón industrial a dos aguas, sin columnas intermedias para aprovechar al máximo el espacio disponible dentro de dicha estructura. Se deberá contar con un área de construcción de 60 metros de largo por 50 metros de ancho, dando un total de 3000 metros cuadrados; los pórticos estarán separados 6 metros entre ejes, mientras que entre las columnas de los pórticos existirá una separación de 50 metros. La altura de pórtico en alero (altura libre para las estanterías) es de 11.50 metros y para la altura de pórtico en cumbrero se utilizará una pendiente del 15%, la cual será considerada para el diseño de la cubierta. Sobre las vigas del pórtico se apoyarán correas que serán los elementos finales para recibir el steel panel de la cubierta. La cimentación se diseñará en hormigón armado de acuerdo a los resultados obtenidos del estudio de suelos y del análisis estructural.

La nave debe seguir el modelo de los galpones existentes en el complejo, tanto en detalles constructivos como en acabados arquitectónicos. Las paredes serán de bloque hasta una altura de tres metros, a partir de la cual se utilizará steel panel para proteger totalmente el interior de la nave de la intemperie.

1.3.2 Implantación.

La nave proyectada se situará al sur este del complejo de galpones existentes, tomando como referencia la línea de fabrica de los mismos. Los niveles estarán en concordancia con los parámetros establecidos, basándose principalmente en el nivel de la vía de acceso de los camiones hacia los muelles de descarga.



En la figura se muestra el levantamiento topográfico del complejo de naves industriales de la empresa Marglobal ubicada en el kilómetro catorce y medio de la vía Panamericana norte, sector de Calderón, donde se planea implantar la nueva nave respecto a la ubicación de los galpones existentes y las vías de acceso.



Figura. Implantación galpón proyectado.

1.3.3 Estudio De Suelos.

El objeto del estudio de suelos es determinar las características físico-mecánicas que presenta el subsuelo aplicado a la construcción del galpón para bodegas de Marglogal, en una planta y un área aproximada de tres mil metros cuadrados ubicada en la parroquia de Calderón.

El estudio está limitado a la determinación de los parámetros de mecánica de suelos necesarios para el diseño de la estructura, estableciendo en forma general lo siguiente:

- Estratigrafía del subsuelo.
- Capacidad portante del suelo, expresada como el máximo esfuerzo de trabajo admisible.
- Recomendaciones para las fases de diseño y construcción.

Con los resultados del estudio de suelos se establecen las siguientes conclusiones y recomendaciones:

El terreno donde se planea construir el galpón para bodegas presenta una estratigrafía conformada por arenas y limos arenosos, donde la capacidad de carga admisible del suelo varía entre 14 t/m² y 25 t/m² dependiendo de la profundidad con respecto a la boca del pozo. Debido a la gran luz de la estructura, es de esperarse grandes esfuerzos a ser transmitidos de la estructura a la cimentación, para lo cual se recomienda una cimentación directa con una profundidad de fundación no menor a dos metros, donde la capacidad admisible del suelo basada en la topografía del terreno y la estratigrafía del suelo es de 20 t/m².

CAPITULO II

FUNDAMENTO TEÓRICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES EN ACERO.

2.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO.

2.1.1 Criterio General.

La prioridad del diseño estructural es lograr edificaciones económicas y seguras, por lo que el diseñador deberá tener un completo conocimiento de las propiedades de los materiales, su comportamiento, y de la mecánica y análisis estructural de las diferentes alternativas de estructuración existentes.

Para producir un diseño eficiente y económico se debe seleccionar y evaluar el sistema estructural global, pero es indispensable la comprensión total del diseño de cada uno de sus componentes. Esta economía depende en gran parte del uso eficiente de los materiales (generalmente peso mínimo), sin embargo el diseñador debe tener muy clara la relación que existe entre el diseño y los trabajos de campo (constructibilidad), ya que de esta manera también pueden lograrse ahorros significativos si así resulta un proyecto más simple y más fácil de construir. *(Segui, 2007)*

Adicionalmente el proyectista estructural debe trabajar sobre las limitaciones impuestas por el diseño arquitectónico y los requerimientos del cliente, los cuales hacen que las estructuras industriales reciban un tratamiento especial en el diseño en acero.

2.1.2 Diseño por el Método LRFD

En el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) considera la resistencia o condición de falla, donde las cargas aplicadas (de servicio) son factorizadas y la resistencia teórica del material es reducida. El criterio que debe satisfacerse es que la carga factorizada deberá ser menor o igual a la resistencia reducida.

Este enfoque se basa en dos conceptos fundamentales de estados límite; estados límite de resistencia y estados límite de servicio. Los estados límite de resistencia se centran en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluye las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc. Mientras que los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio

y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y la ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos. *(McCormac, 2002)*
El método LRFD considera requisitos muy específicos en los estados límites de resistencia ya que como en toda especificación estructural lo más importante es la seguridad ocupacional, mientras que le da mayor libertad al diseñador en el área de servicio (funcionalidad y estética).

Procedimiento de diseño.
Un buen diseño requiere seguir un orden práctico y lógico de evaluación y análisis:

- *Selección del tipo de estructura.*

Las bases para la selección del tipo de estructura son funcionalidad, economía, disponibilidad del material y estética. Se requiere la evaluación estructural y económica de varias alternativas globales posibles, así como diferentes arreglos de los miembros y sus conexiones para cada propuesta. Además es necesario, para tomar una buena elección, conocer la naturaleza, magnitud, distribución y frecuencia de las fuerzas que transmitirá la estructura, así como el comportamiento estructural de la misma frente a los diversos tipos de solicitación.

- *Determinación de las cargas de servicio.*

En esta fase de diseño las cargas no son conocidas con exactitud, sin embargo si se tiene una idea general del tipo de estructura, puede hacerse una estimación de las cargas aplicadas, las cuales van a regir en la distribución y composición de los elementos. Muchas de estas cargas pueden ser determinadas con bastante aproximación por medio de tablas y fórmulas que se han establecido con este propósito para estructuras convencionales.

- *Determinación de los momentos y fuerzas de los componentes.*

La determinación de los momentos y fuerzas en los miembros de las estructuras depende si estas son estáticamente determinadas o indeterminadas. Para el caso de las estructuras estáticamente determinadas, bastan simplemente las condiciones de equilibro para calcularlos. Mientras que para las estructuras estáticamente indeterminadas, es necesario hacer algunas estimaciones e iteraciones de las dimensiones de los miembros para poder determinar los esfuerzos. Para pórticos estáticamente indeterminados se estiman las localizaciones de los puntos de inflexión y para armaduras estáticamente

indeterminadas puede suponerse como se distribuyen las cargas en los miembros. *(Bresler, 1970)*

- *Dimensionamiento de miembros y conexiones.*

El primer paso para dimensionar los elementos de una estructura es obtener las fuerzas internas de cada elemento y el material a emplear. Se debe tomar en cuenta principalmente que la rigidez y la resistencia sean las adecuadas, sin dejar de lado criterios de economía, facilidad de fabricación (disponibilidad), manejo, conexión y mantenimiento. Para elegir el tipo de conexión adicionalmente es necesario tomar en cuenta la disponibilidad de mano de obra calificada.

- *Funcionamiento bajo condiciones de servicio.*

Es necesario analizar los elementos con las dimensiones seleccionadas para verificar que satisfagan los requisitos de servicio tales como; deformaciones máximas admisibles, vibración, esfuerzos admisibles y cualquier condición que pueda afectar al funcionamiento de la estructura. Estos requisitos de servicio son establecidos en códigos, reglamentos y especificaciones vigentes para el diseño y construcción.

- *Revisión final.*

Una vez modelada la estructura y al ser conocidas las propiedades de los elementos se procede a comparar y verificar si las suposiciones iniciales (peso, cargas, propiedades, etc.) tienen relación con los resultados reales obtenidos del diseño.
Si el peso de la estructura no representa un valor significativo dentro de la carga total, se puede admitir un margen de error en la estimación inicial respecto a los resultados reales. Sin embargo en el caso de estructuras industriales, donde existen claros grandes, el peso de la estructura representa una parte importante de la carga total, y un error pequeño cometido en la estimación del peso puede tener una influencia apreciable en las cargas totales. *(Bresler, 1970)*

2.2 DISEÑO DE ELEMENTOS.

El diseño de los elementos se lleva a cabo mediante la selección de las secciones transversales de los miembros individuales que resista con seguridad y economía las cargas aplicadas.

Los parámetros a continuación descritos serán enfocados básicamente para el diseño de estructuras industriales.

2.2.1 Miembros en Tensión.

Los miembros en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tracción, que se utilizan en varios tipos de estructuras como miembros de armaduras, arriostramientos, entre otras.

El esfuerzo de un miembro axialmente a tensión está dado por la relación que existe entre la magnitud de la carga aplicada y el área de la sección transversal normal a la carga. Para el diseño de miembros sujetos a este tipo de solicitación, se debe seleccionar un miembro con área transversal (total y neta) suficiente para que la carga factorizada no exceda la resistencia de diseño (resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia).

Un miembro en tensión puede fallar al alcanzarse uno de dos estados límite: deformación excesiva o fractura. Para prevenir deformaciones excesivas, producidas por fluencia, la carga sobre la sección total debe ser lo suficientemente pequeña para que el esfuerzo sobre la sección total sea menor que el esfuerzo de fluencia (Fy). Y para prevenir la fractura, el esfuerzo sobre la sección neta debe ser menor que la resistencia por tensión (Fu). *(Segui, 2007)*

Según la especificación AISC 360-10, para el diseño de un miembro a tracción se deben cumplir, entre otros, los siguientes requerimientos:

- La resistencia de diseño en tracción deberá ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de fluencia en tracción en la sección bruta y fractura en tracción en la sección neta.
- Se debe considerar si el elemento tiene una sección transversal variable a lo largo de su longitud, la presencia de agujeros en el miembro, o cualquier otro factor que pueda afectar en la determinación del área neta, para el cálculo de los esfuerzos que hay en el miembro.
- Aunque la esbeltez no tiene importancia estructural para un miembro en tensión, la especificación se sugiere una relación de esbeltez máxima de 300. La relación de esbeltez es dada por la relación L/r, donde L es la longitud del miembro y r el radio de giro mínimo del área de la sección transversal.

2.2.2 Miembros en Compresión.

Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales (a lo largo de su eje longitudinal) de compresión. Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de armaduras, miembros de arriostramiento, los patines a compresión de vigas laminadas y armadas, y miembros sujetos simultáneamente a flexión y a compresión.

El esfuerzo del miembro se puede calcular mediante la relación que existe entre la carga axial de compresión y su sección transversal; y su resistencia de compresión nominal, es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

Existen tres formas según las cuales los elementos cargados axialmente a compresión pueden fallar:

- Pandeo flexional: Es el principal tipo de falla analizada en todos los casos. Se da cuando los miembros se vuelven inestables y se ven sometidos a flexión.
- Pandeo local: Ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir. Se mide por la relación ancho a grueso de las partes de la sección transversal de un elemento para medir su susceptibilidad al pandeo local.
- El pandeo torsional: Puede ocurrir en elementos a compresión que tiene ciertas configuraciones especiales en su sección transversal, estos elementos fallan por torsión o por una combinación de pandeo torsional y flexionante. *(McCormac, 2002)*

Esta tendencia del elemento a pandearse se determina mediante la relación de esbeltez, entre más largo sea el elemento para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. Para miembros sumamente robustos, la falla puede ocurrir por fluencia compresiva en lugar de por pandeo.

2.2.3 Miembros en Flexión.

Son elementos estructurales que resisten cargas transversales a su eje longitudinal y eventualmente pares aplicados en sus extremos. Los miembros en flexión más comúnmente conocidos son las vigas, donde pese a existir algo de carga axial, este efecto es despreciable, considerando únicamente la flexión en el elemento.

Para determinar la resistencia nominal del elemento por flexión se debe analizar el comportamiento de la viga en todo el intervalo de la carga, desde muy pequeñas cargas hasta el punto de colapso. Hallando así esfuerzos máximos de compresión (fibra superior) y de tracción (fibra inferior). Los esfuerzos máximos dentro de la viga son la relación entre el momento flexionante y el módulo de sección de la sección transversal de la misma. Si el eje neutro es un eje de simetría esos dos esfuerzos serán de igual magnitud.
Para el diseño con acero estructural, estos esfuerzos máximos no deben ser mayores que el esfuerzo de fluencia (Fy) y el momento flexionante no debe ser mayor que el esfuerzo de fluencia por el módulo de sección.

Cuando los esfuerzos máximos generan la fluencia en cada fibra de la sección transversal se generan articulaciones plásticas. El momento requerido para formar una articulación plástica se denomina momento plástico. Si se diseña para que la viga permanezca estable hasta la condición plástica total, la resistencia nominal por momento puede tomarse como la capacidad por momento plástico.

Para que la viga pueda soportar un momento suficientemente grande para alcanzar la condición plástica total se debe garantizar que exista estabilidad en el sentido total (o de conjunto) así como también local (integridad de la sección transversal). *(Segui, 2007)*

Además de ser segura, la estructura debe tener buenas propiedades de servicio, evitando cualquier incomodidad o percepción de inseguridad de los usuarios. Para vigas esto usualmente significa deformaciones (deflexión vertical), lo cual al ser un estado límite de servicio debe calcularse con cargas de servicio. El valor apropiado para la deflexión máxima depende de la función de la viga y de la probabilidad del daño resultante de la deflexión.

Las vigas deben diseñarse de modo que no se exceda ningún estado límite de resistencia que sea aplicable cuando hayan de ser solicitadas por las combinaciones de las cargas

mayoradas, así como no debe excederse ningún estado limite de servicio cuando sean solicitadas por cargas de trabajo. En lo que se refiere a resistencia, generalmente la flexión es más crítica que el cortante, por tanto se procede a diseñar por flexión y se prosigue a revisar la resistencia por corte y las deflexiones.

Una viga de acero estructural puede fallar si se alcanza alguno de los siguientes fenómenos, los cuales podrán presentarse individualmente o combinados:

- Si se llega al momento plástico con la eventual formación de mecanismos de falla con articulaciones plásticas.
- Por cortante.
- Por inestabilidad caracterizada por pandeo lateral, flexo-torsional, o local (del patín y/o del alma)
- Por fatiga.
- Por fractura en forma frágil. *(Valencia Clement, 2004)*

Dependiendo de los valores ancho-espesor, el código AISC 360-10 clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas. Determinando una diferente metodología de diseño para cada condición de la sección transversal.

2.2.4 Miembros en Flexo-Compresión.

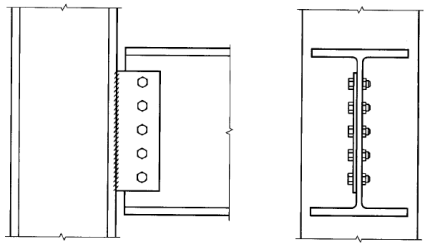
En las estructuras de acero, las columnas son los principales ejemplos de elementos que deben soportar momentos flexionantes, además de sus cargas usuales de compresión.
Los momentos flexionantes en los miembros sujetos a compresión son peligrosos debido a que la compresión incrementa las deflexiones laterales que estos producen. A su vez el incremento de deflexión se traduce en un incremento de momento, con el resultado de mayores deflexiones laterales, etc. Por tanto se debe diseñar miembros suficientemente rígidos como para impedir que sean excesivas las deflexiones.

Existen dos métodos de análisis estructural para elementos sometidos a este tipo de solicitación. De primer orden, que son procedimientos ordinarios que no toman en cuenta la geometría desplazada, y de segundo orden que son procedimientos numéricos iterativos que pueden emplearse para encontrar deflexiones y momentos secundarios. *(Segui, 2007)*

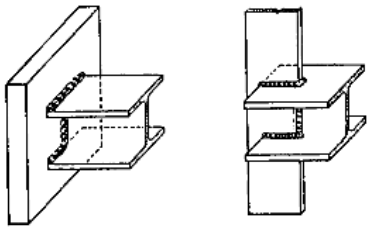
2.2.5 Conexiones.

Las conexiones de los miembros estructurales de acero son de suma importancia. Una conexión pobremente diseñada o detallada puede ser la causa de una falla estructural. Por tanto existe total responsabilidad por parte de la persona que diseña el resto de la estructura, diseñar adecuadamente las conexiones de la misma.

Las estructuras modernas de acero se conectan por soldadura o se atornillan (con tornillos de alta resistencia o tornillos comunes), o por una combinación de ambos tipos de sujetadores.



Conexiones atornilladas.



Conexiones soldadas.

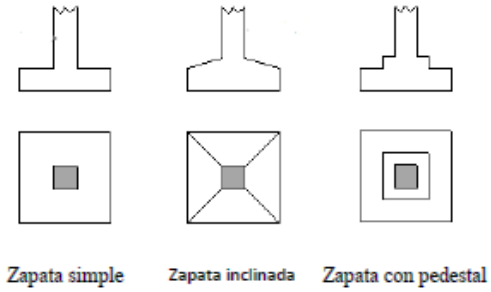
La soldadura tiene varias ventajas sobre el atornillado. Una conexión soldada es más simple en concepto y requiere pocos agujeros (algunas veces se requieren tornillos de montaje para mantener los miembros en posición para la operación de soldado). Sin embargo por el lado negativo de la soldadura, se requieren trabajadores calificados para soldar y la inspección puede ser difícil y cara.

Si se trata de conexiones simples, se determina la capacidad de carga de la conexión multiplicando la capacidad de cada sujetador o longitud unitaria de soldadura por el número total de sujetadores o por la longitud total de la soldadura. La resistencia de un sujetador depende de si está sometido a cortante, flexión o ambos, mientras que las soldaduras deberán diseñarse principalmente por cortante. *(Segui, 2007)*

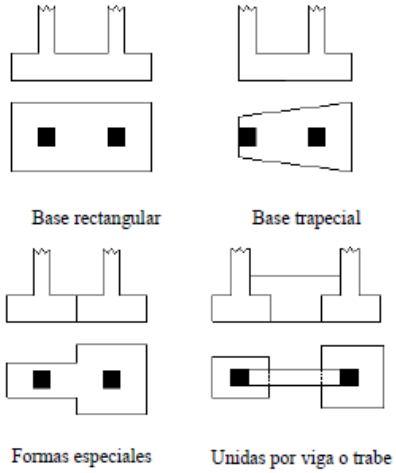
2.2.6 Cimentación.

La cimentación es la parte de la estructura, generalmente conocida como subestructura, encargada de transmitir y distribuir las cargas de la superestructura al suelo, sin que se sobrepase su capacidad portante máxima admisible ni que los asentamientos sean excesivos.

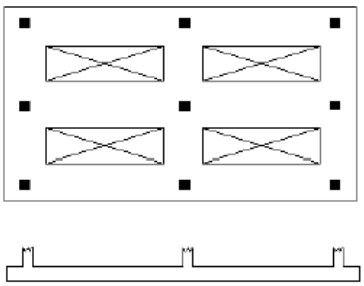
Para el diseño de la cimentación intervienen tanto las características de la edificación como del suelo, y de estos depende el encontrar la mejor solución técnica y económica que se adapte a los requerimientos del proyecto.



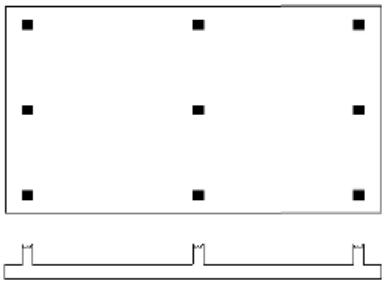
Zapatas aisladas.



Zapatas Combinadas.



Malla de Cimentación.



Losa de Cimentación

El diseño de las cimentaciones como elementos de hormigón armado está basado en los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-08 del American Concrete Institute.

La principal suposición practica para el diseño de cimentaciones es considerar que estas son lo suficientemente rígidas (lo cual se consigue al diseñar la altura de la zapata de manera que la resistencia al cortante este dada solamente por el hormigón) como para asumir que la distribución de presiones en el suelo varía linealmente, remplazando las áreas reales complejas de esfuerzos, por figuras geométricas sencillas con efectos equivalentes.

Para el diseño a corte de plintos de hormigón armado, lo que se busca es que el cortante sea resistido enteramente por el hormigón, es por esta razón que la resistencia a corte es la que generalmente determina el peralte de la cimentación. Existen dos tipos de

solicitaciones a corte que son necesarias analizar: el corte unidireccional o tipo viga y el corte bidireccional o de punzonamiento.

En el caso del diseño a flexión, el momento crítico para el diseño se encuentra en la cara de la columna cuando esta es de hormigón armado, y si se trata de una columna metálica unida mediante una placa base de acero, el momento crítico se encuentra en el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa de acero. El diseño del acero de refuerzo se lo hace para el momento flector último, se coloca en dos capas perpendiculares entre sí (refuerzo longitudinal y refuerzo transversal), repartiendo uniformemente las varillas. Esto se lo realiza mediante la aplicación de las formulas de acero de refuerzo para vigas simplemente armadas de sección rectangular.

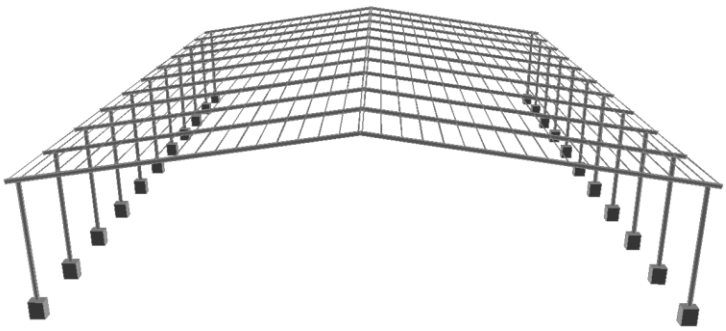
2.2.7 Cubierta para Estructuras Industriales.

La cubierta es la parte de la nave que constituye el cierre superior o techado de la misma, la estructuración más utilizada es mediante placas ligeras que se apoyan y transmiten el peso de la cubierta directamente sobre las correas, las cuales a su vez se apoyan en las cerchas o en las vigas del pórtico. Esta disposición se emplea con techos ligeros como aluminio, chapas onduladas galvanizadas, fibrocemento ondulado, etc. Donde la separación de las correas está en función de la resistencia de dicho material. *(Argüelles Alvarez, 1975)*

La organización estructural de la cubierta es función del material que la forma. Con materiales ligeros se puede alcanzar un gran ahorro en la estructura, ya que con menos peso, las cerchas o vigas pueden cubrir vanos más grandes. Existen diversos tipos de materiales de cubierta, las principales características que estos deben cumplir son: impermeabilidad, larga duración, aislamiento térmico, y peso reducido, en lo posible. En la elección del material intervienen razones arquitectónicas, económicas y funcionales. Cuando se trata de cerchas, es conveniente que coincidan estos apoyos con los nudos de la armadura para evitar flexión en los miembros.

Para la conformación de la cubierta de la nave industrial proyectada se utilizaran planchas de acero galvanizado. Las cuales pueden ser de sección transversal trapezoidal, acanalada, ondulada, etc. Van apoyadas directamente sobre las correas, cuya separación está en función de las planchas y de la altura de las ondulaciones, pueden estar entre 1.5 m a 3 m. Se usa como material de cubierta, pero también en

cerramientos verticales de las naves. El peso a considerar en los cálculos (dependiendo del fabricante) está alrededor de los 5 Kg/m², incluidos los elementos de sujeción.

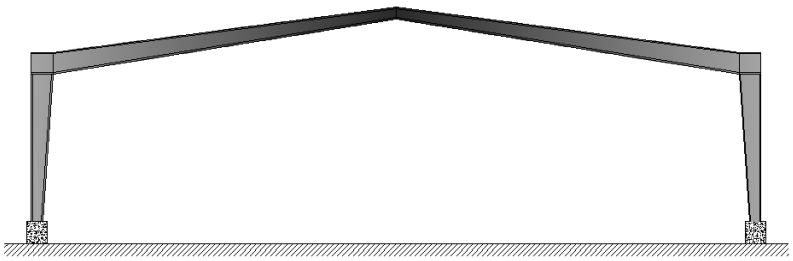


Estructuración de cubierta para una nave industrial.

2.3 TIPOS DE PORTICOS PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES.

2.3.1 Pórticos con Sección de Alma Llena.

Este tipo de pórtico está conformado principalmente por vigas y columnas con secciones de alma llena comunes. Pueden ser de dos tipos, perfiles laminados, o perfiles armados. Los perfiles armados son los cuales están formados por varios elementos planos ensamblados entre sí, mientras que los perfiles laminados constituyen una sola pieza de acero estructural formada en caliente (prefabricados). En grandes luces o cargas importantes, como los perfiles laminados tienen ciertos límites de fabricación, es necesario recurrir a perfiles armados, en consecuencia la elección del tipo de perfil vendrá dado por el cálculo. En líneas generales siempre que las tensiones y flechas lo permitan debe utilizarse con preferencia los perfiles laminados, por no ser necesaria ninguna elaboración adicional en el taller. *(Argüelles Alvarez, 1975)***.**



Pórtico con sección de alma llena.

En este tipo de pórticos las vigas están sometidas a momentos de flexión y esfuerzos cortantes mientras que las columnas están cometidas principalmente a flexo-compresión.

Si las solicitaciones a las que está sometido el miembro varían considerablemente a lo largo de su longitud, es posible variar la sección transversal del elemento para optimizar material y alivianar la estructura. Sin embargo cabe recalcar que para este caso se debe tomar en cuenta el tiempo de fabricación de estos perfiles y el costo de los mismos.

Diseño de Pórticos con Sección de Alma Llena.

Para la estructuración de este tipo de pórticos se utilizaran perfiles tipo I armados, cuyos elementos se diseñarán de acuerdo al código AISC 360–10 (American Institute of Steel Construction, "Especificación Para la Construcción en Acero").

Se utilizaran perfiles doblemente simétricos. Además solamente se considerarán secciones compactas para mantener la integridad de la sección y de esta manera alcanzar la condición plástica.

1) *Diseño de los Elementos para Solicitaciones Combinadas.*

Capítulo H: Diseño de miembros para solicitaciones combinadas.

Sección H1: Miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial.

H1.1: Miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y compresión.

Los miembros sometidos a flexión y compresión deben satisfacer una de las siguientes ecuaciones, según corresponda:

Cuando $\frac{Pr}{Pc} \geq 0{,}2$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1{,}0$$

Cuando $\frac{Pr}{Pc} < 0{,}2$

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1{,}0$$

donde:

Pr = resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN).

Pc = resistencia de compresión axial de diseño, determinada de acuerdo a Capítulo E, kgf (kN).

Mr = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm).

Mc = resistencia de flexión de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo F, T-m (N-mm).

ϕc = Factor de resistencia en compresión.

= 0,90

ϕb = Factor de resistencia en flexión.

= 0,90

2) <u>Diseño de Elementos a Compresión.</u>

$$Pu \leq \emptyset c * Pn \; ; \quad \emptyset c = 0.90$$

La resistencia nominal a compresión será el menor valor obtenido entre los estados límites: pandeo por flexión, pandeo torsional, pandeo flexo-torsional. Sin embargo el pandeo flexo-torsional aplica únicamente a secciones asimétricas y de simetría simple, por tanto no será considerado en el presente análisis.

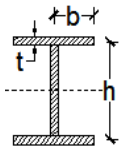
- *Requisitos de diseño para secciones no-esbeltas:*

Capítulo B: Requisitos de Diseño.

Sección B4: Propiedades de los Miembros.

Para alas (elementos no atiesados) de secciones I soldadas con doble simetría la relación ancho-espesor para obtener elementos no-esbeltos debe ser:

$$\frac{b}{t} \leq 0.74 * \sqrt{\frac{kc * E}{Fy}}$$

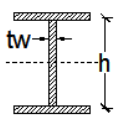


donde:

$$kc = \frac{4}{\sqrt{h/tw}} \; ; 0{,}35 \leq kc \leq 0{,}76$$

Para almas (elementos atiesados) de secciones I con doble simetría la relación alto-espesor para obtener elementos no-esbeltos debe ser:

$$\frac{h}{tw} \leq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



- *Resistencia nominal a la compresión:*

a) Pandeo por flexión:

Capítulo E: Diseño de miembros en Compresión.

Sección E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

$$Pn = Fcr * Ag$$

donde:

Pn = resistencia nominal de compresión, N

Fcr = esfuerzo crítico, kgf/cm², (MPa)

Ag = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

Cálculo del esfuerzo crítico, *Fcr*:

cuando $\frac{KL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $\left(o\ \frac{Fy}{Fe} \leq 2{,}25\right)$

$$Fcr = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) Fy$$

cuando $\frac{KL}{r} > 4{,}71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $\left(o\ \frac{Fy}{Fe} > 2{,}25\right)$

$$Fcr = 0{,}877\ Fe$$

donde:

Fe = tensión de pandeo elástico, kgf/cm² (MPa).

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

b) Pandeo torsional.

Capítulo E: Diseño de miembros en Compresión.

Sección E4: Pandeo torsional y flexo-torsional de miembros sin elementos esbeltos.

$$Pn = Fcr * Ag$$

Cálculo del esfuerzo crítico, *Fcr*:

cuando $\frac{KL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $\left(o\ \frac{Fy}{Fe} \leq 2{,}25\right)$

$$Fcr = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) Fy$$

cuando $\frac{KL}{r} > 4{,}71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $\left(o\ \frac{Fy}{Fe} > 2{,}25\right)$

$$Fcr = 0{,}877\ Fe$$

Fe para pandeo torsional en miembros con simetría doble se determina de la siguiente manera:

$$Fe = \left[\frac{\pi^2 E\ Cw}{(Kz\ L)^2} + G\ J\right]\frac{1}{Ix + Iy}$$

donde:

Cw = constante de alabeo, cm⁶ (mm⁶)

$$Cw = (Iy\ ho^2)/4$$

G = módulo elástico de corte del acero = 790.000 kgf/cm² (77.200 MPa)

Ix, Iy = momento de inercia en torno a los ejes principales, cm⁴ (mm⁴)

J = constante torsional, cm⁴ (mm⁴)

Kz = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

3) *Diseño de Elementos a Flexión.*

$$Mu \leq \emptyset b * Mn\ ; \quad \emptyset b = 0.90$$

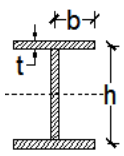
La resistencia nominal a flexión será el menor valor obtenido entre los estados limites de fluencia, pandeo lateral torsional, pandeo local del ala y pandeo local del alma. Sin embargo al emplear únicamente secciones compactas, no aplica el estado límite por pandeo local de los elementos de la sección.

- *Requisitos de diseño para secciones compactas:*

Capítulo B: Requisitos de Diseño.
Sección B4: Propiedades de los Miembros.

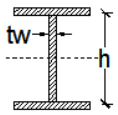
Para alas (elementos no atiesados) de secciones I soldadas con doble simetría la relación ancho-espesor para obtener elementos compactos debe ser:

$$\frac{b}{t} \leq 0{,}38 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



Para almas (elementos atiesados) de secciones I con doble simetría la relación alto-espesor para obtener elementos compactos debe ser:

$$\frac{h}{tw} \leq 3{,}76 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



- *Flexión alrededor del eje mayor "Mnx":*

a) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

Capítulo F: Diseño de miembros en flexión.

Sección F2: Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectadas en torno a su eje mayor.

F2.1 Fluencia:

$$Mn = Mp = Fy * Zx$$

donde:

Mp = momento de flexión plástico, N.mm

Fy = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Zx = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

$$Zx = \left(\frac{A}{2}\right) * a$$

A = área de la sección transversal.

a = distancia entre los centroides de las dos medias áreas.

b) Resistencia nominal a la flexión por pandeo lateral torsional.

El cálculo de la resistencia a la flexión por pandeo lateral torsional depende de la longitud entre puntos que están arriostrados; contra desplazamientos laterales del ala a compresión o arriostrado contra giro de la sección, "Lb".

Cálculo de las longitudes límites Lp y Lr:

$$Lp = 1{,}76 * ry \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$Lr = 1.95\, rts \frac{E}{0{,}7\, Fy} \sqrt{\frac{Jc}{Sx\, ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx\, ho}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0.7\, Fy}{E}\right)^2}}$$

donde:

E = módulo de elasticidad del acero = 2,04x10⁶ kgf/cm² (200.000 Mpa)

J = constante torsional, cm⁴ (mm⁴)

Sx = módulo de sección elástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

ho = distancia entre los centroides de las alas (mm)

rts = para secciones I con simetría doble: c = 1

$$rts^2 = \frac{Iy\ ho}{2\ Sx}$$

- Cuando $Lb \leq Lp$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.
- Cuando $Lp < Lb \leq Lr$, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - 0{,}7\ Fy\ Sx)\left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] \leq Mp$$

Cb = factor de modificación por pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento.

En el presente caso, al ser el segmento no arriostrado pequeño (1.5 m) se considera un momento flexionante uniforme y por lo tanto un valor de Cb igual a uno.

- Cuando $Lb > Lr$, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional elástico.

$$Mn = Fcr * Sx \leq Mp$$

$$Fcr = \frac{Cb\ \pi^2 E}{\left(\frac{Lb}{rts}\right)^2}\sqrt{1 + 0{,}078\frac{Jc}{Sx\ ho}\left(\frac{Lb}{rts}\right)^2}$$

- *Flexión alrededor del eje menor "Mny".*

Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

Capítulo F: Diseño de miembros en flexión.

Sección F6: Miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje menor.

F6.1 Fluencia:

$$Mn = Mp = Fy * Zy \leq 1.6FySy$$

donde:

Mp = momento de flexión plástico, N.mm

Fy = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Zy = módulo de sección plástico en torno al eje y, cm³ (mm³)

$$Zy = \left(\frac{A}{2}\right) * a$$

A = área de la sección transversal.

a = distancia entre los centroides de las dos medias áreas.

Sy = módulo de sección elástico en torno al eje y, cm³ (mm³)

4) <u>Diseño de Elementos a Corte.</u>

$$Vu \leq \emptyset v * Vn\ ; \quad \emptyset b = 0.90$$

Capítulo G: Diseño de miembros en corte.

Sección G2: Miembros con almas no atiesadas o atiesadas.

G2.1 Resistencia de corte:

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv$$

donde:

Fy = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Aw = área del alma, la altura total de la sección multiplicada por el espesor del alma, cm².

$$Aw = d * tw$$

Cv = coeficiente de corte del alma.

G2.1-b: Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble, el coeficiente de corte del alma se determinará de la siguiente manera:

Cuando $h/tw \leq 1{,}10\sqrt{kv\ E/Fy}$

$$Cv = 1{,}0$$

Cuando $1{,}10\sqrt{kv\ E/Fy} < h/tw \leq 1{,}37\sqrt{kv\ E/Fy}$

$$Cv = \frac{1{,}10\sqrt{kv\ E/Fy}}{h/tw}$$

Cuando $h/tw > 1{,}37\sqrt{kv\ E/Fy}$

$$Cv = \frac{1{,}51\ E\ kv}{(h/tw)^2\ Fy}$$

El coeficiente de pandeo por corte del alma, kv, se determina como se indica a continuación:

- Para almas sin atiesadores transversales y con $h/tw \leq 260$:

$$kv = 5$$

- Para almas con atiesadores transversales:

$$kv = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

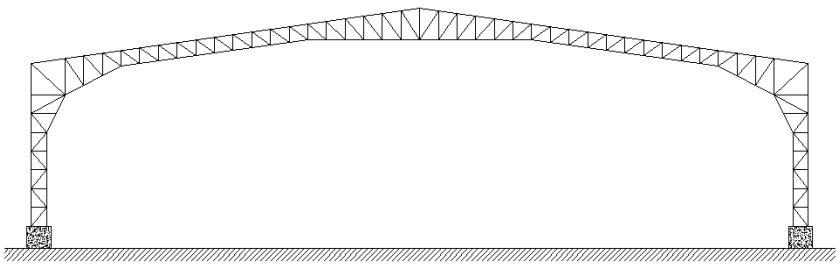
$kv = 5$ cuando $a/h > 3{,}0$ o $a/h > \left[\frac{260}{(h/tw)}\right]^2$

donde:

a = distancia libre entre atiesadores transversales, cm (mm)

2.3.2 Pórticos en Celosía.

Son pórticos en donde sus elementos principales (vigas y columnas) están estructurados en una malla de perfiles unidos en sus extremos conformando triángulos, sometidos principalmente a esfuerzos de tracción y compresión. Se conocen también como cerchas, armaduras o estructuras articuladas.



Pórtico en celosía.

Este sistema estructural se emplea cuando el peso y costo de pórticos con otra estructuración no son los más convenientes. Hay muchos tipos diferentes de cerchas y según sus triangulaciones podrán ser para mayor o menor luz.

Por la geometría y la carga usual en pórticos en celosía, los elementos que lo conforman estarán sometidos esencialmente a cargas axiales de tensión y compresión. Cuando se incluyen otros efectos, por ejemplo viento, y se consideran diferentes direcciones posibles de éste, la fuerza en algunos miembros de la celosía puede alternar entre tensión y compresión. En este caso el miembro afectado debe diseñarse para funcionar adecuadamente ante cualquiera de las dos solicitaciones.

Para el análisis de estas estructuras se suponen nudos articulados aunque en realidad no es así, ya que normalmente están soldados o atornillados. Esto es admisible dado que la longitud y esbeltez de las barras, es lo suficiente para que puedan doblarse según la deformación. A pesar de que la rigidez de los nudos introduce cierto momento flexionante en los miembros, éste es usualmente pequeño y por tanto se desprecia este efecto. *(Segui, 2007)*

Los pórticos en celosía para estructuras industriales son normalmente espaciados uniformemente a lo largo de la longitud de la edificación y unidos entre sí por arriostramiento (en muchos casos por correas que a la vez sirven de soporte del material de cubierta).
Al emplear éste tipo de pórtico, es muy importante la estructuración de la armadura de techo. Se puede considerar que una armadura de techo es una viga de gran peralte con gran parte de su alma retirada, donde el cordón inferior estará en tensión y el cordón superior en compresión. Son la parte principal de la cubierta ya que sobre ellas se apoyan las correas y transmiten los esfuerzos de estas a los soportes (apoyos). Idealmente las correas se sitúan en los nudos de la celosía por lo que esta puede tratarse como una estructura cargada solo en los nudos (solamente carga axial en los miembros de la armadura). *(Bresler, 1970)*

Diseño de Pórticos en Celosía.

Para la estructuración de este tipo de pórticos se utilizarán perfiles conformados en frío, cuyos elementos se diseñarán de acuerdo al código AISI S100–2007 (American Iron and Steel Construction, “North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members”). Se utilizarán perfiles tipo G unidos entre sí formando secciones

tubulares rectangulares doblemente simétricas, y por tanto las consideraciones para el diseño de este tipo de sección son las siguientes:

1) *Limitaciones y Consideraciones sobre las Dimensiones de los Elementos.*

Capítulo B: Elementos.

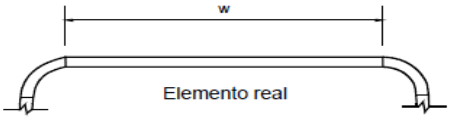
Sección B1: Limitaciones y consideraciones sobre las dimensiones.

- B1.1: Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor.

Máxima relación entre el ancho plano y el espesor.

Para elementos comprimidos rigidizados con ambos bordes longitudinales conectados a otros elementos rigidizados:

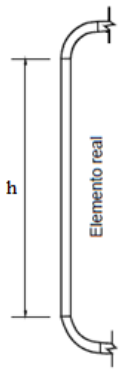
$$\frac{w}{t} \leq 500$$



- B1.2: Máxima relación entre la profundidad del alma y su espesor.

Para almas no reforzadas:

$$\frac{h}{t} \leq 200$$



2) *Miembros en Tensión.*

Capítulo C: Miembros.

Sección C2: Miembros Traccionados.

$$Tu \leq \emptyset t * Tn$$

La resistencia axial nominal “Tn” debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de: fluencia en la sección bruta, ruptura en la sección neta fuera de la conexión, y ruptura en la sección neta en la conexión, las cuales se determinan de la siguiente manera:

a) *Fluencia en la sección bruta:*

$$Tn = Ag * Fy\ ; \quad \emptyset t = 0.90$$

donde:

Tn = resistencia nominal del miembro traccionado.

Ag = área bruta de la sección transversal.

Fy = esfuerzo de fluencia del acero.

b) Ruptura en la sección neta fuera de la conexión:

$$Tn = An * Fu \; ; \quad \emptyset t = 0.75$$

donde:

An = área neta de la sección transversal.

Fu = esfuerzo de tensión del acero.

c) Ruptura en la sección neta en la conexión:

$$Tn = Ae * Fu \; ; \quad \emptyset t = 0.60$$

donde:

Ae = área efectiva de la sección transversal.

$$Ae = A * U$$

A = Area de los elementos conectados directamente

U = 1.0 (cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras transversales).

3) <u>Miembros en Compresión.</u>

Capítulo C: Miembros.

Sección C4: Miembros Comprimidos con Carga Concéntrica.

$$Pu \leq \emptyset c * Pn \; ; \quad \emptyset c = 0.85$$

La resistencia axial nominal “Pn” se debe determinar de la siguiente manera:

$$Pn = Ae * Fn$$

Cálculo de *Fn*:

Para $\lambda c \leq 1{,}5$

$$Fn = \left(0{,}658^{\lambda c^2}\right) Fy$$

Para $\lambda c > 1{,}5$

$$Fn = \left[\frac{0{,}877}{\lambda c^2}\right] Fy$$

donde:

$$\lambda c = \sqrt{\frac{Fy}{Fe}}$$

Donde Fe será el menor valor entre los esfuerzos de pandeo flexional, torsional y flexo-torsional.

a) Pandeo flexional:

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

donde:

E = módulo de elasticidad longitudinal

K = factor de longitud efectiva

L = longitud no arriostrada del miembro

r = radio de giro de la sección transversal total no reducida

b) Pandeo torsional:

$$Fe = \sigma t$$

$$\sigma t = \frac{1}{A\, ro^2}\left[G\, J + \frac{\pi^2 E\, Cw}{(Kt\, Lt)^2}\right]$$

donde:

ro = radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto al centro de corte

$= \sqrt{rx^2 + ry^2 + xo^2}$

rx,ry = radios de giro de la totalidad de la sección transversal respecto a los ejes principales baricéntricos

G = módulo de elasticidad transversal

Kt = factores de longitud efectiva para torsión

Lt = longitud no arriostrada del miembro comprimido para torsión

xo = distancia entre el centro de corte y el baricentro a lo largo del eje principal x, considerada negativa

J = constante de torsión de St. Venant de la sección transversal

Cw = constante de alabeo torsional de la sección transversal, para secciones estructurales huecas, las deformaciones de alabeo son pequeñas y la constante torsional de alabeo se toma generalmente como cero.

c) Pandeo flexo-torsional:

Solo existe esfuerzo por pandeo flexo-torsional en secciones asimétricas o de simetría simple.

4) <u>Cálculo del Área Efectiva</u>

Para calcular el área efectiva es necesario determinar el ancho efectivo de los elementos a compresión de la sección.

Sección B2.1: Anchos efectivos de elementos rigidizados uniformemente comprimidos.

cuando $\lambda \leq 0{,}673$

$$b = w$$

cuando $\lambda > 0{,}673$

$$b = \rho w$$

donde:

w = ancho plano

ρ = $(1 - 0{,}22/\lambda)/\lambda$

λ = factor de esbeltez

$$= \sqrt{\frac{f}{Fcr}}$$

donde:

f es tomado igual a *Fn* para miembros en compresión.

$$Fcr = k\frac{\pi^2 E}{12\,(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2$$

donde:

k = coeficiente de pandeo de placas.
= 4 para elementos rigidizados apoyados sobre un alma en cada borde longitudinal.

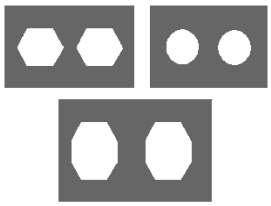
E = módulo de elasticidad del acero.

t = espesor de los elementos rigidizados uniformemente comprimidos.

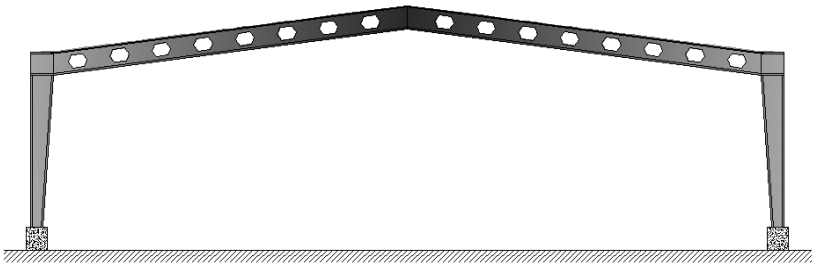
μ = radio de Poisson del acero.
= 0.3

2.3.3 Pórticos Conformados con Vigas Caladas.

Este tipo de pórtico está conformado por columnas con secciones de alma llena y vigas caladas (o aligeradas). Se entiende por viga de alma aligerada a aquel elemento constructivo que se fabrica a partir de una viga laminada, cortándola por su centro longitudinalmente en zig-zag formando aberturas principalmente octogonales, hexagonales o circulares en su alma y superponiendo las dos partes (mediante soldadura de penetración completa) luego de calarlas en una determinada longitud. Se comprende que con esta disposición se ha conseguido mantener el mismo peso pero con un momento de inercia y un módulo resistente mayores, obteniendo una viga más resistente y rígida que la original.



Tipos de vigas caladas.



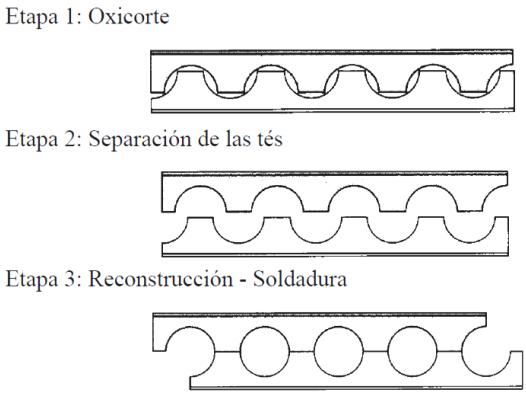
Pórtico conformado con vigas caladas.

Al comparar una viga calada con otra de iguales características pero de alma llena, se puede determinar que el alma de los perfiles soporta una pequeña parte de flexión, y como las tensiones tangenciales suelen ser reducidas, las aberturas practicadas no representan una gran pérdida de resistencia. Lo cual se compensa con la economía que el material presenta; el aligeramiento en peso del alma viene a ser aproximadamente de un 25 por 100. *(Argüelles Alvarez, 1975)*

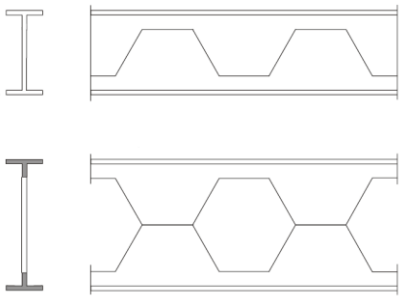
Actualmente son cada vez más las estructuras que incluyen vigas caladas, tanto por el efecto visual que producen como por la ventaja real a la hora de salvar grandes luces. Además de las ventajas de aumento de rigidez, módulo resistente y disminución de flecha, este tipo de vigas presentan las siguientes ventajas:

- Aspecto más ligero de la construcción.
- El peso reducido incide en el resto del conjunto estructural formado por pilares, cimentación, etc., su peso por unidad de longitud permanece constante.
- Las perforaciones en el alma de las vigas permiten el paso de todo tipo de instalaciones, generando ahorro de espacio.
- Posibilidad de adaptación a diferentes alturas por medio de las placas intercaladas a una altura determinada.
- Las vigas aligeradas en relación a su peso presentan gran rigidez por lo cual las deformaciones son poco apreciables. *(Argüelles Alvarez, 1975)*

Existen varios tipos de vigas aligeradas, las cuales dependen de la forma de las aberturas. Para aberturas hexagonales y octogonales la manera de obtener los agujeros es la misma, pero añadiendo una pletina supletoria en las aberturas octogonales que aumenta aún más el canto, son menos usados por resultar un alma demasiado esbelta, provocándose problemas de inestabilidad. Y para aberturas circulares basta simplemente con realizar cortes semicirculares en el alma del perfil. *(Construpedia)*



Fabricación de una viga calada con aberturas circulares.



Fabricación de una viga calada con aberturas hexagonales.

En este tipo de perfiles es muy habitual que al principio y al final de la viga haya una zona sin aligeramiento, bien para resistir mejor los esfuerzos de cortante, o para colocar las conexiones entre elementos. Es conveniente reforzar el alma de las secciones y las aberturas si los esfuerzos máximos obtenidos son superiores a los admisibles.

Diseño de Pórticos Conformados con Vigas Caladas *(Blodgett, 1996)*

a) *Módulo de sección requerido.*

Determinación del módulo de sección requerido de la viga expandida en la mitad de la longitud para el momento flector principal:

$$Sg = \frac{M}{\sigma}$$

donde:

- *M* = máximo momento flector
- σ = 0.60 * σy

b) *Relación K_1.*

Cálculo de la relación entre la profundidad total de la viga calada y la de la viga original.

$$K_1 = \frac{dg}{db}$$

Asumir K_1 un valor alrededor de 1.5

c) *Selección de una viga I de prueba.*

Selección de una viga tipo I de prueba que tenga un módulo de sección equivalente al de la viga calada, igual a:

$$Sb = \frac{Sg}{K_1}$$

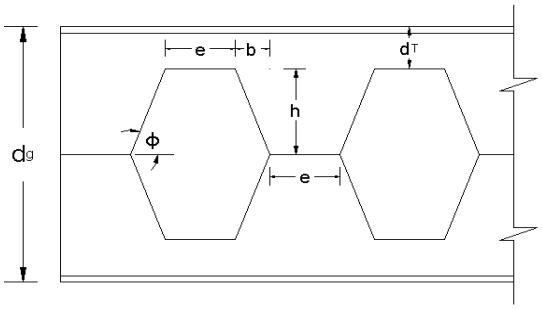
Rectificación del K_1 usando el valor actual de Sb del perfil seleccionado:

$$K_1 = \frac{Sg}{Sb}$$

d) *Determinación de la altura de corte.*

Cálculo de la altura de corte h, que es igual a:

$$h = db * (K_1 - 1)$$



Sin embargo, la altura h no debe exceder:

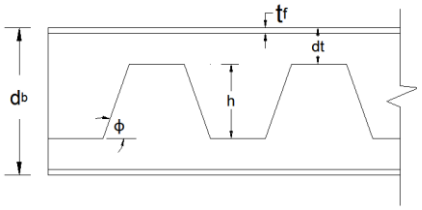
$$h \leq db - 2 * dT$$

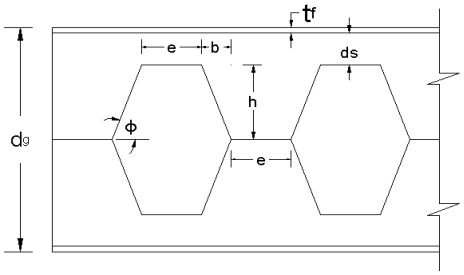
donde:

- $dT = \frac{V}{2 * tw * \tau}$
- V = Corte máximo
- τ = esfuerzo de corte
  $= 0.40 * \sigma y$

e) *Cálculo de la geometría de la sección de la viga calada.*

- $dg = db + h$
- $dT = \frac{dg}{2} - h$
- $ds = dT - tf$





f) *Determinación del esfuerzo admisible de compresión por flexión.*

Cálculo del esfuerzo admisible en la sección de cuña del alma:

$$\sigma = \left[1.0 - \frac{\left(L/r\right)^2}{2 * Cc^2 * Cb}\right] * 0.60 * \sigma y$$

donde:

- $Cc = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * E}{\sigma y}}$
- $Cb = 2.3$

- $r = \frac{tw}{\sqrt{12}}$
- L = longitud no arriostrada de la sección
- $L = \frac{h}{\text{sen}(\phi)}$

Este valor de esfuerzo admisible puede ser usado siempre y cuando el valor del esfuerzo admisible por corte de esta misma sección este dentro del límite de 0.40*σy, es decir:

$$\tau = \frac{4 * \theta^2}{3 * \tan(\phi)} * \sigma \leq 0.40 * \sigma y$$

g) *Estimación del máximo esfuerzo cortante.*

Cálculo del máximo esfuerzo cortante a lo largo del eje neutro de la sección del alma de la viga, asumiendo como sólida al alma en toda la longitud de la viga.

$$\tau max = 1.16 * \tau av = 1.16 * \frac{V^*}{tw * dg}$$

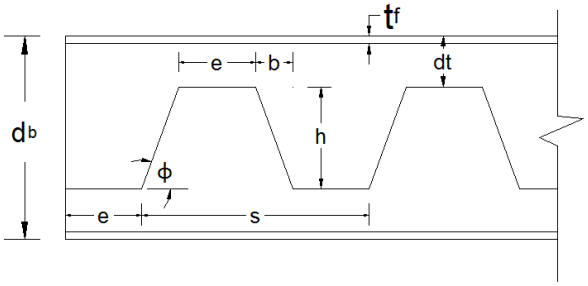
donde:

V* = corte en la primera sección de cuña, se asume el 95% del corte máximo (en el apoyo) porque el primer panel se encuentra alejado del punto de soporte.

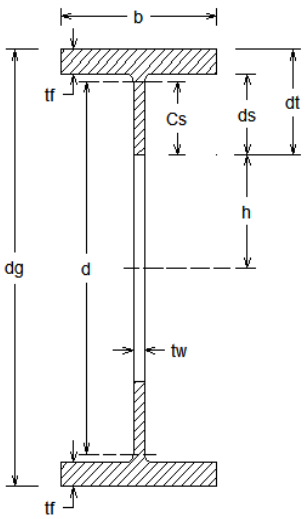
h) *Cálculo de la relación K_2 y determinación de las longitudes e y s de la viga calada.*

$$K_2 = \frac{\tau max}{\tau} = \frac{e}{s}$$

$$e \geq \frac{2 * h * tan(\phi)}{\frac{1}{K_2} - 2} \qquad S = 2 * (e + h * tan\,\phi)$$



i) *Determinación de las propiedades de la viga calada.*



- *Área total de la sección T de la viga calada:*

$$AT = Af + As = b^* tf + ds^* tw$$

donde:

- Af = área del ala de la sección T
- As = área del alma de la sección T

- *Momento estático de área de la sección T de la viga calada:*

$$My = Af \left(ds + \frac{tf}{2} \right) + As * \frac{ds}{2}$$

- *Inercia de la sección T con respecto a la base:*

$$Iy = Af \left(ds^2 + ds * tf + \frac{tf^2}{3} \right) + As^* \frac{ds^2}{3}$$

- *Eje neutro de la sección T de la viga calada:*

$$cs = \frac{My}{A_T}$$

- *Inercia de la sección T con respecto a su eje neutro:*

$$I_T = Iy - cs * My$$

- *Módulo de sección parcial (sección T) :*

$$Ss = \frac{I_T}{cs}$$

- *Distancia entre centroides de las secciones T:*

$$d = 2 * (h + cs)$$

- *Inercia total de la sección abierta de la viga calada con respecto al eje neutro:*

$$Ig = 2 * I_T + \frac{A_T * d^2}{2}$$

- *Módulo de sección de la viga calada:*

$$Sg = \frac{2 * Ig}{dg}$$

j) *Revisión del esfuerzo secundario de flexión por corte*

El esfuerzo secundario de flexión por corte en la sección T de la viga calada es igual a:

$$\sigma_T = \frac{Vx * e}{4 * Ss}$$

El esfuerzo admisible de flexión se determina de la siguiente manera:

$$\sigma = \left[1.0 - \frac{\left(L/r\right)^2}{2 * Cc^2 * Cb}\right] * 0.60 * \sigma y$$

donde:

- $Cc = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * E}{\sigma y}}$
- $Cb = 2.3$
- $r = \frac{tw}{\sqrt{12}}$
- $L = e$

k) *Revisión del esfuerzo principal de flexión debido a las cargas*

El esfuerzo principal de flexión debido a las cargas, calculado para el máximo momento, es igual a:

- Como esfuerzo de compresión o tensión:

$$\sigma_b = \frac{F}{A_T} = \frac{M}{d * A_T}$$

CAPITULO III

CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.

3.1 CARGAS.

Se denominan cargas a las fuerzas que actúan sobre una estructura y se clasifican según su intensidad, permanencia y posición. En muchos casos, un miembro estructural debe ser investigado para varias posiciones de una carga, de modo que no se pase por alto una condición potencial de falla.

A continuación se determinarán las cargas que serán aplicadas al análisis estructural del proyecto en estudio. Para esto se utilizará la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) y las especificaciones “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” (ASCE 7-10).

3.1.1 Carga Muerta

Las cargas muertas son aquellas que son permanentes e incluyen principalmente el peso propio de la estructura así como también el peso de componentes no estructurales, son de magnitud constante y están presentes durante la vida útil de la estructura. Para diseñar una estructura es necesario estimar este tipo de cargas, ya que las dimensiones y pesos exactos no se conocen hasta que se hace el análisis estructural y se seleccionan los miembros de la estructura.

En el caso de la nave industrial analizada, la carga muerta será: el peso propio de la estructura y las cargas de cubierta e instalaciones aplicadas a la misma.

Peso propio.

La carga originada por el peso propio se determinará con la ayuda del programa SAP2000, tomando en cuenta el peso de todos los elementos estructurales para cada escenario y alternativa.

CM_1 = variable.

Cubierta.

Para este proyecto se utilizarán paneles de acero galvanizado aislados tipo SSR (Standing Seam Roof), que descansarán sobre correas constituyendo el sistema de cubierta. Este tipo de paneles es fácilmente encontrado en el medio con diversas propiedades mecánicas y físicas, y son ideales para naves industriales mejorando su hermeticidad e impermeabilidad. Para la conformación de la cubierta se considerará un panel de 0.40 mm de espesor que tiene un peso aproximado de 10 kg/m², considerando el efecto de traslape y accesorios.

CM_2 = 10.0 kg/m².

Instalaciones.

Entre las principales instalaciones que se van a considerar para el diseño de la nave industrial del proyecto se pueden encontrar las siguientes: instalaciones eléctricas, ventilación, sistemas contra incendios, etc. las cuales se estima van a generar una carga muerta adicional de 10.0 kg/m².

CM_3 = 10.0 kg/m².

Por lo tanto la carga muerta total aplicada a la estructura será:

$CM_T = CM_1 + CM_2 + CM_3$

CM_T = variable + 10.0 kg/m² + 10.0 kg/m²

$$CM_T = \text{variable} + 20.0 \text{ kg/m}^2$$

Sin embargo, la carga muerta a ingresar en el programa será únicamente la carga de cubierta e instalaciones, la cual será aplicada directamente a las correas que a su vez transmitirán la carga a los pórticos de la estructura.

$CM = CM_2 + CM_3$

CM = 10.0 kg/m² + 10.0 kg/m²

$$CM = 20.0 \text{ kg/m}^2$$

Para ingresar ésta carga en el programa es necesario determinar el ancho cooperante para calcular la carga por longitud uniformemente distribuida en cada correa.

$$q_M = CM * A_i$$

Donde:

- CM = Carga muerta de cubierta e instalaciones.
- q_M = Carga muerta por longitud uniformemente distribuida en cada correa.
- A_i = Ancho cooperante para cada correa.

➢ *Para Pórticos con Sección de Alma Llena y Pórticos Conformados con Vigas Caladas.*

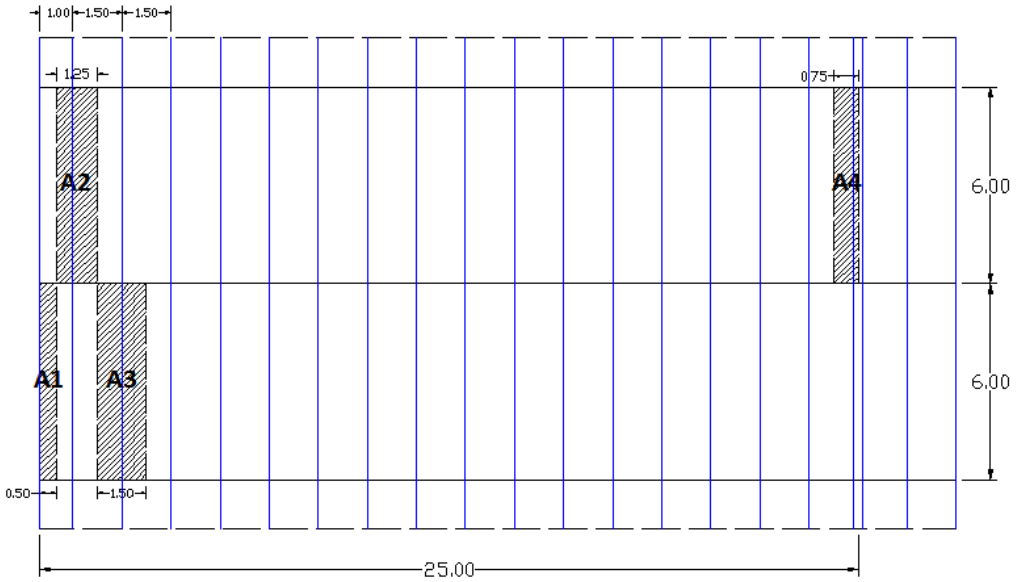


Gráfico. Ancho cooperante de correa.

	Ancho Cooperante (m)	CM (kg/m²)	q_M (kg/m)
A1	0.50	20.00	**10.00**
A2	1.25	20.00	**25.00**
A3	1.50	20.00	**30.00**
A4	0.75	20.00	**15.00**

Tabla. Carga muerta por longitud uniformemente distribuida.

- *Para Pórticos en Celosía.*

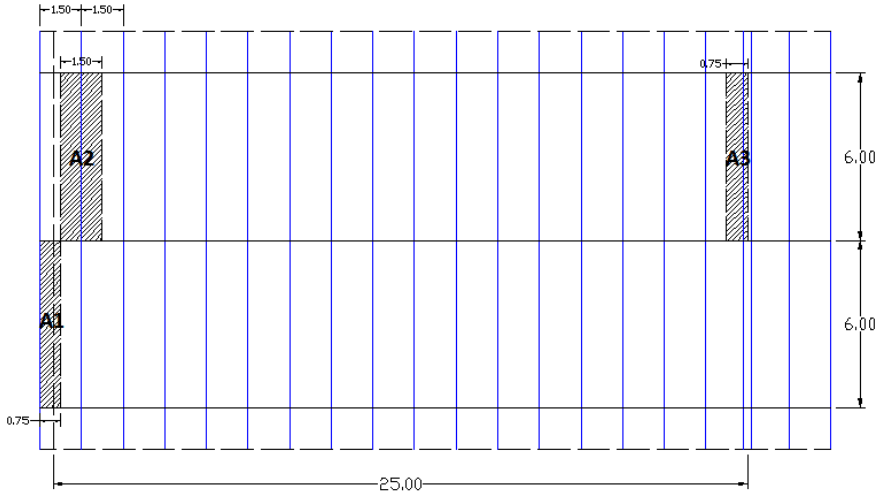


Gráfico. Ancho cooperante de correa.

	Ancho Cooperante (m)	CM (kg/m²)	qM (kg/m)
A1	0.75	20.00	**15.00**
A2	1.50	20.00	**30.00**
A3	0.75	20.00	**15.00**

Tabla. Carga muerta por longitud uniformemente distribuida.

3.1.2 Carga Viva.

Son cargas que se presentan cuando la estructura es puesta en servicio, variables en magnitud y posición; y que dependen del uso y funcionamiento de la edificación. Debido a la naturaleza de la intensidad, localización y permanencia de este tipo de cargas, resulta muy difícil determinar con exactitud su comportamiento. Por lo que el diseñador se ve en la necesidad de estimarlas a través de tablas y documentos elaborados en base a la investigación y la experiencia. Las cargas vivas deben disponerse de manera tal que produzca el máximo efecto sobre los elementos y la estructura en general.

Para estructuras industriales se debe considerar entre otras cargas vivas las siguientes; carga de mantenimiento (uso), carga de lluvia, carga de hielo (granizo), carga de ceniza volcánica, etc. las cuales actúan directamente sobre la cubierta.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 la carga viva mínima para cubiertas planas es de 100 kg/m². Sin embargo de acuerdo a las condiciones del proyecto (cubierta inclinada), donde la probabilidad de que la carga por mantenimiento, así como la

acumulación de granizo y ceniza son menores, se procede a adoptar una carga viva total aplicada a la estructura de 60 kg/m².

Para ingresar ésta carga en el programa es necesario aplicarlas en las correas como en el caso de la carga muerta.

- *Para Pórticos con Sección de Alma Llena y Pórticos Conformados con Vigas Caladas.*

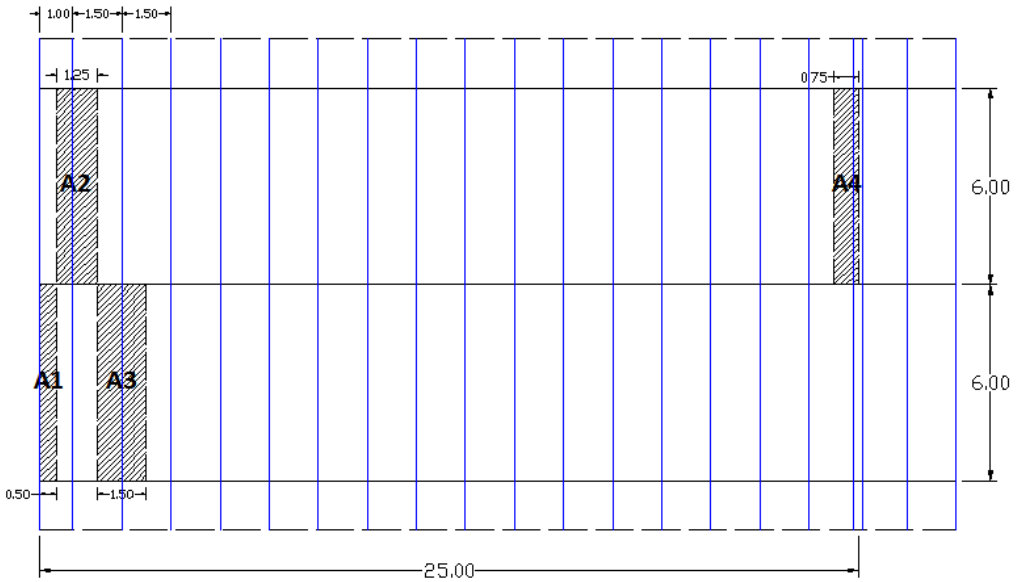


Gráfico. Ancho cooperante de correa.

	Ancho Cooperante (m)	CV (kg/m²)	qv (kg/m)
A1	0.50	60.00	**30.00**
A2	1.25	60.00	**75.00**
A3	1.50	60.00	**90.00**
A4	0.75	60.00	**45.00**

Tabla. Carga viva por longitud uniformemente distribuida.

- *Para Pórticos en Celosía.*

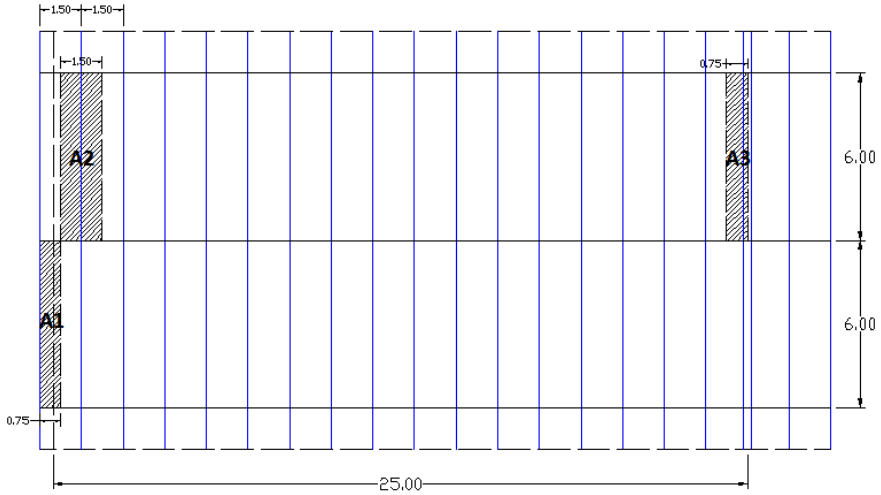


Gráfico. Ancho cooperante de correa.

	Ancho Cooperante (m)	CV (kg/m²)	qv (kg/m)
A1	0.75	60.00	**45.00**
A2	1.50	60.00	**90.00**
A3	0.75	60.00	**45.00**

Tabla. Carga viva por longitud uniformemente distribuida.

3.1.3 Cargas Especiales.

Son las cargas más difíciles de estimar para el proyectista ya que es incierta su incidencia sobre la estructura. Deben ser consideradas en localidades geográficas donde existe una probabilidad razonable de su ocurrencia, para lo que se han elaborado formulas y modelos matemáticos que simplifican su aproximación.

3.1.3.1 *Carga De Viento.*

A pesar de que el viento está presente todo el tiempo, las cargas de viento consideradas para el diseño son las que afectan a la estructura ejerciendo una presión o succión sobre las superficies de la misma. La intensidad de las cargas de viento varía con la localidad geográfica, altura sobre el nivel del terreno y el tipo de terreno que rodea la estructura. Por lo general se suponen cargas uniformes y para galpones industriales suele ser crítico el levantamiento de sistemas ligeros de techos.

Este tipo de carga será determinada en base a las especificaciones ASCE 7 -10 debido a que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) no tiene lo suficientemente

desarrollado este tema creando incertidumbre al momento de calcular este tipo de cargas.

El código ASCE 7-10 presenta cuatro métodos para calcular las fuerzas de viento con que debe diseñarse el sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV) de las edificaciones, sus componentes y elementos de revestimiento. La elección del método a utilizar depende de las características propias de la edificación. Para la nave industrial en estudio, el método de análisis adecuado para determinar las cargas de viento que actúan sobre la estructura es el “método direccional para edificios de toda altura” (ASCE 7-10, Capitulo 27), que consiste en separar las cargas de viento aplicadas en barlovento, sotavento y paredes laterales; el cual será desarrollado a continuación.

Debido a que los componentes y elementos de revestimiento de la edificación no son modelados en el software computacional, la determinación de la carga de viento será enfocada únicamente para el sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV) de la estructura.

Al analizar las características del proyecto presentado, se procede a determinar las cargas de viento aplicadas a la estructura (dirección “X” y “Y”) de acuerdo a la primera parte del método, cuyo procedimiento se presenta a continuación.

a) *Determinación de la categoría de riesgo según el tipo de ocupación de la edificación.*

USE OR OCCUPANCY OF BUILDINGS AND STRUCTURES	RISK CATEGORY
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure.	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV.	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released.*	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

*Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Tabla. Tipo de Ocupación de la Estructura.

b) *Determinación de la velocidad básica del viento "V".*

La localización geográfica de la estructura es en la parroquia de Calderón, cantón Quito, provincia de Pichincha, donde según el mapa de Isotacas de la República del Ecuador, la velocidad básica del viento (velocidad de una ráfaga de 3 segundos medida a 10 metros sobre el suelo, en un terreno abierto con pocas obstrucciones) es de 17.00 m/s o su equivalente 61.20 km/h.

No obstante, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), especifica que la velocidad del viento en ningún caso será menor a 75 km/h (20.83 m/s)

$$V = 20.83 \text{ m/s}$$

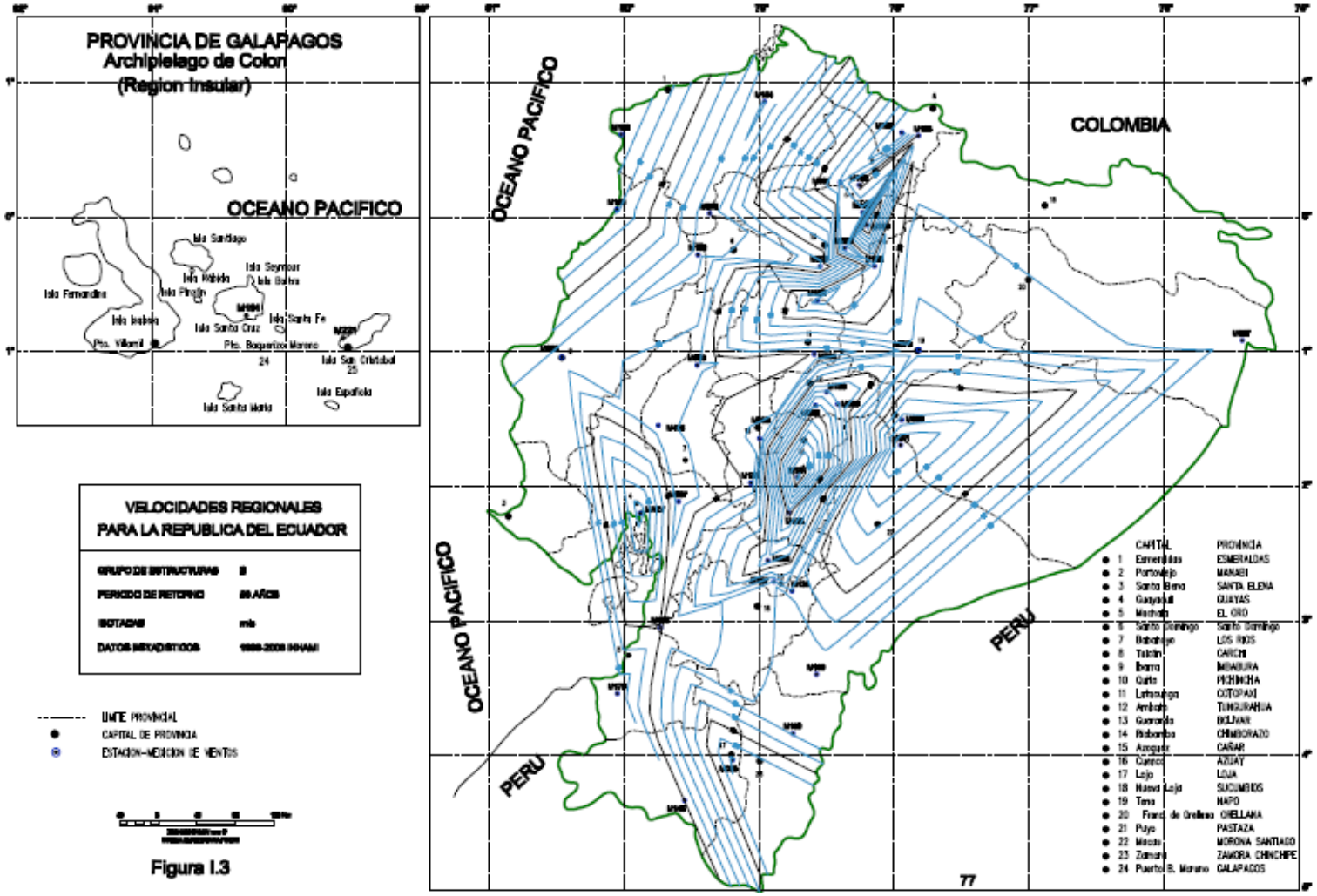


Figura I.3

Mapa Isotacas del Ecuador.

c) *Determinación del factor de direccionalidad del viento "K_d".*

FACTOR DE DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO K_d	
Tipo de Estructura	**Factor de Direccionalidad K_d**
Edificaciones	
Sistema principal resistente a fuerzas de viento (SPRFV)	0.85
Componentes y revestimientos	0.85
Techos en forma de arco o cúpula	0.85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadrados	0.9
Hexagonales	0.95
Redondos	0.95
Paredes y señales sólidas auto-soportadas	0.85
Señales abiertas y celosías	0.85
Torres en celosía	
Triangular, cuadrado, rectangular	0.85
Otras secciones transversales	0.95

Tabla. Factor de Direccionalidad.

El factor de direccionalidad del viento a utilizarse será el aplicado al sistema principal resistente a fuerzas de viento (SPRFV) en edificaciones, y su valor es de 0.85.

$$K_d = 0.85$$

d) *Determinación del tipo de exposición de la edificación.*

CATEGORIAS DE EXPOSICIÓN DE LA EDIFICACIÓN	
Tipo	**Características**
B	Edificaciones que se encuentran en aéreas urbanas y sub-urbanas, aéreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones del tamaño, iguales o mayores al de una vivienda unifamiliar y con poca separación entre ellas (Rugosidad tipo B); ésta condición debe prevalecer por una distancia de al menos 800m o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor, en la dirección del viento.
C	Edificaciones ubicadas en terrenos abiertos con pocas obstrucciones cuyas alturas sean inferiores a 9m (Rugosidad tipo C), que no se adapten a las condiciones de exposición B o D. Incluye campos planos abiertos y praderas.
D	Edificaciones rodeadas por aéreas planas, no obstruidas y superficies acuáticas. Esta categoría incluye salinas, pantanos y superficies de hielo (Rugosidad tipo D); ésta condición debe prevalecer por una distancia mayor a 1500m o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor, en dirección de barlovento. Aplica también a las aéreas viento abajo (sotavento) con rugosidad del terreno tipo B o C, en una distancia de 200m o 20 veces la altura de la edificación, la que sea mayor.

Tabla. Tipo de exposición de la edificación.

Según las características de la ubicación del terreno donde se planea construir la estructura, la categoría de exposición es la tipo B.

Tipo de Exposición de la Edificación: B

e) Determinación del factor topográfico "K_{zt}".

Para considerar los efectos de aumento de velocidad del viento por condiciones topográficas especiales del terreno como colinas aisladas, o escarpes, se ha desarrollado un factor topográfico que depende de las características propias de cada una de estas. Sin embargo, en el caso de la estructura industrial proyectada, al no encontrarse dichas condiciones especiales en el terreno, el factor topográfico puede adoptarse igual a 1.

$$K_{zt} = 1.0$$

f) Determinación del factor de efecto de ráfaga "G".

El factor de ráfaga depende de la rigidez de la estructura, es decir, si es rígida o flexible. Según las especificaciones ASCE 7-10 las edificaciones de poca altura se pueden considerar como rígidas siempre y cuando cumplan con las siguientes condiciones:

- Altura media de la cubierta (h) menor o igual a 18m.
- Altura media de la cubierta (h) no excede la menor dimensión horizontal de la edificación.

Como la nave industrial del proyecto cumple con estas condiciones, se considera una estructura rígida por lo tanto el código ASCE 7-10 permite considerar el factor de efecto de ráfaga igual a 0.85.

$$G = 0.85$$

g) *Clasificación de la edificación según sus aberturas.*

Se debe clasificar la edificación según sus aberturas, en uno de los siguientes grupos.

CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES SEGÚN SUS ABERTURAS
Edificacion Abierta.- Una edificación con aberturas de al menos 80% del área en cada una de las paredes que conforman el cerramiento de la edificación (fachadas y cubiertas). Se expresa esta condición mediante la ecuación Ao = 0.8Ag. Donde: Ao = Área total de aberturas en una pared que reciba presión externa positiva, en m². Ag = Área total de la pared a la cual Ao hace referencia.
Edificacion Parcialmente Cerrada.- Edificación que cumpla las siguientes condiciones. El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede por más de 10% a la suma de las áreas de aberturas en el área restante del revestimiento del edificio (paredes y cubierta). El área total de aberturas en una pared que soporta cargas positivas, excede de 0.37 m2 o 1% del área de esa pared (la que sea menor), y el porcentaje de aberturas en el área restante del revestimiento del edificio no excede 20%.
Edificación Cerrada.- Una edificación que no cumpla los requerimientos de edificaciones abiertas o parcialmente cerradas.

Tabla. Edificaciones según sus aberturas.

Debido a que el galpón industrial del proyecto no presenta aberturas, se lo considera como una edificación cerrada.

Tipo de edificación según sus aberturas: Edificación Cerrada.

h) *Determinación del coeficiente de presión interna "(GC_{pi})".*

El coeficiente de presión interna depende de la clasificación de la edificación según sus aberturas.

Coeficiente de Presión Interna	
Clasificación	**(GCpi)**
Edificaciones Abiertas	0.00
Edificaciones Parcialmente Cerradas	+0.55
	-0.55
Edificaciones Cerradas	+0.18
	-0.18

Tabla. Coeficiente de presión interna.

Notas:

- Los valores positivos y negativos significan presiones actuando hacia y desde las superficies internas, respectivamente.
- Los valores de (GC_{pi}) deben ser utilizados con q_z y q_h (presiones de velocidad).
- Se deben considerar dos casos para determinar los requerimientos de carga critica para la condición apropiada:
  - i. Un valor positivo de (GC_{pi}) aplicado a todas las superficies internas.
  - ii. Un valor negativo de (GC_{pi}) aplicado a todas las superficies internas.

$$(GCpi) = \pm 0.18$$

i) Determinación del coeficiente de exposición de presión por velocidad "K_z o K_h".

El coeficiente de exposición de presión por velocidad depende del tipo de exposición de la edificación y varía en función de la altura "z", el cual se determina mediante las siguientes formulas.

- Para 4.6m ≤ z ≤ z_g

$$Kz = 2.01\ (z/z_g)^{2/\alpha}$$

- Para z < 4.6m

$$Kz = 2.01\ (4.6/z_g)^{2/\alpha}$$

- Donde los valores de α y z_g se obtienen a partir del tipo de exposición de la edificación como se muestra en la siguiente tabla.

CONSTANTES DE EXPOSICIÓN DEL TERRENO		
Exposición	**α**	**z_g**
B	7.0	365.76
C	9.5	274.32
D	11.5	213.36

Tabla. Constantes de exposición del terreno.

Aplicando las formulas se obtienen los siguientes valores de K_z y el valor de K_h es obtenido para la altura media del techo (h=14m).

z(m)	K_z
0.00	0.576
1.00	0.576
2.00	0.576
3.00	0.576
4.00	0.576
5.00	0.590
6.00	0.621
7.00	0.649
8.00	0.674
9.00	0.697
10.00	0.719
11.00	0.739
11.50	0.748
14.00	0.791

$K_h = 0.791$

j) Determinación de la presión por velocidad "q_z o q_h".

La presión por velocidad q_z o q_h se calculan a partir de las siguientes fórmulas.

$$qz = 0.613 * Kz * Kzt * Kd * V^2 \quad (N/m^2)$$
$$qh = 0.613 * Kh * Kzt * Kd * V^2 \quad (N/m^2)$$

Dónde:

K_z = varía según la altura.

K_h = 0.791.

K_{zt} = 1.00.

K_d = 0.85.

V = 20.83 m/s.

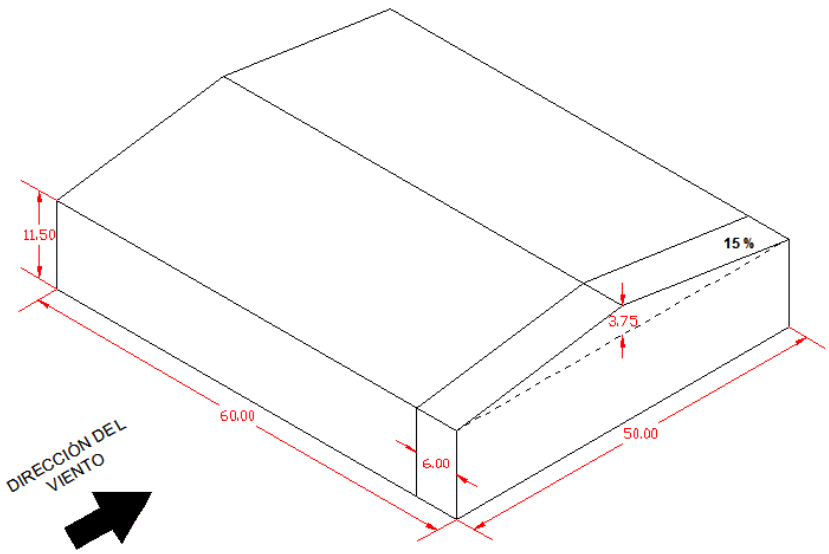
z(m)	K_z	q_z (N/m²)
0.00	0.576	130.16
1.00	0.576	130.16
2.00	0.576	130.16
3.00	0.576	130.16
4.00	0.576	130.16
5.00	0.590	133.30
6.00	0.621	140.42
7.00	0.649	146.75
8.00	0.674	152.45
9.00	0.697	157.67
10.00	0.719	162.49
11.00	0.739	166.98
11.50	0.748	169.11
14.00	0.791	178.89

q_h = 178.89 N/m²

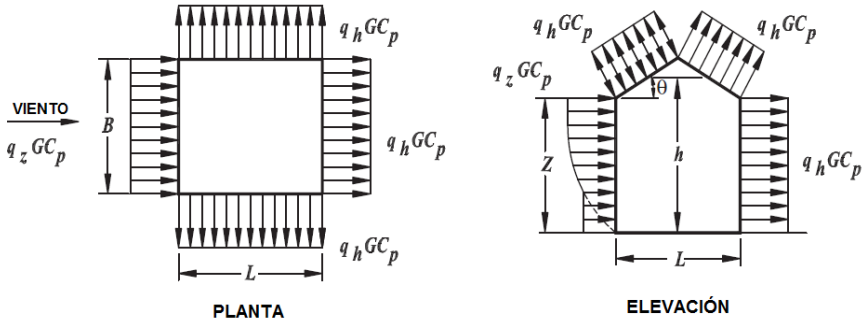
k) <u>Determinación del coeficiente de presión externa "C_p".</u>

El coeficiente C_p depende de la dirección del viento con respecto a la implantación de la edificación, es decir de la disposición de las paredes y cubierta.

- *Viento en Dirección X*



Las especificaciones nos dan diferentes valores según la ubicación del elemento del sistema principal resistente a fuerzas de viento (SPRFV) respecto a la dirección del viento, como se muestra a continuación.



Disposición de los coeficientes de presión externa para cubiertas a dos aguas.

Donde:

- B; Dimensión horizontal de la edificación medida en dirección normal al viento.
  B= 60m.
- L; Dimensión horizontal de la edificación medida en dirección paralela al viento.
  L= 50m.
- h; Altura media de la cubierta.
  h= 14m.

Para determinar el valor de C_p en las tablas de las especificaciones se deben calcular primero las siguientes relaciones.

- $\frac{L}{B} = \frac{50}{60} = 0.83$
- $\frac{h}{L} = \frac{14}{50} = 0.28$

Coeficientes de Presión en Muros, C_p

Superficie	L/B	C_p	Usar con
Muro en barlovento	Todos los valores	0.8	q_z
Muro en sotavento	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
Muros laterales	≥4	-0.2	
	Todos los valores	-0.7	q_h

Entonces:

- Coeficiente de presión externa para pared a barlovento; $C_p = 0.8$
- Coeficiente de presión externa para pared a sotavento; $C_p = -0.5$
- Coeficiente de presión externa para paredes laterales; $C_p = -0.7$

Coeficientes de Presión en Cubiertas, Cp , para usar con qh

Dirección del Viento		Barlovento								Sotavento		
		Ángulo θ en grados								Angulo θ en grados		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	≥60#	10	15	≥20
Normal a la cumbrera para θ ≥10°	≤0.25	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	-0.20	0.0*	0.40	0.01	-0.30	-0.50	-0.60
		-0.18	0.0*	0.20	0.30	-0.30	0.40		θ			
	0.50	-0.90	-0.70	-0.40	-0.30	-0.20	-0.20	0.0*	0.01	-0.50	-0.50	-0.60
		-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	0.40	θ			
	≥1.0	-1.3**	-1.00	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	0.0*	0.01	-0.70	-0.60	-0.60
		-0.18	-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	θ	-0.70	-0.60	-0.60

Notas:

- Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
- Es permitida la interpolación lineal para valores L/B, h/L y θ distintos a los indicados.
- Donde aparezcan dos valores de **Cp** indica que la pendiente de la cubierta a barlovento está sujeta a presiones o succiones y la estructura de la cubierta deberá diseñarse para ambas condiciones. En este caso para valores intermedios de **h/L** , la interpolación solo podrá realizarse entre valores de Cp que tengan el mismo signo.

Por lo tanto para determinar el valor del coeficiente de presión externa en cubiertas a barlovento es necesario realizar una interpolación lineal entre la relación h/L = 0.28 y los valores de C_p obtenidos de la tabla utilizando los dos limites de Cp provistos, que representan la posibilidad de presión o succión en la cubierta.

Interpolación 1	
h/L	**Cp1**
0.25	-0.5
0.25	-0.2
0.5	-0.7
0.25	-0.5
0.03	-0.024
0.28	**-0.524**

Interpolación 2	
h/L	**Cp2**
0.25	0.00
0.25	-0.18
0.5	-0.18
0.25	0.00
0.03	-0.022
0.28	**-0.022**

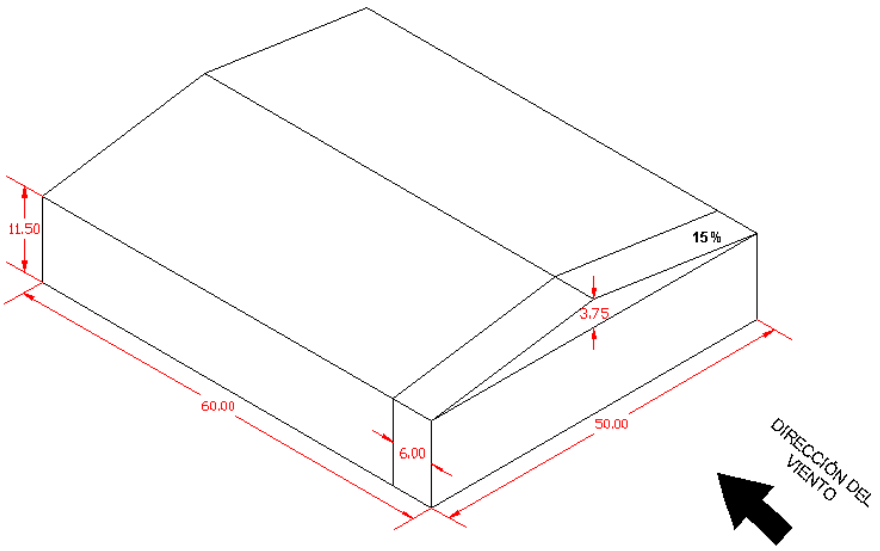
Entonces:

- Coeficiente de presión externa para cubierta en barlovento;

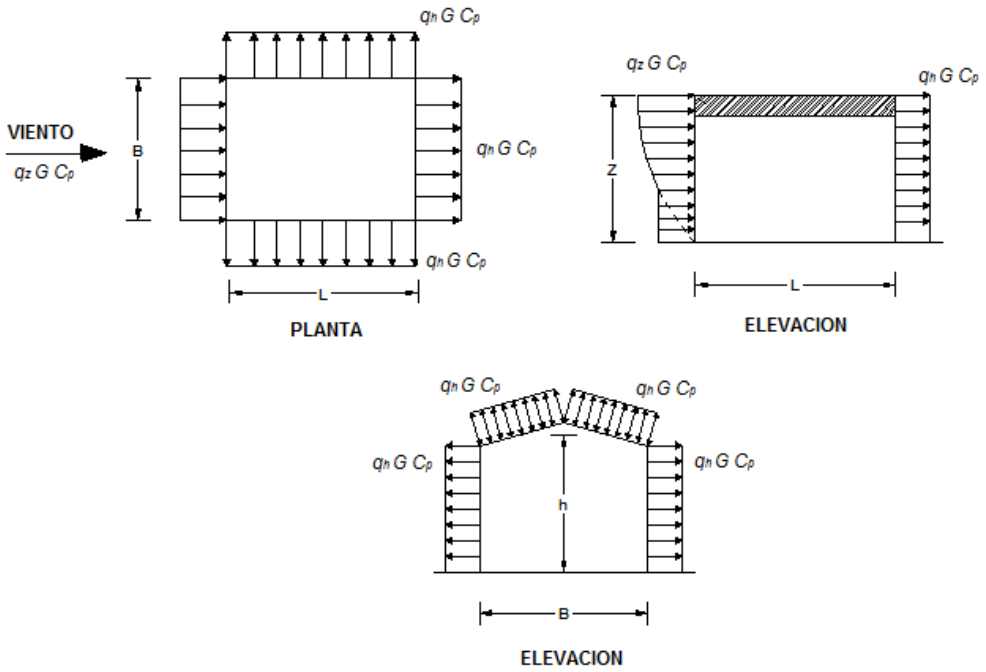
  C_{p1} = -0.524; C_{p2} = -0.022
- Coeficiente de presión externa para cubierta en sotavento;

  C_p = -0.500

- *Viento en Dirección Y*



Las especificaciones nos dan diferentes valores según la ubicación del elemento del sistema principal resistente a fuerzas de viento (SPRFV) respecto a la dirección del viento, como se muestra a continuación.



Disposición de los coeficientes de presión externa para cubiertas a dos aguas.

donde:

- B; Dimensión horizontal de la edificación medida en dirección normal al viento.
  B= 50m.
- L; Dimensión horizontal de la edificación medida en dirección paralela al viento.
  L= 60m.
- h; Altura media de la cubierta.
  h= 14m.

Para determinar el valor de C_p en las tablas de las especificaciones se deben calcular primero las siguientes relaciones.

- $\frac{L}{B} = \frac{60}{50} = 1.20$
- $\frac{h}{L} = \frac{14}{60} = 0.23$

Coeficientes de Presión en Muros, C_p

Superficie	L/B	C_p	Usar con
Muro en barlovento	Todos los valores	0.8	q_z
Muro en sotavento	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
Muros laterales	≥4	-0.2	
	Todos los valores	-0.7	q_h

Por lo tanto para determinar el valor del coeficiente de presión externa de la pared en sotavento es necesario realizar una interpolación lineal entre la relación L/B = 1.20 y los valores de C_p obtenidos de la tabla.

Interpolación	
L/B	**Cp**
1.00	-0.5
1.00	0.2
2.00	-0.3
1.00	-0.5
0.20	0.4
1.20	**-0.46**

Entonces:

- Coeficiente de presión externa para pared a barlovento; **C_p = 0.8**
- Coeficiente de presión externa para pared a sotavento; **C_p = -0.46** (por interpolación)
- Coeficiente de presión externa para paredes laterales; **C_p = -0.7**

Coeficientes de Presión en Cubiertas, Cp , para usar con qh

Dirección del Viento	h/L	Barlovento		Sotavento	
Normal a la cumbrera para θ <10° y paralela a la cumbrera para todo θ	≤0.5	Distancia horizontal desde el borde de barlovento	C_p	*Valor dado para fines de interpolación	
		0 a h/2	-0.9, -0.18		
		h/2 a h	-0.9, -0.18		
		h a 2h	-0.5, -0.18	**Valor que puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue:	
		> 2h	-0.3, -0.18		
	≥1.0	0 a h/2	-1.3**, -0.18	Área (m^2)	Factor de Reducción
				<10	1
		>h/2	-0.7, -0.18	20	0.9
				>100	0.8

Notas:

- Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
- Es permitida la interpolación lineal para valores L/B, h/L y θ distintos a los indicados.
- Donde aparezcan dos valores de **Cp** indica que la pendiente de la cubierta a barlovento está sujeta a presiones o succiones y la estructura de la cubierta deberá diseñarse para ambas condiciones. En este caso para valores intermedios de **h/L** , la interpolación solo podrá realizarse entre valores de Cp que tengan el mismo signo.

Para el caso en el que la dirección del viento es paralela a la cresta de la cubierta, el coeficiente Cp se calcula para barlovento con los valores obtenidos de la tabla utilizando los dos límites de Cp provistos, que representan la posibilidad de presión o succión en la cubierta.

La presión de viento en la cubierta a barlovento varía según la distancia horizontal en análisis, medida desde el borde a barlovento. Por lo tanto el coeficiente de presión externa, cuando h/L ≤ 0.5, para cada tramo de la longitud total es:

- Tramo entre 0 y h/2;
  C_{p1} = -0.9; C_{p2} = -0.18
- Tramo entre h/2 y h;
  C_{p1} = -0.9; C_{p2} = -0.18
- Tramo entre h y 2h;
  C_{p1} = -0.5; C_{p2} = -0.18
- Tramo mayor a 2h;
  C_{p1} = -0.3; C_{p2} = -0.18

l) <u>Determinación de la presión "p" en cada superficie de la edificación.</u>

La presión que actúa sobre la edificación se calcula a partir de la siguiente fórmula para edificios rígidos.

$$p = q * G * C_p - q_i * (GC_{pi}) \text{ (N/m²)}$$

Donde:

- q = qz para paredes a barlovento evaluado para la altura z.
- q= qh para paredes a sotavento, paredes laterales, y cubiertas. Evaluado a la altura media de la cubierta, h.
- qi = qh para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento, y cubiertas de edificaciones cerradas.
- C_p = Coeficiente de presión externa para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento, y cubiertas de edificaciones cerradas.
- G = 0.85
- (GCpi) = ± 0.18

➢ *Viento en Dirección X*

Presión de diseño para pared a barlovento.

z(m)	Kz	qz (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
0.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
1.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
2.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
3.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
4.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
5.00	0.590	133.30	69.19	112.09	7.05	11.43
6.00	0.621	140.42	74.04	116.94	7.55	11.92
7.00	0.649	146.75	78.34	121.23	7.99	12.36
8.00	0.674	152.45	82.22	125.12	8.38	12.75
9.00	0.697	157.67	85.77	128.66	8.74	13.12
10.00	0.719	162.49	89.05	131.94	9.08	13.45
11.00	0.739	166.98	92.10	134.99	9.39	13.76
11.50	0.748	169.11	93.55	136.44	9.54	13.91

Presión de diseño para pared a sotavento.

z(m)	Kz	qz (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-108.23	-43.83	-11.03	-4.47

Presión de diseño para paredes laterales.

z(m)	Kz	qh (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-138.64	-74.24	-14.13	-7.57

Presión de diseño para cubierta a barlovento.

Con Cp_1 = -0.524:

z(m)	Kz	qh (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-111.88	-47.48	-11.40	-4.84

Con Cp_2 = -0.022:

z(m)	Kz	qh (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-35.54	7.06	-3.62	0.72

Presión de diseño para cubierta a sotavento.

z(m)	Kz	qz (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-108.23	-43.83	-11.03	-4.47

- Viento en Direcciónn Y

Presión de diseño para pared a barlovento.

z(m)	Kz	qz (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
0.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
1.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
2.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
3.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
4.00	0.576	130.16	67.06	109.95	6.84	11.21
5.00	0.590	133.30	69.19	112.09	7.05	11.43
6.00	0.621	140.42	74.04	116.94	7.55	11.92
7.00	0.649	146.75	78.34	121.23	7.99	12.36
8.00	0.674	152.45	82.22	125.12	8.38	12.75
9.00	0.697	157.67	85.77	128.66	8.74	13.12
10.00	0.719	162.49	89.05	131.94	9.08	13.45
11.00	0.739	166.98	92.10	134.99	9.39	13.76
12.00	0.757	171.18	94.95	137.85	9.68	14.05
13.00	0.775	175.14	97.65	140.54	9.95	14.33
14.00	0.791	178.89	100.20	143.09	10.21	14.59

Presión de diseño para pared a sotavento.

z(m)	Kz	qz (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-102.14	-37.75	-10.41	-3.85

Presión de diseño para paredes laterales.

z(m)	Kz	qh (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-138.64	-74.24	-14.13	-7.57

Presión de diseño para cubierta a barlovento.

Con Cp_1 para cada tramo:

z(m)	Kz	qh (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
Tramo 0 - 7m						
14.00	0.791	178.89	-169.05	-104.65	-17.23	-10.67
Tramo 7 - 14m						
14.00	0.791	178.89	-169.05	-104.65	-17.23	-10.67
Tramo 14 - 28m						
14.00	0.791	178.89	-108.23	-43.83	-11.03	-4.47
Tramo 28m en adelante						
14.00	0.791	178.89	-77.82	-13.42	-7.93	-1.37

Con Cp_2 para cada tramo:

z(m)	Kz	qh (N/m²)	p (N/m²)		p (kg/m²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
Tramo 0 - 7m						
14.00	0.791	178.89	-59.57	19.84	-6.07	2.02
Tramo 7 - 14m						
14.00	0.791	178.89	-59.57	19.84	-6.07	2.02
Tramo 14 - 28m						
14.00	0.791	178.89	-59.57	19.84	-6.07	2.02
Tramo 28m en adelante						
14.00	0.791	178.89	-59.57	19.84	-6.07	2.02

Nota: Para ingresar estas presiones en el programa es necesario crear aéreas con propiedades nulas, que distribuyan las presiones de viento a las correas que a su vez transmiten los esfuerzos a los pórticos que conforman el sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV).

3.1.3.2 *Carga Sísmica***.**

El enfoque del diseño sismo resistente es prevenir y controlar los daños estructurales y no estructurales ante sismos moderados y evitar el colapso de la estructura ante terremotos severos.

Existen diferentes procedimientos para estimar el efecto de la carga sísmica sobre la estructura, estos pueden ser estáticos o dinámicos, y su aplicación depende de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación de la misma. Los dos métodos de análisis más utilizados son el de fuerza lateral equivalente y el análisis dinámico espectral.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC -11), para el cálculo de cargas sísmicas que actúan sobre estructuras regulares tanto en planta como en elevación, como es el caso de una nave industrial, es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos para la determinación de fuerzas laterales.

Método de fuerza lateral equivalente.

Consiste en calcular una fuerza comúnmente llamada Corte Basal "V" y aplicarla sobre la estructura para realizar un análisis estático. La determinación del corte basal depende de la zona sísmica, características del suelo, tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y del tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. A partir de estos parámetros el comité de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 ha desarrollado la fórmula que se muestra a continuación:

$$V = \frac{I\ Sa}{R\ \phi_P \phi_E} W$$

Donde:

- I = Factor de importancia.
- W = Peso de la estructura.
- Sa = Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para el diseño.
- R = Factor de reducción de respuesta estructural.
- ϕp, ϕe = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

a) Peso de la estructura "W".

No es necesario calcular el peso "W" de la estructura ya que el programa SAP2000 lo calcula automáticamente.

b) *Determinación del Factor de Importancia "I".*

Es necesario clasificar la estructura según su tipo de uso, destino e importancia con el propósito de incrementar la demanda sísmica en aquellas estructuras que deben permanecer operativas o sufrir daños menores durante y después de un sismo.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

$$I = 1.0$$

c) *Determinación del Factor de Reducción de Respuesta Estructural "R".*

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla. Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación.

Al ser la nave industrial un sistema conformado por pórticos resistentes a momento en una sola dirección se adopta un valor de R ligeramente menor al establecido por el código para pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas resistentes a momentos.

$$R = 5.0$$

d) Determinación de los Coeficientes de Configuración Estructural "ϕ_P y ϕ_E".

El objetivo de los coeficientes de configuración estructural es penalizar el diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causa un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

Debido a que la estructura industrial analizada cumple con las recomendaciones de configuración estructural propuestas por la Norma Ecuatoriana de la Construccion, los valores de ϕ_P y ϕ_E se pueden determinar a partir de la siguiente tabla.

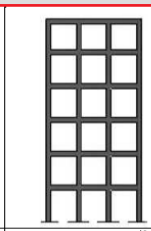
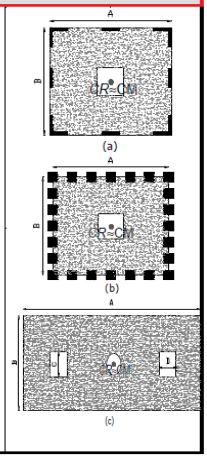
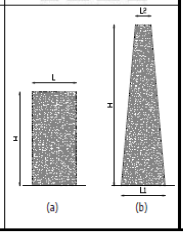
CONFIGURACIÓN RECOMENDADA	
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN ϕ_{Ei}=1	*CONFIGURACIÓN EN PLANTA ϕ_{Pi}=1*
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei}=1$ 	La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{Pi}=1$ 
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei}=1$ 	

Tabla. Configuraciones Estructurales Recomendadas.

$$\phi_P = 1.0$$

$$\phi_E = 1.0$$

e) Determinación de la aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para el diseño "Sa".

- *Periodo de vibración T.*

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de la siguiente fórmula:

$$T = C_t \, h_n{}^{\alpha}$$

donde:

h_n = altura máxima de la edificación de *n* pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
– Para estructuras de acero sin arriostramientos, Ct = 0.072 y α = 0.80
– Para estructuras de acero con arriostramientos, Ct = 0.073 y α = 0.75
– Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, Ct = 0.047 y α = 0.9
– Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, Ct = 0.049 y α = 0.75

$$T = 0.072 * 14^{0.80}$$

$$T = 0.595 \text{ seg.}$$

- *Periodo crítico de vibración Tc.*

$$Tc = 0.55\ Fs\ \frac{Fd}{Fa}$$

Para determinar los coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo (Fa, Fd y Fs), es necesario primero definir el factor de zona Z en función de la ubicación geográfica donde va a ser implantada la estructura y el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la misma.

El factor de zona Z se obtendrá a partir del mapa de zonificación sísmica del Ecuador así como también de la tabla donde se resumen los diferentes valores de Z para las distintas poblaciones del país.

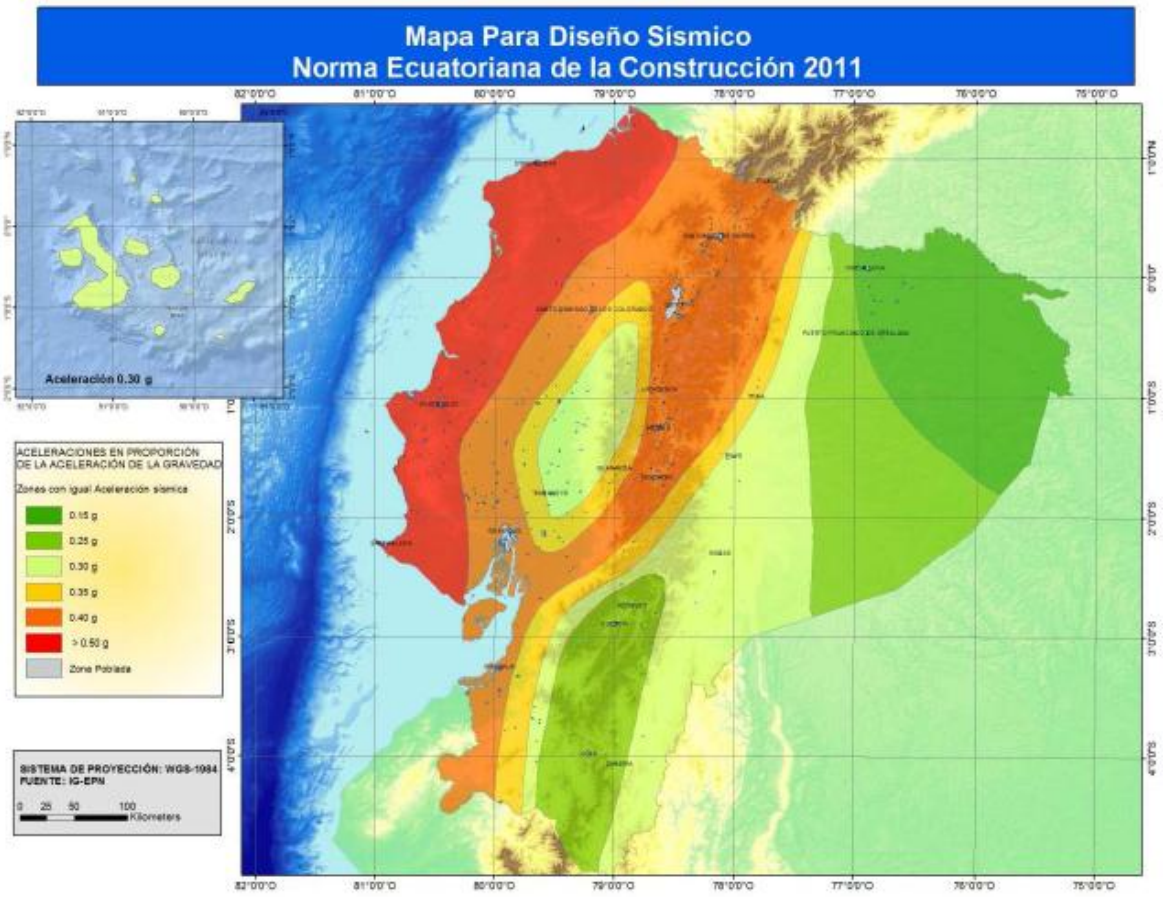


Figura. Zonificación sísmica y valores del factor de zona Z del Ecuador.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CALDERÓN	CALDERÓN (CARAPUNGO)	QUITO	PICHINCHA	0.4

Tabla. Valor del factor Z en la población de Calderón.

$$Z = 0.4$$

La identificación del perfil del suelo se obtiene a partir de la clasificación de los perfiles del suelo según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en base a los datos arrojados por el estudio de suelos. Según las características del suelo del lugar donde se planea construir el proyecto se define el siguiente tipo de perfil.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> \overline{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> \overline{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50.0$ $\overline{S}_u \geq 100$ KPa (≈ 1 kgf/cm^2)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> \overline{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \overline{N} \geq 15.0$ 100 kPa (≈ 1 kgf/cm^2) $> \overline{S}_u \geq 50$ kPa ($\approx$0.5 kgf7cm^2)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\overline{V}_s < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP > 20** **w**$\geq 40\%$ $\overline{S}_u < 50$ kPa ($\approx$0.50 kfg7cm^2)
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: **F1**—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. **F2**—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). **F3**—Arcillas de muy alta plasticidad (**H** >7.5 m con índice de Plasticidad **IP** >75) **F4**—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** >30m) **F5**—Suelos con contrastes de impedancia **α** ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. **F6**—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil: D

- *Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo:*

Fa							
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sismica valor Z (Aceleración esperada en roca, ´g)	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla. Tipos de suelo y factores de sitio Fa.

Fd							
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sismica valor Z (Aceleración esperada en roca, ´g)	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla. Tipos de suelo y factores de sitio Fd.

Fs							
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sismica valor Z (Aceleración esperada en roca, ´g)	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla. Tipos de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.

Por tanto:

$$Tc = 0.55 * 1.5 * \frac{1.4}{1.2}$$

$$Tc = 0.963 \text{ seg.}$$

Es necesario comparar los valores de T y Tc para definir la formula a emplearse para determinar Sa.

$$Sa = \eta\ Z\ Fa \quad para\ 0 \leq T \leq Tc$$

$$Sa = \eta\ Z\ Fa \left(\frac{Tc}{T}\right)^r\ para\ T > Tc$$

η	
Provincias de la Costa, escepto Esmeraldas	**1.80**
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	**2.48**
Provincias del Oriente	**2.60**

Ya que T (0.595 seg.) < Tc (0.963 seg.)

Sa:

$$Sa = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$Sa = 1.190$$

f) <u>Determinación del Corte Basal "V".</u>

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_P * \phi_E} = \frac{1.0 * 1.190}{5.0 * 1.0 * 1.0} W$$

$$V = 0.238 \ W$$

3.2 FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA.

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar sus magnitudes. El valor de este factor depende de la precisión y facilidad de estimar cada tipo de carga.

Las combinaciones de carga buscan representar el escenario más crítico al que pueda verse sometido el elemento y la estructura.

Existen muchos factores y combinaciones al momento de elaborar un modelo matemático, pero este estudio se va a enfocar en los parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

Factores y combinaciones de carga:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r o S o R)
- 1.2D + 1.6 (L_r o S o R) + (L o 0.5W)
- 1.2D + 1.0W + L + 0.5 (L_r o S o R)
- 1.2D + 1.0E + L + 0.2S
- 0.9D + 1.0W
- 0.9D + 1.0 E

Donde:

D = Carga muerta.

L = Carga viva debido al equipo y ocupación.

L_r = Carga de techo.

S = Carga de granizo.

R = Carga de Lluvia.

W = Carga de viento.

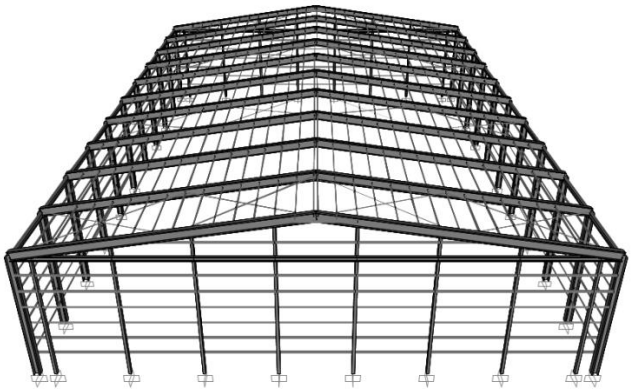
E = Carga por sismo.

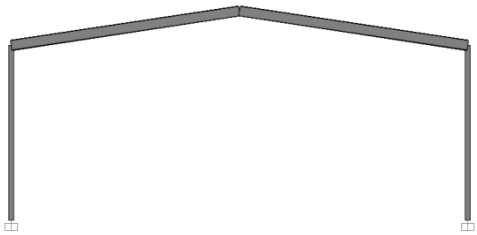
Para elaborar el diseño de la estructura es necesario considerar la combinación de carga crítica, para lo cual se evaluará cada una de estas combinaciones en el programa de análisis estructural y se determinará la combinación que genera solicitaciones máximas en los elementos.

CAPITULO IV

ESTUDIO SOBRE LA INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DE LUZ DE PÓRTICO EN LOS SITEMAS ESTRUCTURALES PROPUESTOS.

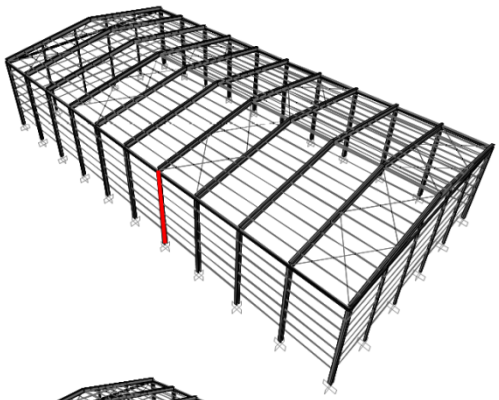
4.1 PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA.





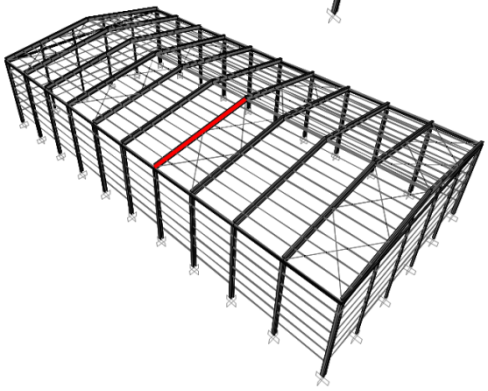
Los elementos críticos para este tipo de pórticos se encuentran donde se señala a continuación:

- Columna



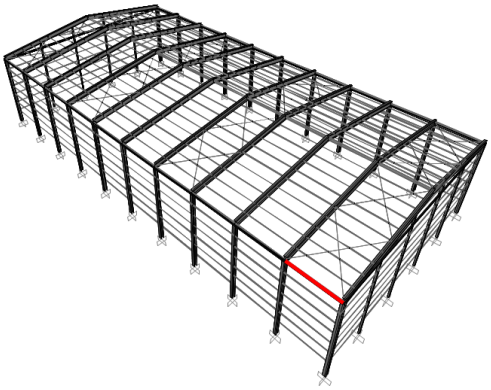
Combinación Crítica:
1.2D + 1.6L

- Viga



Combinación Crítica:
1.2D + 1.6L

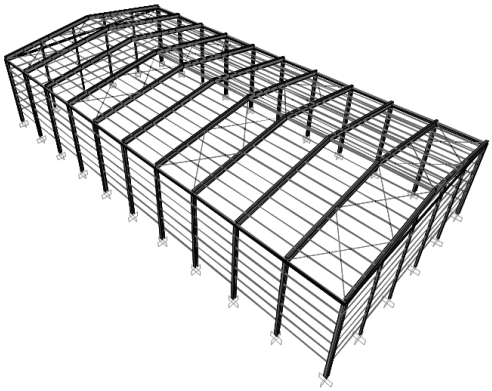
- Viga Secundaria



Combinación Crítica:

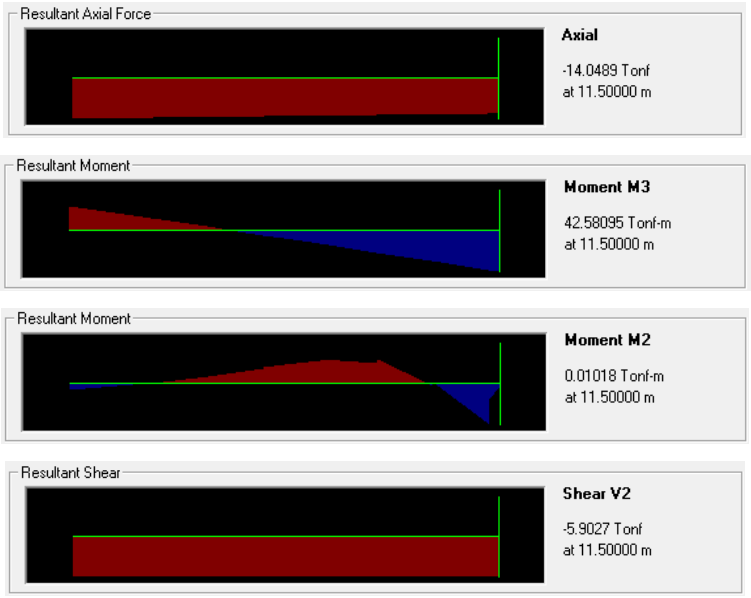
1.2D – Ey + L

4.1.1 Luz de 30 m.

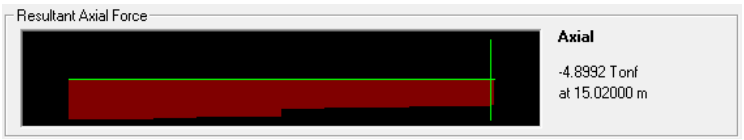


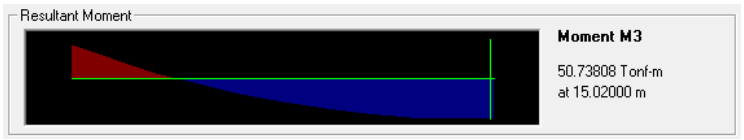
Análisis Estructural.

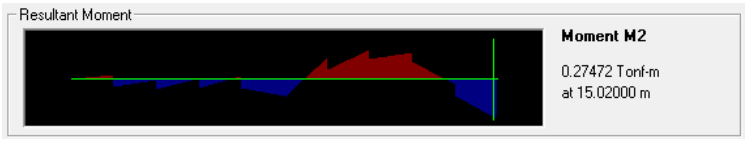
- *Resistencias requeridas de los elementos.*
  - Columna:

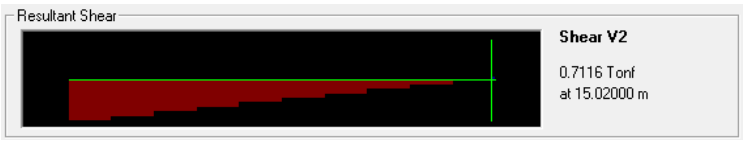


- Viga:

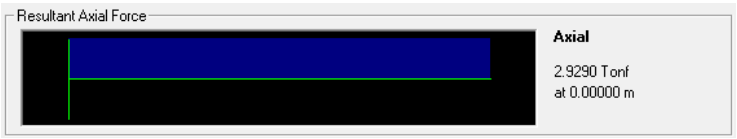


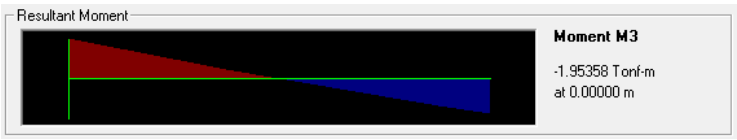


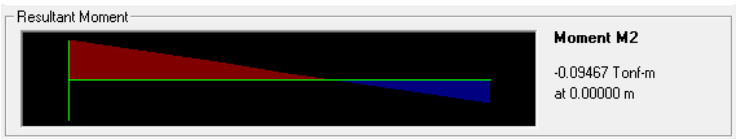


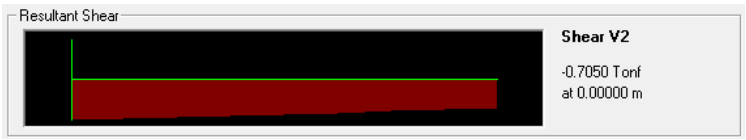


- Viga Secundaria:









- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
175	-Ex	X	-4.812
253	-Ex	X	-4.812
292	-Ex	X	-4.760
272	+Ex	X	4.812
194	+Ex	X	4.812
155	+Ex	X	4.760

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
445	-Wy	Y	-5.960
460	-Wy	Y	-5.960
397	-Ey	Y	-5.709
28	+Ey	Y	5.709
73	+Ey	Y	5.664
38	+Ey	Y	5.664

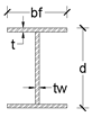
Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
673	D+L	Z	-12.272
691	D+L	Z	-12.272
708	D+L	Z	-12.272
726	D+L	Z	-12.272
706	D+L	Z	-12.189
724	D+L	Z	-12.189

Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	350.00
t (mm) =	18.00
d (mm) =	350.00
tw (mm) =	10.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	157.40
Ix (cm⁴) =	37,334.51
Iy (cm⁴) =	12,865.12
rx (cm) =	15.40
ry (cm) =	9.04
Zx (cm³) =	2,338.09
Zy (cm³) =	1,110.35
Sx (cm³) =	2,133.40
Sy (cm³) =	735.15
Cw (cm⁶) =	3,545,111.55
J (cm⁴) =	141.93

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	14.05
Mux (T-m) =	42.58
Muy (T-m) =	0.01
Vu (T) =	5.90

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	267.31
ϕ Mnx (T-m) =	53.24
ϕ Mny (T-m) =	25.28
ϕVn (T) =	47.82

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc=$ 0.05

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

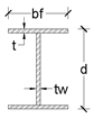
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.826 < 1 OK

➢ Vigas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	300.00
t (mm) =	15.00
d (mm) =	650.00
tw (mm) =	15.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	183.00
Ix (cm⁴) =	120,533.50
Iy (cm⁴) =	6,767.44
rx (cm) =	25.66
ry (cm) =	6.08
Zx (cm³) =	4,299.00
Zy (cm³) =	709.88
Sx (cm³) =	3,708.72
Sy (cm³) =	451.16
Cw (cm⁶) =	6,821,999.96
J (cm⁴) =	134.06

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	4.90
Mux (T-m) =	50.74
Muy (T-m) =	0.28
Vu (T) =	0.71

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	346.76
ϕ Mnx (T-m) =	97.89
ϕ Mny (T-m) =	16.16
ϕVn (T) =	133.20

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc=$ 0.01

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

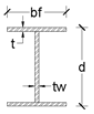
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.542 < 1.0 OK

➢ Vigas secundarias:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	150.00
t (mm) =	8.00
d (mm) =	200.00
tw (mm) =	6.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	35.04
Ix (cm⁴) =	2,524.60
Iy (cm⁴) =	450.33
rx (cm) =	8.49
ry (cm) =	3.58
Zx (cm³) =	281.18
Zy (cm³) =	91.66
Sx (cm³) =	252.46
Sy (cm³) =	60.04
Cw (cm⁶) =	41,502.52
J (cm⁴) =	6.25

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	2.93
Mux (T-m) =	1.95
Muy (T-m) =	0.10
Vu (T) =	0.71

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	79.79
ϕ Mnx (T-m) =	3.84
ϕ Mny (T-m) =	2.09
ϕVn (T) =	16.39

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc=$ 0.04

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.573 < 1.0 OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.)	ΔM (cm.)	ΔM max. (cm.)	ΔM < ΔM max.
		$\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{M\,max.} = 0.020 * h$	
-Ex	X⁻	4.812	18.045	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.812	18.045	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.760	17.848	23.000	OK
+Ex	X	4.812	18.045	23.000	OK
+Ex	X	4.812	18.045	23.000	OK
+Ex	X	4.760	17.848	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.960	22.348	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.960	22.348	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.709	21.410	23.000	OK
+Ey	Y	5.709	21.410	23.000	OK
+Ey	Y	5.664	21.239	23.000	OK
+Ey	Y	5.664	21.239	23.000	OK

Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.)	δ < δ max.
				$\delta_{max.} = L/240$	
673	D+L	Z⁻	12.272	12.50	OK
691	D+L	Z⁻	12.272	12.50	OK
708	D+L	Z⁻	12.272	12.50	OK
726	D+L	Z⁻	12.272	12.50	OK
706	D+L	Z⁻	12.189	12.50	OK
724	D+L	Z⁻	12.189	12.50	OK

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	101.607

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	101,607.00	2.43	$ 246,905.01

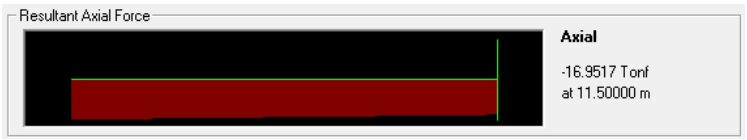
4.1.2 Luz de 35 m.

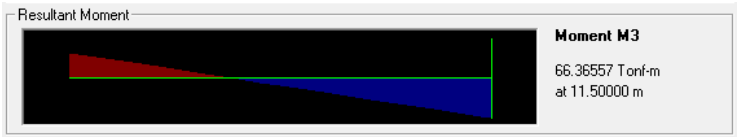


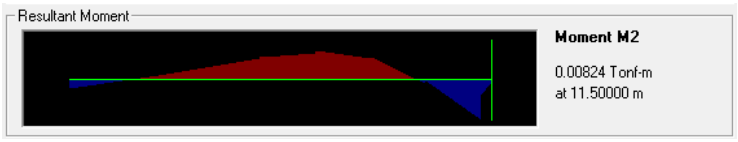
Análisis Estructural.

- *Resistencias requeridas de los elementos.*

- Columna:

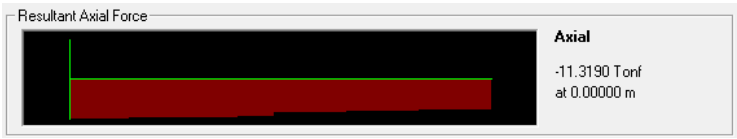


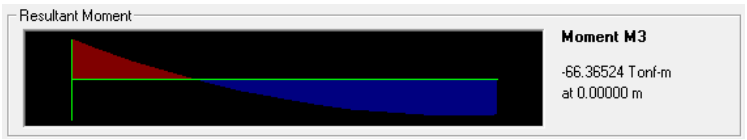




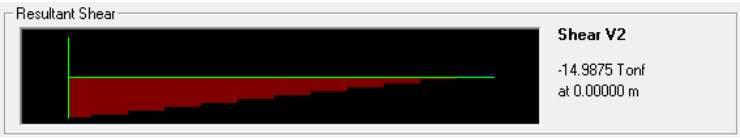


- Viga:

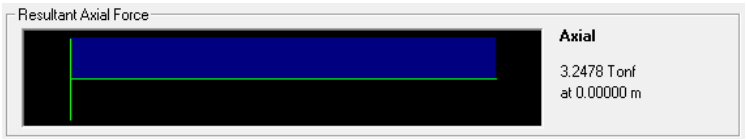


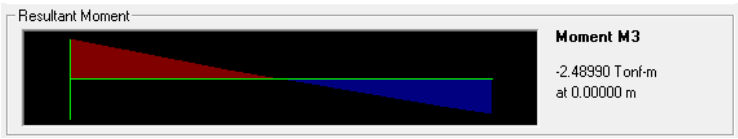


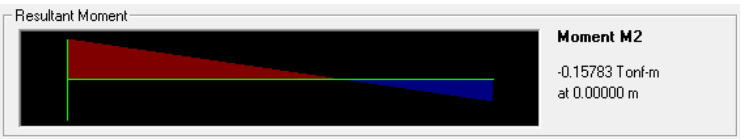


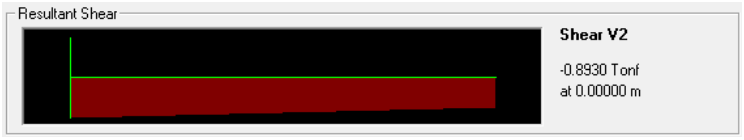


- Viga Secundaria:









- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
244	-Ex	X	-4.785
330	-Ex	X	-4.785
373	-Ex	X	-4.756
265	+Ex	X	4.785
351	+Ex	X	4.785
222	+Ex	X	4.756

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
488	-Ey	Y	-6.033
500	-Ey	Y	-5.991
521	-Ey	Y	-5.991
30	+Ey	Y	6.033
42	+Ey	Y	5.991
87	+Ey	Y	5.991

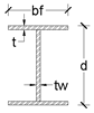
Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
719	D+L	Z	-14.536
740	D+L	Z	-14.536
680	D+L	Z	-14.581
701	D+L	Z	-14.581
721	D+L	Z	-14.581
742	D+L	Z	-14.581

Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	400.00
t (mm) =	20.00
d (mm) =	400.00
tw (mm) =	12.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	203.20
Ix (cm⁴) =	62,478.93
Iy (cm⁴) =	21,338.52
rx (cm) =	17.53
ry (cm) =	10.25
Zx (cm³) =	3,428.80
Zy (cm³) =	1,612.96
Sx (cm³) =	3,123.95
Sy (cm³) =	1,066.93
Cw (cm⁶) =	7,703,204.76
J (cm⁴) =	226.91

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	16.95
Mux (T-m) =	66.37
Muy (T-m) =	0.01
Vu (T) =	9.35

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	369.01
ϕ Mnx (T-m) =	78.07
ϕ Mny (T-m) =	36.73
ϕ Vn (T) =	65.58

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ $\quad Pr/Pc=$ 0.05

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$ No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

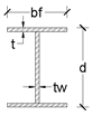
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$ 0.873 < 1 OK

- Vigas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	350.00
t (mm) =	18.00
d (mm) =	650.00
tw (mm) =	15.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	218.10
Ix (cm⁴) =	154,787.02
Iy (cm⁴) =	12,879.77
rx (cm) =	26.64
ry (cm) =	7.68
Zx (cm³) =	5,395.34
Zy (cm³) =	1,137.04
Sx (cm³) =	4,762.68
Sy (cm³) =	735.99
Cw (cm⁶) =	12,861,221.88
J (cm⁴) =	199.68

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	11.32
Mux (T-m) =	66.37
Muy (T-m) =	0.00
Vu (T) =	14.99

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	393.76
ϕ Mnx (T-m) =	122.85
ϕ Mny (T-m) =	25.89
ϕVn (T) =	133.20

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ $\quad Pr/Pc=$ 0.03

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$ No Aplica

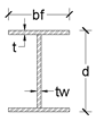
Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$ 0.555 < 1.0 OK

- Vigas secundarias:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	150.00
t (mm) =	10.00
d (mm) =	200.00
tw (mm) =	6.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	40.80
Ix (cm⁴) =	3,001.60
Iy (cm⁴) =	562.82
rx (cm) =	8.58
ry (cm) =	3.71
Zx (cm³) =	333.60
Zy (cm³) =	114.12
Sx (cm³) =	300.16
Sy (cm³) =	75.04
Cw (cm⁶) =	50,794.87
J (cm⁴) =	10.85

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	3.25
Mux (T-m) =	2.49
Muy (T-m) =	0.16
Vu (T) =	0.89

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	92.90
ϕ Mnx (T-m) =	5.14
ϕ Mny (T-m) =	2.60
ϕ Vn (T) =	16.39

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc=$ 0.03

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.562 < 1.0 OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$	ΔM max. (cm.) $\Delta M_{max.} = 0.020 * h$	ΔM < ΔM max.
-Ex	X⁻	4.785	17.944	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.785	17.944	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.756	17.835	23.000	OK
+Ex	X	4.785	17.944	23.000	OK
+Ex	X	4.785	17.944	23.000	OK
+Ex	X	4.756	17.835	23.000	OK
-Ey	Y⁻	6.033	22.623	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.991	22.465	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.991	22.465	23.000	OK
+Ey	Y	6.033	22.623	23.000	OK
+Ey	Y	5.991	22.465	23.000	OK
+Ey	Y	5.991	22.465	23.000	OK

Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
719	D+L	Z⁻	14.536	14.583	OK
740	D+L	Z⁻	14.536	14.583	OK
680	D+L	Z⁻	14.581	14.583	OK
701	D+L	Z⁻	14.581	14.583	OK
721	D+L	Z⁻	14.581	14.583	OK
742	D+L	Z⁻	14.581	14.583	OK

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	133.972

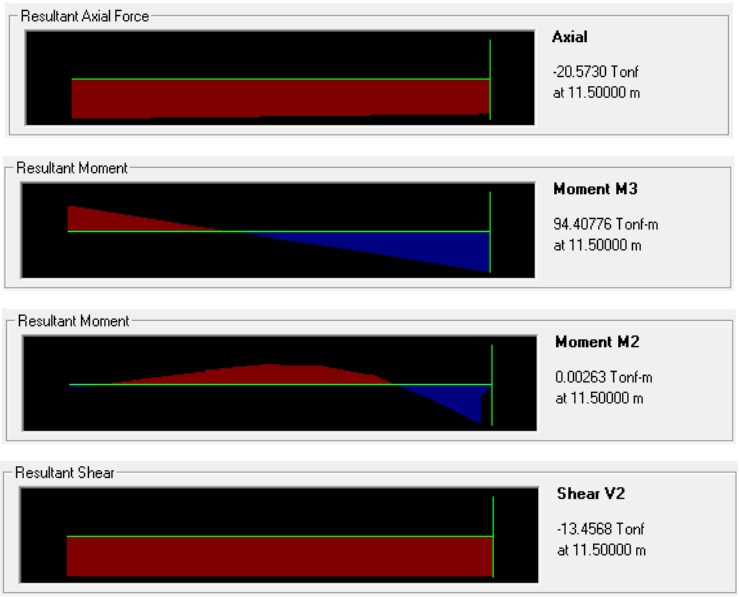
Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	133,972.00	2.43	$ 325,551.96

4.1.3 Luz de 40 m.

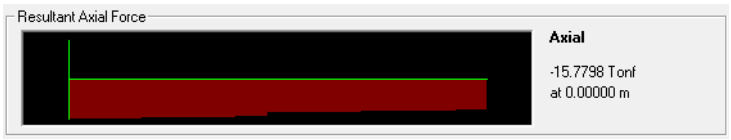


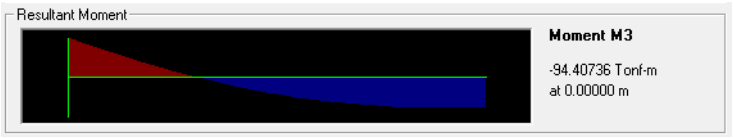
Análisis Estructural.

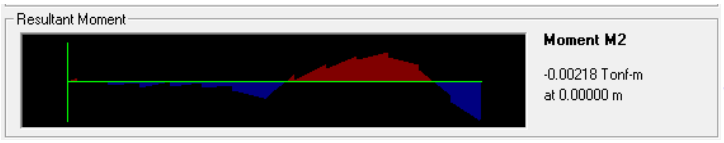
- *Resistencias requeridas de los elementos.*
  - Columna:



- Viga:

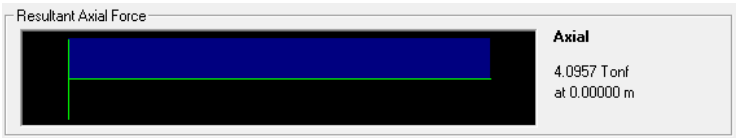


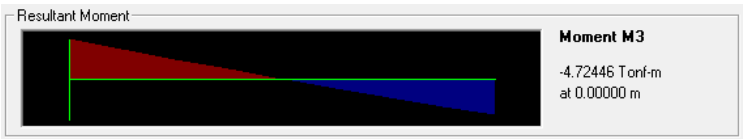


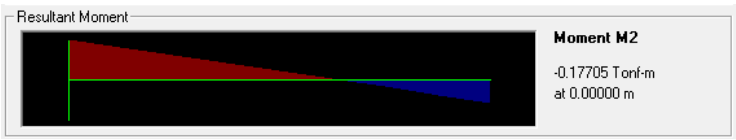


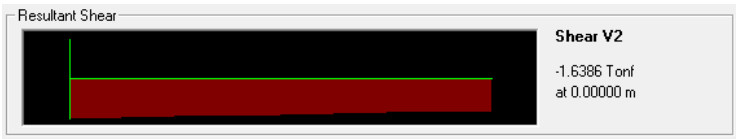


- Viga Secundaria:









- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
289	-Ex	X	-4.761
383	-Ex	X	-4.761
430	-Ex	X	-4.733
312	+Ex	X	4.761
406	+Ex	X	4.761
453	+Ex	X	4.733

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
555	-Ey	Y	-5.951
569	-Ey	Y	-5.907
592	-Ey	Y	-5.907
30	+Ey	Y	5.953
115	+Ey	Y	5.908
44	+Ey	Y	5.908

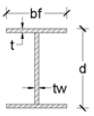
Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
785	D+L	Z	-15.953
759	D+L	Z	-15.953
836	D+L	Z	-15.952
810	D+L	Z	-15.952
783	D+L	Z	-15.933
757	D+L	Z	-15.933

Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	450.00
t (mm) =	22.00
d (mm) =	450.00
tw (mm) =	12.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	246.72
Ix (cm⁴) =	97,448.28
Iy (cm⁴) =	33,418.35
rx (cm) =	19.87
ry (cm) =	11.64
Zx (cm³) =	4,731.71
Zy (cm³) =	2,242.12
Sx (cm³) =	4,331.03
Sy (cm³) =	1,485.26
Cw (cm⁶) =	15,304,265.92
J (cm⁴) =	496.28

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	20.57
Mux (T-m) =	94.41
Muy (T-m) =	0.00
Vu (T) =	13.46

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	471.07
ϕ Mnx (T-m) =	107.74
ϕ Mny (T-m) =	51.05
ϕVn (T) =	73.77

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc=$ 0.04

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

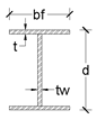
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.898 < 1 OK

➢ Vigas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	400.00
t (mm) =	20.00
d (mm) =	700.00
tw (mm) =	18.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	278.80
Ix (cm⁴) =	228,137.73
Iy (cm⁴) =	21,365.41
rx (cm) =	28.61
ry (cm) =	8.75
Zx (cm³) =	7,400.20
Zy (cm³) =	1,653.46
Sx (cm³) =	6,518.22
Sy (cm³) =	1,068.27
Cw (cm⁶) =	24,698,413.19
J (cm⁴) =	332.71

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	15.78
Mux (T-m) =	94.41
Muy (T-m) =	0.00
Vu (T) =	18.16

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	488.07
ϕ Mnx (T-m) =	168.50
ϕ Mny (T-m) =	37.65
ϕVn (T) =	172.14

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

$Pr/Pc=$ 0.03

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$ No Aplica

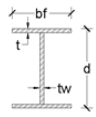
Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$ 0.576 < 1.0 OK

➢ Vigas secundarias:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	150.00
t (mm) =	12.00
d (mm) =	300.00
tw (mm) =	8.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	58.08
Ix (cm⁴) =	8,870.92
Iy (cm⁴) =	676.18
rx (cm) =	12.36
ry (cm) =	3.41
Zx (cm³) =	670.75
Zy (cm³) =	139.42
Sx (cm³) =	591.39
Sy (cm³) =	90.16
Cw (cm⁶) =	140,212.19
J (cm⁴) =	21.03

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	4.10
Mux (T-m) =	4.72
Muy (T-m) =	0.18
Vu (T) =	1.64

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	132.25
ϕ Mnx (T-m) =	8.64
ϕ Mny (T-m) =	3.17
ϕVn (T) =	32.79

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

$Pr/Pc=$ 0.03

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$ No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$ 0.618 < 1.0 OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.)	ΔM (cm.)	ΔM max. (cm.)	ΔM < ΔM max.
		$\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{M\,max.} = 0.020 * h$	
-Ex	X¯	4.761	17.855	23.000	OK
-Ex	X¯	4.761	17.855	23.000	OK
-Ex	X¯	4.733	17.750	23.000	OK
+Ex	X	4.761	17.855	23.000	OK
+Ex	X	4.761	17.855	23.000	OK
+Ex	X	4.733	17.750	23.000	OK
-Ey	Y¯	5.951	22.318	23.000	OK
-Ey	Y¯	5.907	22.152	23.000	OK
-Ey	Y¯	5.907	22.152	23.000	OK
+Ey	Y	5.953	22.322	23.000	OK
+Ey	Y	5.908	22.156	23.000	OK
+Ey	Y	5.908	22.156	23.000	OK

Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.)	δ < δ max.
				$\delta_{max.} = L/240$	
785	D+L	Z¯	15.953	16.67	OK
759	D+L	Z¯	15.953	16.67	OK
836	D+L	Z¯	15.952	16.67	OK
810	D+L	Z¯	15.952	16.67	OK
783	D+L	Z¯	15.933	16.67	OK
757	D+L	Z¯	15.933	16.67	OK

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	179.519

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	179,519.00	2.43	$ 436,231.17

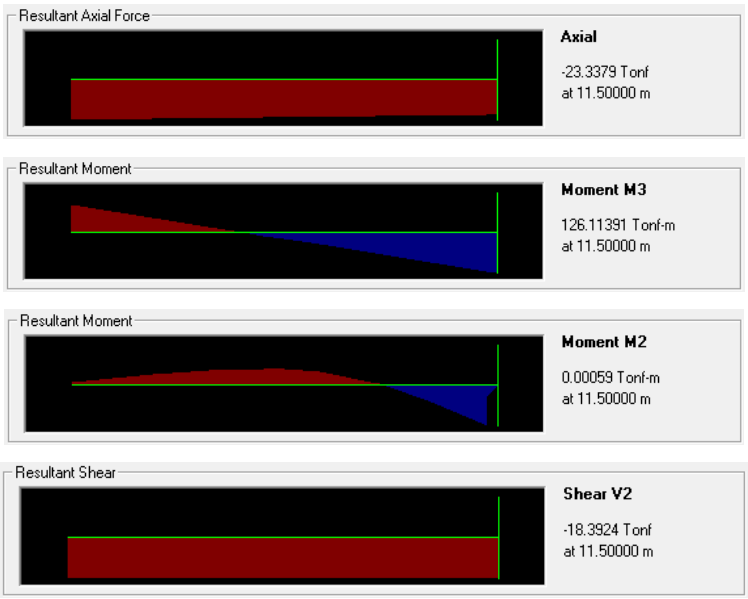
4.1.4 Luz de 45 m.



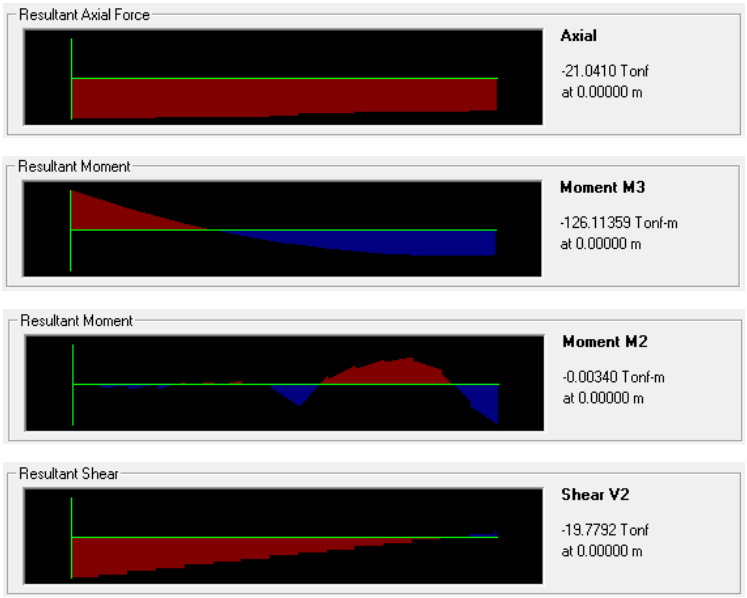
Análisis Estructural.

- *Resistencias requeridas de los elementos.*

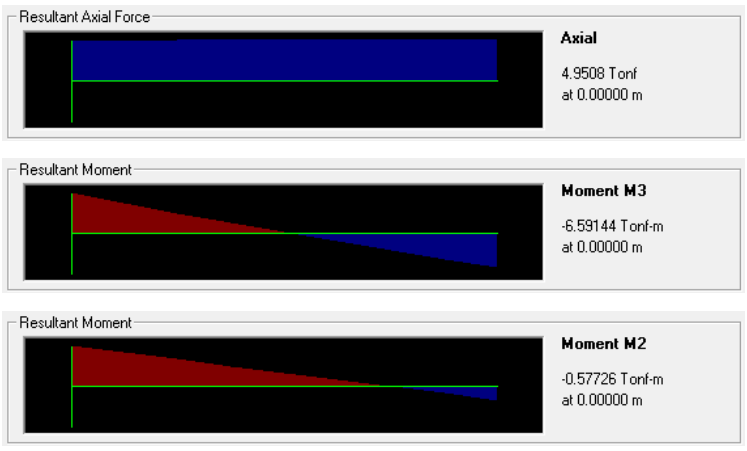
- Columna:

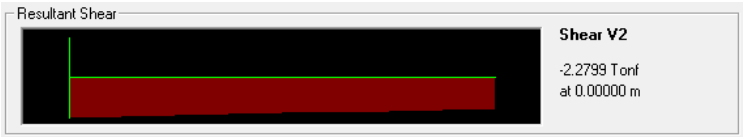


- Viga:



- Viga Secundaria:





- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
341	-Ex	X	-4.615
439	-Ex	X	-4.615
488	-Ex	X	-4.588
365	+Ex	X	4.615
463	+Ex	X	4.615
316	+Ex	X	4.588

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
618	-Ey	Y	-5.812
633	-Ey	Y	-5.764
657	-Ey	Y	-5.764
92	+Ey	Y	5.812
107	+Ey	Y	5.764
135	+Ey	Y	5.764

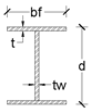
Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
1146	D+L	Z	-17.871
1173	D+L	Z	-17.871
1199	D+L	Z	-17.871
1226	D+L	Z	-17.871
1201	D+L	Z	-17.853
1228	D+L	Z	-17.853

Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	500.00
t (mm) =	25.00
d (mm) =	500.00
tw (mm) =	12.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	304.00
Ix (cm⁴) =	150,258.33
Iy (cm⁴) =	52,089.81
rx (cm) =	22.23
ry (cm) =	13.09
Zx (cm³) =	6,545.00
Zy (cm³) =	3,141.20
Sx (cm³) =	6,010.33
Sy (cm³) =	2,083.59
Cw (cm⁶) =	29,381,910.33
J (cm⁴) =	529.91

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	23.34
Mux (T-m) =	126.11
Muy (T-m) =	0.00
Vu (T) =	18.39

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	601.34
ϕ Mnx (T-m) =	149.03
ϕ Mny (T-m) =	71.53
ϕVn (T) =	81.97

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc=$ 0.04

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

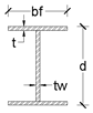
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.866 < 1 OK

- Vigas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	400.00
t (mm) =	20.00
d (mm) =	750.00
tw (mm) =	18.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	287.80
Ix (cm⁴) =	266,899.98
Iy (cm⁴) =	21,367.84
rx (cm) =	30.45
ry (cm) =	8.62
Zx (cm³) =	8,108.45
Zy (cm³) =	1,657.51
Sx (cm³) =	7,117.33
Sy (cm³) =	1,068.39
Cw (cm⁶) =	28,467,303.95
J (cm⁴) =	342.43

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	21.04
Mux (T-m) =	126.11
Muy (T-m) =	0.00
Vu (T) =	19.78

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	488.60
ϕ Mnx (T-m) =	184.63
ϕ Mny (T-m) =	37.74
ϕ Vn (T) =	184.44

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc=$ 0.04

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

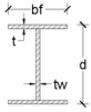
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.705 < 1.0 OK

- Viga secundarias:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	200.00
t (mm) =	15.00
d (mm) =	350.00
tw (mm) =	10.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	92.00
Ix (cm⁴) =	19,575.67
Iy (cm⁴) =	2,002.67
rx (cm) =	14.59
ry (cm) =	4.67
Zx (cm³) =	1,261.00
Zy (cm³) =	308.00
Sx (cm³) =	1,118.61
Sy (cm³) =	200.27
Cw (cm⁶) =	561,873.17
J (cm⁴) =	53.33

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	4.95
Mux (T-m) =	6.59
Muy (T-m) =	0.58
Vu (T) =	2.28

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	209.48
ϕ Mnx (T-m) =	21.50
ϕ Mny (T-m) =	7.01
ϕ Vn (T) =	47.82

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc=$ 0.02

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.401 < 1.0 OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.)	ΔM (cm.)	ΔM max. (cm.)	ΔM < ΔM max.
		$\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{M\,max.} = 0.020 * h$	
-Ex	X⁻	4.615	17.306	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.615	17.306	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.588	17.207	23.000	OK
+Ex	X	4.615	17.306	23.000	OK
+Ex	X	4.615	17.306	23.000	OK
+Ex	X	4.588	17.207	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.812	21.796	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.764	21.613	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.764	21.613	23.000	OK
+Ey	Y	5.812	21.796	23.000	OK
+Ey	Y	5.764	21.613	23.000	OK
+Ey	Y	5.764	21.613	23.000	OK

Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.)	δ < δ max.
				$\delta_{max.} = L/240$	
1146	D+L	Z⁻	17.871	18.75	OK
1173	D+L	Z⁻	17.871	18.75	OK
1199	D+L	Z⁻	17.871	18.75	OK
1226	D+L	Z⁻	17.871	18.75	OK
1201	D+L	Z⁻	17.853	18.75	OK
1228	D+L	Z⁻	17.853	18.75	OK

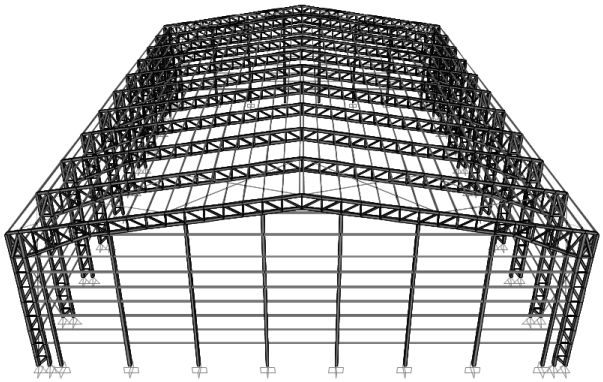
Análisis Económico.

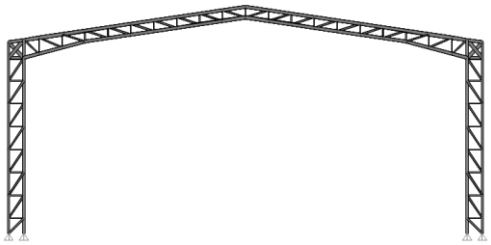
Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	215.408

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	215,408.00	2.43	$ 523,441.44

4.2 PÓRTICOS EN CELOSÍA.

Para éste tipo de pórticos, los elementos con la combinación de carga más desfavorable (1.2D + 1.6L) se encuentran en el cuarto pórtico, cuyas solicitaciones y posición serán detalladas a continuación.





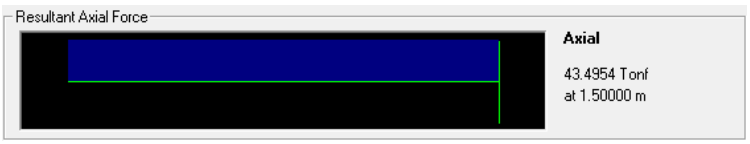
4.2.1 Luz de 30 m.

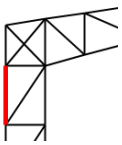


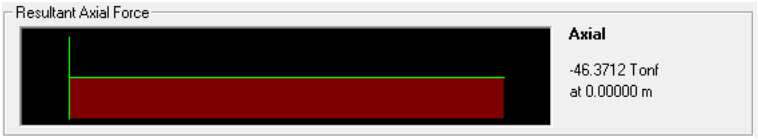
Análisis Estructural.

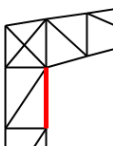
- *Resistencias requeridas de los elementos.*
  - Columna.

    Cordón:

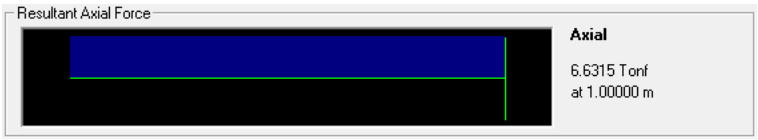


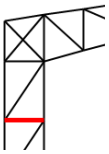






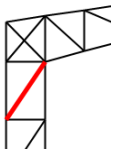
Parante Horizontal:





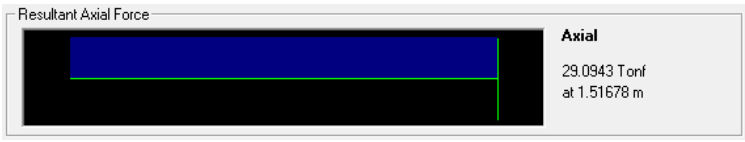
Parante Inclinado:





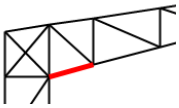
- Viga.

Cordón Inferior:

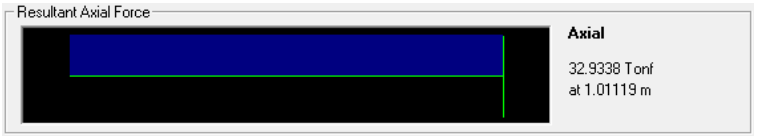


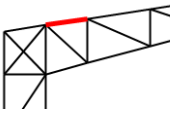


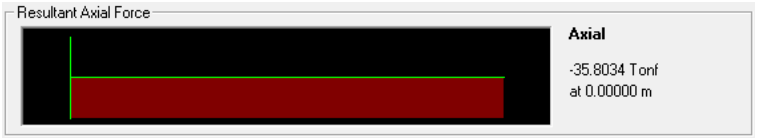


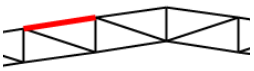


Cordón Superior:

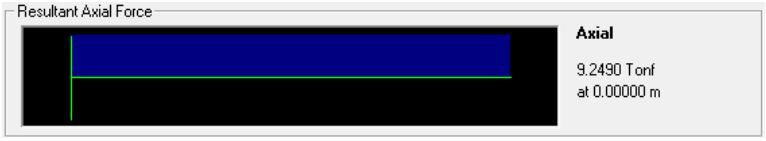






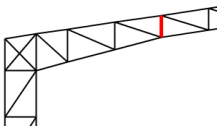


Parante Vertical:

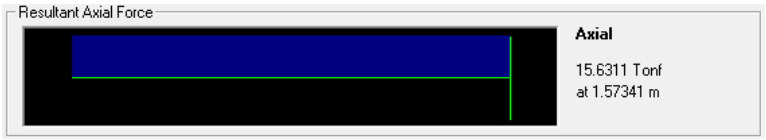


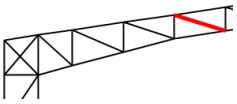






Parante Inclinado:









- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
345	D+L	X	-2.917
665	D+L	X	-2.917
425	D+L	X	-2.894
464	D+L	X	2.894
384	D+L	X	2.917
704	D+L	X	2.917

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
234	-Wy	Y	-4.832
219	-Wy	Y	-4.832
235	-Wy	Y	-4.690
974	+Wy	Y	3.922
988	+Wy	Y	4.157
973	+Wy	Y	4.159

Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
321	D+L	Z	-10.266
641	D+L	Z	-10.266
320	D+L	Z	-10.234
640	D+L	Z	-10.234
333	D+L	Z	-10.221
372	D+L	Z	-10.221

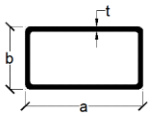
Diseño de los Elementos.

- Columnas.

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDONES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	27.36
Ix (cm⁴) =	1624.50
Iy (cm⁴) =	1043.74
rx (cm) =	7.71
ry (cm) =	6.18
r (cm) =	6.18
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	9.88
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	1915.50

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	43.50
Pu (ton) =	46.37

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	62.30
ϕ Pn (ton) =	47.70

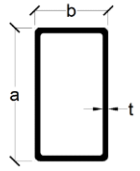
DISEÑO.

Tu =	43.50 ton.	<	ϕ Tn =	62.30 ton.	OK
Pu =	46.37 ton.	<	ϕ Pn =	47.70 ton.	OK

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES HORIZONTALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	60.00
b (mm) =	60.00
t (mm) =	1.50

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	3.51
Ix (cm⁴) =	20.03
Iy (cm⁴) =	20.03
rx (cm) =	2.39
ry (cm) =	2.39
r (cm) =	2.39
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	3.38
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	30.03

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	6.63
Pu (ton) =	0.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	7.99
ϕ Pn (ton) =	5.65

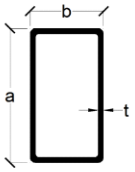
DISEÑO.

Tu =	6.63 ton.	<	ϕt * Tn =	7.99 ton.	OK
Pu =	0.00 ton.	<	ϕc * Pn =	5.65 ton.	OK

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	100.00
b (mm) =	100.00
t (mm) =	2.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	7.84
Ix (cm⁴) =	125.54
Iy (cm⁴) =	125.54
rx (cm) =	4.00
ry (cm) =	4.00
r (cm) =	4.00
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	5.66
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	188.24

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	0.00
Pu (ton) =	11.96

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	17.85
ϕ Pn (ton) =	12.68

DISEÑO.

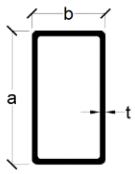
Tu =	0.00 ton.	<	ϕt * Tn =	17.85 ton.	OK
Pu =	11.96 ton.	<	ϕc * Pn =	12.68 ton.	OK

- Vigas.

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON INFERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	27.36
Ix (cm⁴) =	1624.50
Iy (cm⁴) =	1043.74
rx (cm) =	7.71
ry (cm) =	6.18
r (cm) =	6.18
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	9.88
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	1915.50

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	29.09
Pu (ton) =	45.65

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	62.30
ϕ Pn (ton) =	47.70

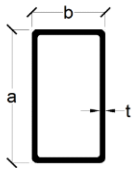
DISEÑO.

Tu =	29.09 ton.	<	ϕt * Tn =	62.30 ton.	OK
Pu =	45.65 ton.	<	ϕc * Pn =	47.70 ton.	OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON SUPERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	20.64
Ix (cm⁴) =	1238.34
Iy (cm⁴) =	797.66
rx (cm) =	7.75
ry (cm) =	6.22
r (cm) =	6.22
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	9.93
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	1462.72

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	32.93
Pu (ton) =	35.80

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	47.00
ϕ Pn (ton) =	36.70

DISEÑO.

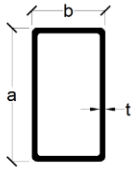
T_u = 32.93 ton. < $\phi_t \cdot T_n$ = 47.00 ton. OK

P_u = 35.80 ton. < $\phi_c \cdot P_n$ = 36.70 ton. OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES VERTICALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	60.00
b (mm) =	60.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	6.84
Ix (cm⁴) =	37.14
Iy (cm⁴) =	37.14
rx (cm) =	2.33
ry (cm) =	2.33
r (cm) =	2.33
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	3.30
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	55.56

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	9.25
Pu (ton) =	8.12

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	15.57
ϕ Pn (ton) =	8.86

DISEÑO.

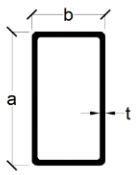
T_u = 9.25 ton. < $\phi_t \cdot T_n$ = 15.57 ton. OK

P_u = 8.12 ton. < $\phi_c \cdot P_n$ = 8.86 ton. OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	80.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	9.24
Ix (cm⁴) =	91.45
Iy (cm⁴) =	91.45
rx (cm) =	3.15
ry (cm) =	3.15
r (cm) =	3.15
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	4.45
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	136.96

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	15.63
Pu (ton) =	0.93

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	21.04
ϕ Pn (ton) =	12.61

DISEÑO.

T_u = 15.63 ton. < $\phi_t \cdot T_n$ = 21.04 ton. OK

P_u = 0.93 ton. < $\phi_c \cdot P_n$ = 12.61 ton. OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.)	ΔM (cm.)	ΔM max. (cm.)	ΔM < ΔM max.
		$\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{M\,max.} = 0.020 * h$	
D+L	X⁻	2.917	10.940	23.000	OK
D+L	X⁻	2.917	10.940	23.000	OK
D+L	X⁻	2.894	10.853	23.000	OK
D+L	X	2.894	10.853	23.000	OK
D+L	X	2.917	10.940	23.000	OK
D+L	X	2.917	10.940	23.000	OK
-Wy	Y⁻	4.832	18.120	23.000	OK
-Wy	Y⁻	4.832	18.120	23.000	OK
-Wy	Y⁻	4.690	17.589	23.000	OK
+Wy	Y	3.922	14.708	23.000	OK
+Wy	Y	4.157	15.588	23.000	OK
+Wy	Y	4.159	15.595	23.000	OK

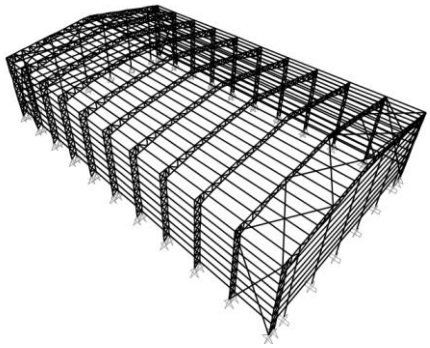
Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.)	δ < δ max.
				$\delta_{max.} = L/240$	
321	D+L	Z⁻	10.266	12.5	OK
641	D+L	Z⁻	10.266	12.5	OK
320	D+L	Z⁻	10.234	12.5	OK
640	D+L	Z⁻	10.234	12.5	OK
333	D+L	Z⁻	10.221	12.5	OK
372	D+L	Z⁻	10.221	12.5	OK

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	51.337

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos en celosía (provisión y montaje)	kg	51,337.00	2.54	$ 130,395.98

4.2.2 Luz de 35 m.

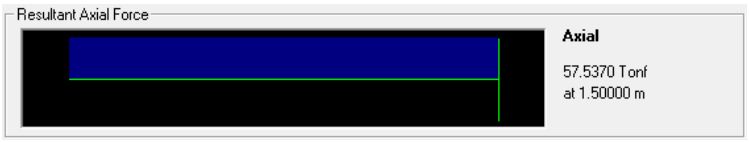


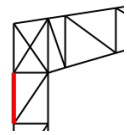
Análisis Estructural.

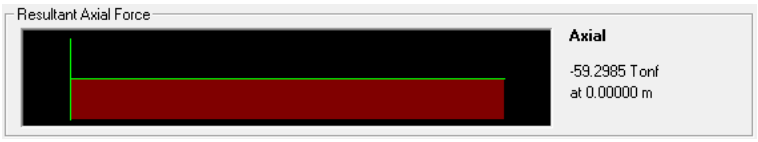
- *Resistencias requeridas de los elementos.*

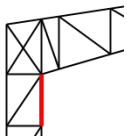
- Columna.

Cordón:

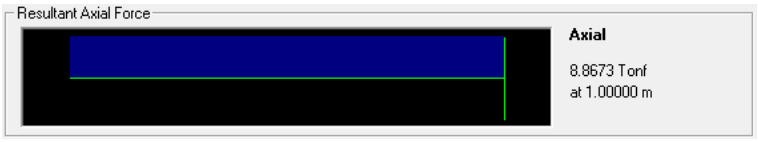


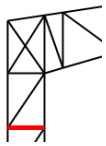




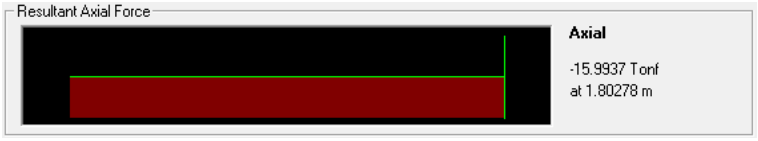


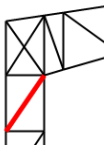
Parante Horizontal:





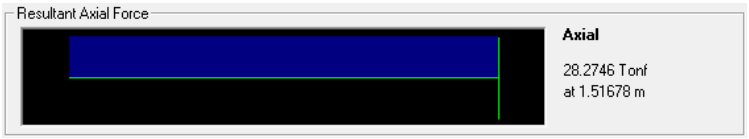
Parante Inclinado:





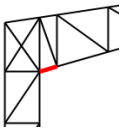
- Viga.

Cordón Inferior:

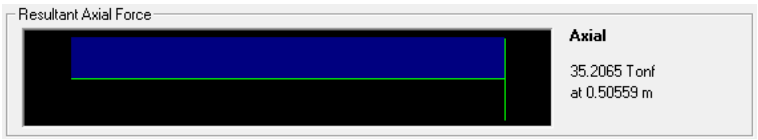


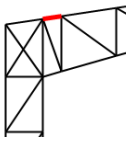


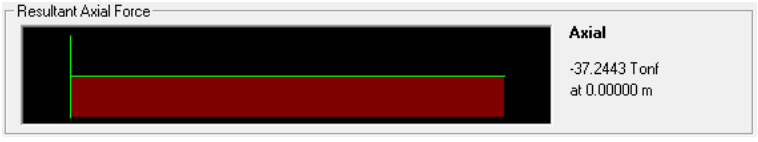


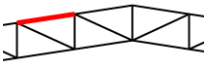


Cordón Superior:

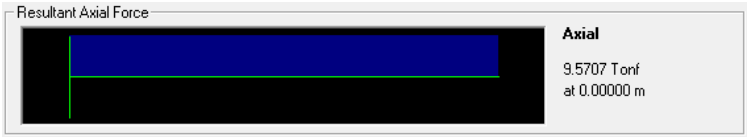


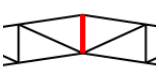




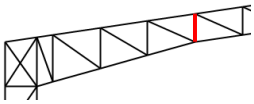


Parante Vertical:

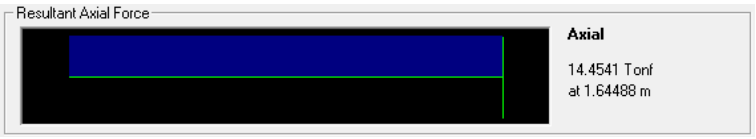


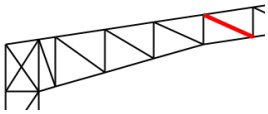


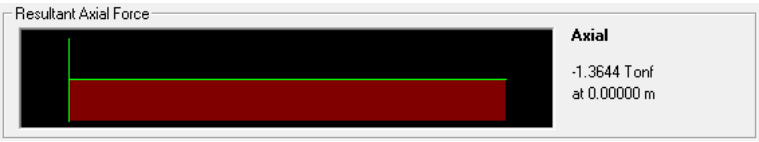




Parante Inclinado:









- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
345	D+L	X	-2.916
665	D+L	X	-2.916
425	D+L	X	-2.898
704	D+L	X	2.898
464	D+L	X	2.916
384	D+L	X	2.916

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
234	-Wy	Y	-6.005
219	-Wy	Y	-6.005
235	-Wy	Y	-5.918
974	+Wy	Y	4.868
988	+Wy	Y	4.946
973	+Wy	Y	4.948

Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
321	D+L	Z	-10.132
641	D+L	Z	-10.132
320	D+L	Z	-10.086
640	D+L	Z	-10.086
333	D+L	Z	-10.081
372	D+L	Z	-10.081

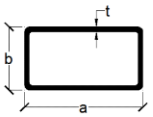
Diseño de los Elementos.

- Columnas.

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDONES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	6.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	40.56
Ix (cm⁴) =	2358.63
Iy (cm⁴) =	1507.69
rx (cm) =	7.63
ry (cm) =	6.10
r (cm) =	6.10
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	9.76
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	2770.72

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	57.54
Pu (ton) =	59.30

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	92.36
ϕ Pn (ton) =	63.49

DISEÑO.

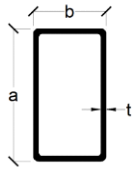
T_u = 57.54 ton. < $\phi_t \cdot T_n$ = 92.36 ton. OK

P_u = 59.30 ton. < $\phi_c \cdot P_n$ = 63.49 ton. OK

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES HORIZONTALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	60.00
b (mm) =	60.00
t (mm) =	2.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	4.64
Ix (cm⁴) =	26.05
Iy (cm⁴) =	26.05
rx (cm) =	2.37
ry (cm) =	2.37
r (cm) =	2.37
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	3.35
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	39.02

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	8.87
Pu (ton) =	0.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	10.57
ϕ Pn (ton) =	6.89

DISEÑO.

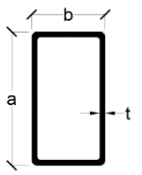
T_u = 8.87 ton. < $\phi_t \cdot T_n$ = 10.57 ton. OK

P_u = 0.00 ton. < $\phi_c \cdot P_n$ = 6.89 ton. OK

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	100.00
b (mm) =	100.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	11.64
Ix (cm⁴) =	182.71
Iy (cm⁴) =	182.71
rx (cm) =	3.96
ry (cm) =	3.96
r (cm) =	3.96
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	5.60
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	273.80

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	0.00
Pu (ton) =	15.99

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	26.50
ϕ Pn (ton) =	17.59

DISEÑO.

T_u = 0.00 ton. < $\phi_t \cdot T_n$ = 26.50 ton. OK

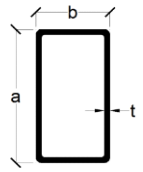
P_u = 15.99 ton. < $\phi_c \cdot P_n$ = 17.59 ton. OK

➢ Vigas.

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON INFERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	150.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	6.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	34.56
Ix (cm) =	1196.47
Iy (cm) =	1196.47
rx (cm) =	5.88
ry (cm) =	5.88
r (cm) =	5.88
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	8.32
Cw =	0.00
J (cm) =	1791.59

?

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	28.27
Pu (ton) =	47.70

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
? Tn (ton) =	78.69
? Pn (ton) =	50.88

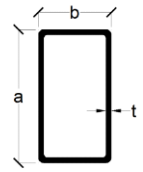
DISEÑO.

T_u =	28.27 ton.	<	$\phi t \times T_n$ =	78.69 ton.	OK
P_u =	47.70 ton.	<	$\phi c \times P_n$ =	50.88 ton.	OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON SUPERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	150.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	23.36
Ix (cm⁴) =	830.53
Iy (cm⁴) =	830.53
rx (cm) =	5.96
ry (cm) =	5.96
r (cm) =	5.96
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	8.43
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	1524.31

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	35.21
Pu (ton) =	37.24

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	53.19
ϕ Pn (ton) =	39.27

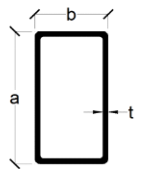
DISEÑO.

T_u =	35.21 ton.	<	$\phi t \times T_n$ =	53.19 ton.	OK
P_u =	37.24 ton.	<	$\phi c \times P_n$ =	39.27 ton.	OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES VERTICALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	80.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	2.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	6.24
Ix (cm) =	63.32
Iy (cm) =	63.32
rx (cm) =	3.19
ry (cm) =	3.19
r (cm) =	3.19
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	4.50
Cw =	0.00
J (cm) =	94.91

?

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	9.57
Pu (ton) =	9.08

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
? Tn (ton) =	14.21
? Pn (ton) =	10.56

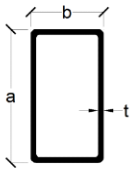
DISEÑO.

T_u =	9.57 ton.	<	$\phi t \times T_n$ =	14.21 ton.	OK
P_u =	9.08 ton.	<	$\phi c \times P_n$ =	10.56 ton.	OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	60.00
b (mm) =	60.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	6.84
Ix (cm⁴) =	37.14
Iy (cm⁴) =	37.14
rx (cm) =	2.33
ry (cm) =	2.33
r (cm) =	2.33
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	3.30
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	55.56

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	14.45
Pu (ton) =	1.36

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	15.57
ϕ Pn (ton) =	7.02

DISEÑO.

T_u =	14.45 ton.	<	$\phi_t \times T_n$ =	15.57 ton.	OK
P_u =	1.36 ton.	<	$\phi_c \times P_n$ =	7.02 ton.	OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$	ΔM max. (cm.) $\Delta_{M\,max.} = 0.020 \times h$	ΔM < ΔM max.
D+L	X⁻	2.916	10.935	23.000	OK
D+L	X⁻	2.916	10.935	23.000	OK
D+L	X⁻	2.898	10.868	23.000	OK
D+L	X	2.898	10.868	23.000	OK
D+L	X	2.916	10.935	23.000	OK
D+L	X	2.916	10.935	23.000	OK
-Wy	Y⁻	6.005	22.519	23.000	OK
-Wy	Y⁻	6.005	22.519	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.918	22.191	23.000	OK
+Wy	Y	4.868	18.255	23.000	OK
+Wy	Y	4.946	18.546	23.000	OK
+Wy	Y	4.948	18.553	23.000	OK

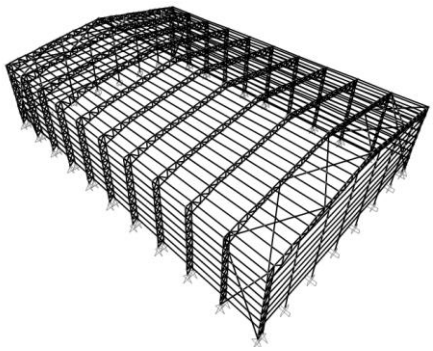
Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
321	D+L	Z⁻	10.132	14.583	OK
641	D+L	Z⁻	10.132	14.583	OK
320	D+L	Z⁻	10.086	14.583	OK
640	D+L	Z⁻	10.086	14.583	OK
333	D+L	Z⁻	10.081	14.583	OK
372	D+L	Z⁻	10.081	14.583	OK

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	66.914

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos en celosía (provisión y montaje)	kg	66,914.00	2.54	$ 169,961.56

4.2.3 Luz de 40 m.

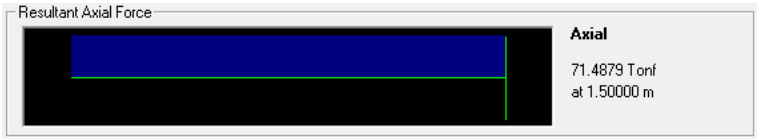


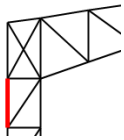
Análisis Estructural.

- *Resistencias requeridas de los elementos.*

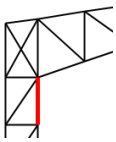
  ➢ Columna.

  Cordón:

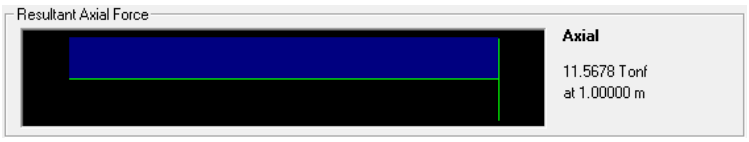


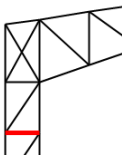






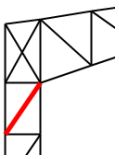
  Parante Horizontal:





  Parante Inclinado:





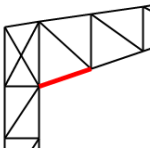
  ➢ Viga.

  Cordón Inferior:

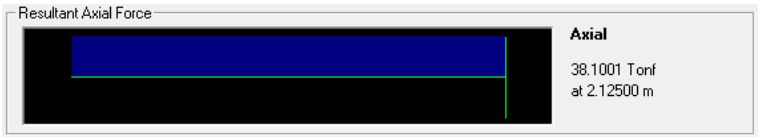


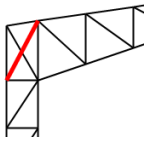




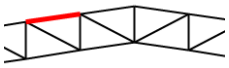


Cordón Superior:

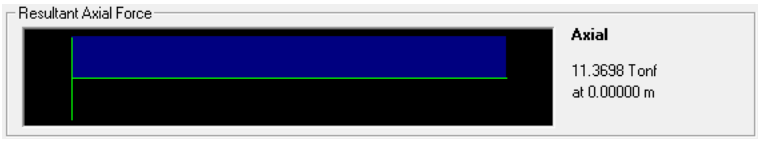






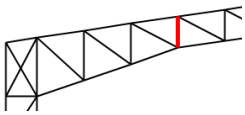


Parante Vertical:

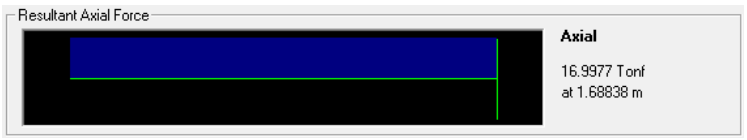


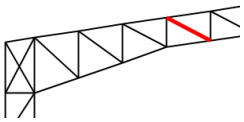




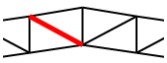


Parante Inclinado:









- *<u>Desplazamientos máximos de la estructura.</u>*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
718	D+L	X	-3.216
350	D+L	X	-3.214
626	D+L	X	-3.189
487	D+L	X	3.189
395	D+L	X	3.214
763	D+L	X	3.216

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
211	-Wy	Y	-5.600
234	-Wy	Y	-5.503
212	-Wy	Y	-5.396
1091	+Wy	Y	4.385
1114	+Wy	Y	4.426
1091	+Wy	Y	4.426

Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
700	D+L	Z	-11.849
332	D+L	Z	-11.839
699	D+L	Z	-11.807
716	D+L	Z	-11.802
761	D+L	Z	-11.802
331	D+L	Z	-11.798

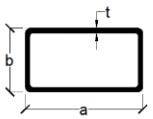
Diseño de los Elementos.

- Columnas.

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDONES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	300.00
b (mm) =	200.00
t (mm) =	5.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	49.00
Ix (cm) =	6384.08
Iy (cm) =	3424.08
rx (cm) =	11.41
ry (cm) =	8.36
r (cm) =	8.36
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	14.15
Cw =	0.00
J (cm) =	6753.32

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	71.49
Pu (ton) =	71.48

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
? Tn (ton) =	111.57
? Pn (ton) =	88.80

DISEÑO.

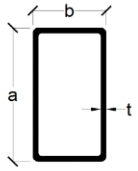
ϕT_n = 71.49 ton. < ϕT_n = 111.57 ton. OK

P_u = 71.48 ton. < ϕP_n = 88.80 ton. OK

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES HORIZONTALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	60.00
b (mm) =	60.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	6.84
Ix (cm) =	37.14
Iy (cm) =	37.14
rx (cm) =	2.33
ry (cm) =	2.33
r (cm) =	2.33
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	3.30
Cw =	0.00
J (cm) =	55.56

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	11.57
Pu (ton) =	0.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
? Tn (ton) =	15.57
? Pn (ton) =	8.43

DISEÑO.

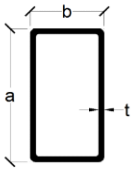
ϕT_n = 11.57 ton. < ϕT_n = 15.57 ton. OK

P_u = 0.00 ton. < ϕP_n = 8.43 ton. OK

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	125.00
b (mm) =	100.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	17.36
Ix (cm⁴) =	399.70
Iy (cm⁴) =	282.45
rx (cm) =	4.80
ry (cm) =	4.03
r (cm) =	4.03
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	6.27
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	497.44

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	0.00
Pu (ton) =	20.87

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Tn (ton) =	39.53
ϕ Pn (ton) =	24.94

DISEÑO.

ϕT_n = 0.00 ton. < ϕT_n = 39.53 ton. OK

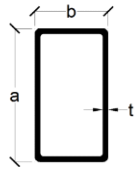
P_u = 20.87 ton. < ϕP_n = 24.94 ton. OK

- Vigas.

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON INFERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	250.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	31.36
Ix (cm⁴) =	2760.47
Iy (cm⁴) =	1256.95
rx (cm) =	9.38
ry (cm) =	6.33
r (cm) =	6.33
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	11.32
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	2632.57

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	32.13
Pu (ton) =	52.90

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	71.41
ϕ Pn (ton) =	56.12

DISEÑO.

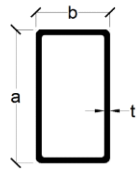
T_u = 32.13 ton. < $\phi_t \cdot T_n$ = 71.41 ton. OK

P_u = 52.90 ton. < $\phi_c \cdot P_n$ = 56.12 ton. OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON SUPERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	27.36
Ix (cm) =	1624.50
Iy (cm) =	1043.74
rx (cm) =	7.71
ry (cm) =	6.18
r (cm) =	6.18
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	9.88
Cw =	0.00
J (cm) =	1915.50

?

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	38.10
Pu (ton) =	43.84

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
? Tn (ton) =	62.30
? Pn (ton) =	47.70

DISEÑO.

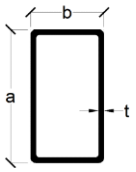
T_u = 38.10 ton. < $\phi_t \cdot T_n$ = 62.30 ton. OK

P_u = 43.84 ton. < $\phi_c \cdot P_n$ = 47.70 ton. OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES VERTICALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	80.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	9.24
Ix (cm) =	91.45
Iy (cm) =	91.45
rx (cm) =	3.15
ry (cm) =	3.15
r (cm) =	3.15
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	4.45
Cw =	0.00
J (cm) =	136.96

?

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	11.37
Pu (ton) =	11.24

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
? Tn (ton) =	21.04
? Pn (ton) =	13.70

DISEÑO.

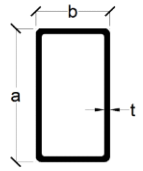
T_u = 11.37 ton. < $\phi_t \cdot T_n$ = 21.04 ton. OK

P_u = 11.24 ton. < $\phi_c \cdot P_n$ = 13.70 ton. OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	80.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	9.24
Ix (cm⁴) =	91.45
Iy (cm⁴) =	91.45
rx (cm) =	3.15
ry (cm) =	3.15
r (cm) =	3.15
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	4.45
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	136.96

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	17.00
Pu (ton) =	1.93

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	21.04
ϕ Pn (ton) =	12.39

DISEÑO.

Tu =	17.00 ton.	<	ϕt × Tn =	21.04 ton.	OK
Pu =	1.93 ton.	<	ϕc × Pn =	12.39 ton.	OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$	ΔM max. (cm.) $\Delta_{M\,max.} = 0.020 \times h$	ΔM < ΔM max.
D+L	X⁻	3.216	12.061	23.000	OK
D+L	X⁻	3.214	12.053	23.000	OK
D+L	X⁻	3.189	11.960	23.000	OK
D+L	X	3.189	11.960	23.000	OK
D+L	X	3.214	12.052	23.000	OK
D+L	X	3.216	12.062	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.600	20.999	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.503	20.636	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.396	20.236	23.000	OK
+Wy	Y	4.385	16.445	23.000	OK
+Wy	Y	4.426	16.596	23.000	OK
+Wy	Y	4.426	16.598	23.000	OK

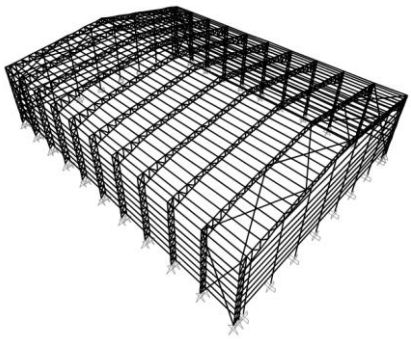
Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
700	D+L	Z⁻	11.849	16.667	OK
332	D+L	Z⁻	11.839	16.667	OK
699	D+L	Z⁻	11.807	16.667	OK
716	D+L	Z⁻	11.802	16.667	OK
761	D+L	Z⁻	11.802	16.667	OK
331	D+L	Z⁻	11.798	16.667	OK

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	82.406

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos en celosía (provisión y montaje)	kg	82,406.00	2.54	$ 209,311.24

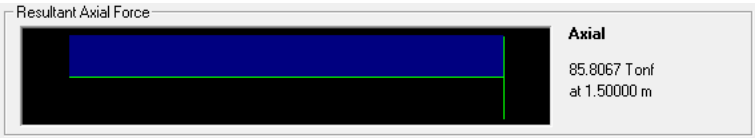
4.2.4 Luz de 45 m.

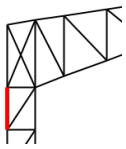


Análisis Estructural.

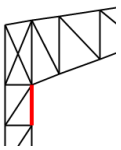
- *Resistencias requeridas de los elementos.*
  - Columna.

    Cordón:

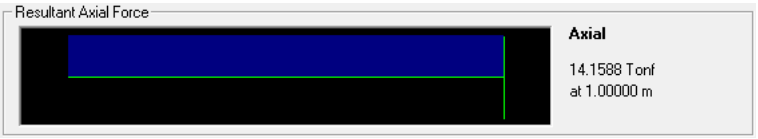


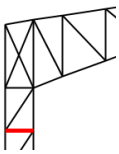






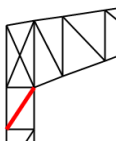
Parante Horizontal:





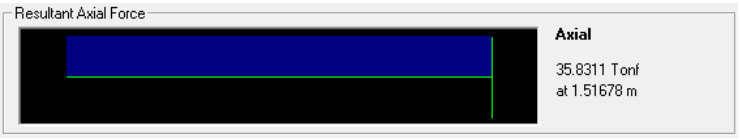
Parante Inclinado:

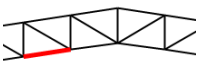


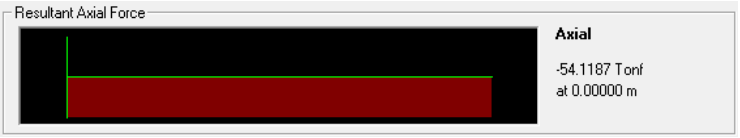


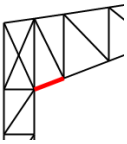
  - Viga.

    Cordón Inferior:

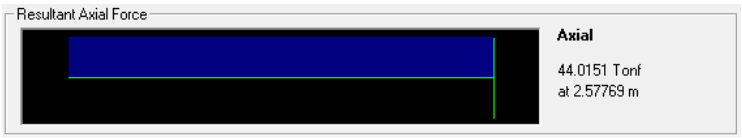


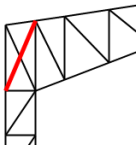


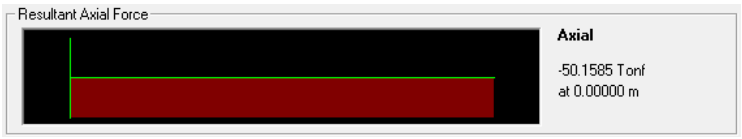


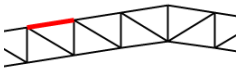


Cordón Superior:

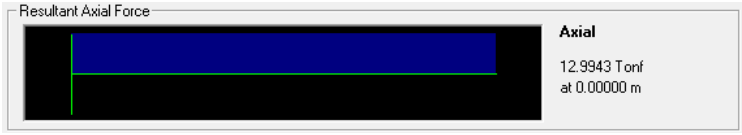






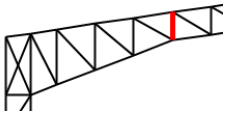


Parante Vertical:

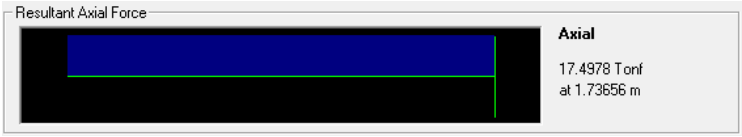


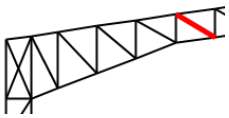


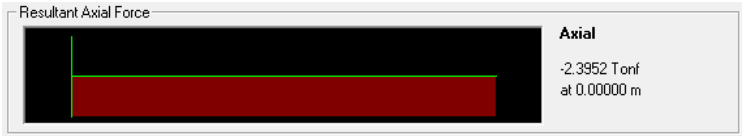




Parante Inclinado:









- *<u>Desplazamientos máximos de la estructura.</u>*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
422	D+L	X	-3.846
838	D+L	X	-3.846
526	D+L	X	-3.811
577	D+L	X	3.811
473	D+L	X	3.846
889	D+L	X	3.846

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
274	-Wy	Y	-5.716
243	-Wy	Y	-5.715
275	-Wy	Y	-5.656
1195	+Ey	Y	4.690
1248	+Ey	Y	4.693
1279	+Ey	Y	4.695

Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)
407	D+L	Z	-13.232
823	D+L	Z	-13.232
390	D+L	Z	-13.180
806	D+L	Z	-13.180
458	D+L	Z	-13.178
874	D+L	Z	-13.178

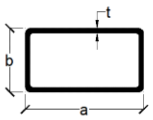
Diseño de los Elementos.

- Columnas.

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDONES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	300.00
b (mm) =	200.00
t (mm) =	5.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	49.00
Ix (cm) =	6384.08
Iy (cm) =	3424.08
rx (cm) =	11.41
ry (cm) =	8.36
r (cm) =	8.36
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	14.15
Cw =	0.00
J (cm) =	6753.32

?

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	85.81
Pu (ton) =	84.36

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
? Tn (ton) =	111.57
? Pn (ton) =	88.80

DISEÑO.

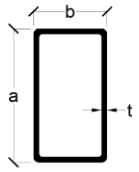
P_u = 85.81 ton. < $\phi \cdot T_n$ = 111.57 ton. OK

P_u = 84.36 ton. < $\phi \cdot P_n$ = 88.80 ton. OK

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES HORIZONTALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	80.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	9.24
Ix (cm⁴) =	91.45
Iy (cm⁴) =	91.45
rx (cm) =	3.15
ry (cm) =	3.15
r (cm) =	3.15
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	4.45
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	136.96

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	14.16
Pu (ton) =	0.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	21.04
ϕ Pn (ton) =	13.70

DISEÑO.

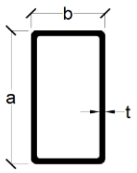
P_u = 14.16 ton. < $\phi \cdot T_n$ = 21.04 ton. OK

P_u = 0.00 ton. < $\phi \cdot P_n$ = 13.70 ton. OK

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	150.00
b (mm) =	100.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	19.36
Ix (cm⁴) =	617.31
Iy (cm⁴) =	328.55
rx (cm) =	5.65
ry (cm) =	4.12
r (cm) =	4.12
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	6.99
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	649.42

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	0.00
Pu (ton) =	25.54

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	44.08
ϕ Pn (ton) =	28.94

DISEÑO.

P_u = 0.00 ton. < $\phi \cdot T_n$ = 44.08 ton. OK

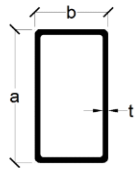
P_u = 25.54 ton. < $\phi \cdot P_n$ = 28.94 ton. OK

➢ Vigas.

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON INFERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	5.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	34.00
Ix (cm⁴) =	1997.83
Iy (cm⁴) =	1280.33
rx (cm) =	7.67
ry (cm) =	6.14
r (cm) =	6.14
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	9.82
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	2351.40

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	35.83
Pu (ton) =	54.12

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	77.42
ϕ Pn (ton) =	56.27

DISEÑO.

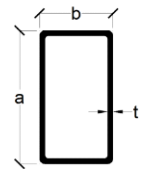
$Tu = 35.83$ ton. < $\phi t \cdot Tn = 77.42$ ton. OK

$Pu = 54.12$ ton. < $\phi c \cdot Pn = 56.27$ ton. OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON SUPERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	5.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	34.00
Ix (cm⁴) =	1997.83
Iy (cm⁴) =	1280.33
rx (cm) =	7.67
ry (cm) =	6.14
r (cm) =	6.14
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	9.82
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	2351.40

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	44.02
Pu (ton) =	50.16

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	77.42
ϕ Pn (ton) =	56.27

DISEÑO.

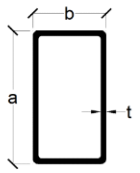
$Tu = 44.02$ ton. < $\phi t \cdot Tn = 77.42$ ton. OK

$Pu = 50.16$ ton. < $\phi c \cdot Pn = 56.27$ ton. OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES VERTICALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	80.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	9.24
Ix (cm⁴) =	91.45
Iy (cm⁴) =	91.45
rx (cm) =	3.15
ry (cm) =	3.15
r (cm) =	3.15
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	4.45
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	136.96

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	12.99
Pu (ton) =	12.27

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	21.04
ϕ Pn (ton) =	13.55

DISEÑO.

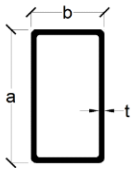
$Tu = 12.99$ ton. < $\phi t \cdot Tn = 21.04$ ton. OK

$Pu = 12.27$ ton. < $\phi c \cdot Pn = 13.55$ ton. OK

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	80.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	9.24
Ix (cm⁴) =	91.45
Iy (cm⁴) =	91.45
rx (cm) =	3.15
ry (cm) =	3.15
r (cm) =	3.15
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	4.45
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	136.96

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	17.50
Pu (ton) =	2.40

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	21.04
ϕ Pn (ton) =	12.28

DISEÑO.

T_u =	17.50 ton.	<	$\phi_t \times T_n$ =	21.04 ton.	OK
P_u =	2.40 ton.	<	$\phi_c \times P_n$ =	12.28 ton.	OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$	ΔM max. (cm.) $\Delta_{M\,max.} = 0.020 \times h$	ΔM < ΔM max.
D+L	X⁻	3.846	14.421	23.000	OK
D+L	X⁻	3.846	14.421	23.000	OK
D+L	X⁻	3.811	14.293	23.000	OK
D+L	X	3.811	14.292	23.000	OK
D+L	X	3.846	14.421	23.000	OK
D+L	X	3.846	14.421	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.716	21.437	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.715	21.433	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.656	21.211	23.000	OK
+Ey	Y	4.690	17.589	23.000	OK
+Ey	Y	4.693	17.598	23.000	OK
+Ey	Y	4.695	17.608	23.000	OK

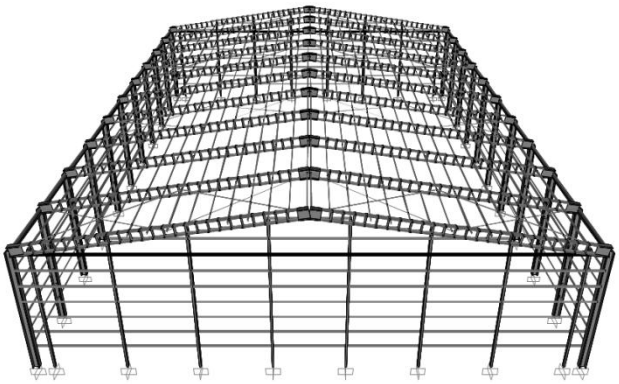
Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
407	D+L	Z⁻	13.232	18.750	OK
823	D+L	Z⁻	13.232	18.750	OK
390	D+L	Z⁻	13.180	18.750	OK
806	D+L	Z⁻	13.180	18.750	OK
458	D+L	Z⁻	13.178	18.750	OK
874	D+L	Z⁻	13.178	18.750	OK

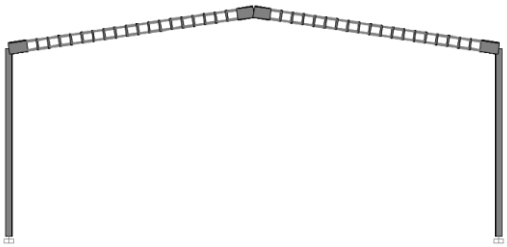
Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	95.981

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos en celosía (provisión y montaje)	kg	95,981.00	2.54	$ 243,791.74

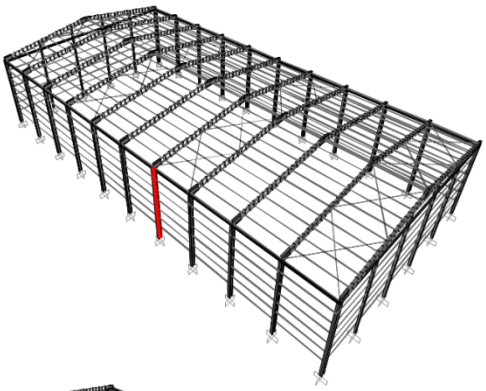
4.3 PÓRTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS.





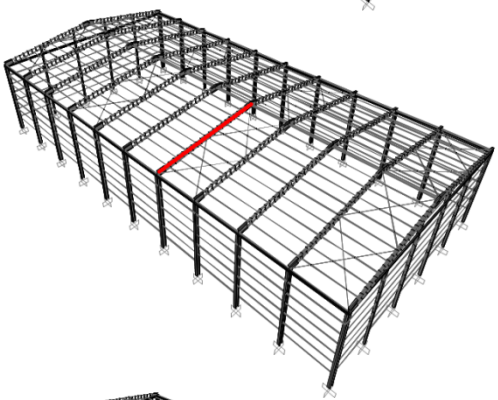
Los elementos críticos para este tipo de pórticos se encuentran donde se señala a continuación:

- Columna



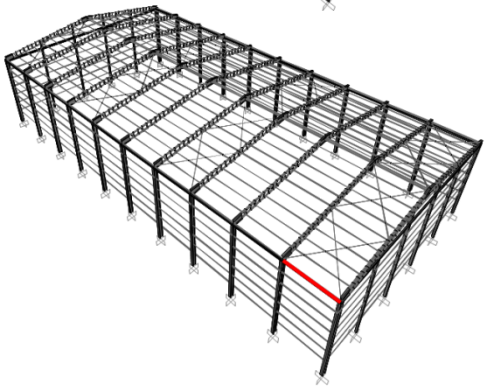
Combinación Crítica:
1.2D + 1.6L

- Viga



Combinación Crítica:
1.2D + 1.6L

- Viga Secundaria



Combinación Crítica:
1.2D – Ey + L

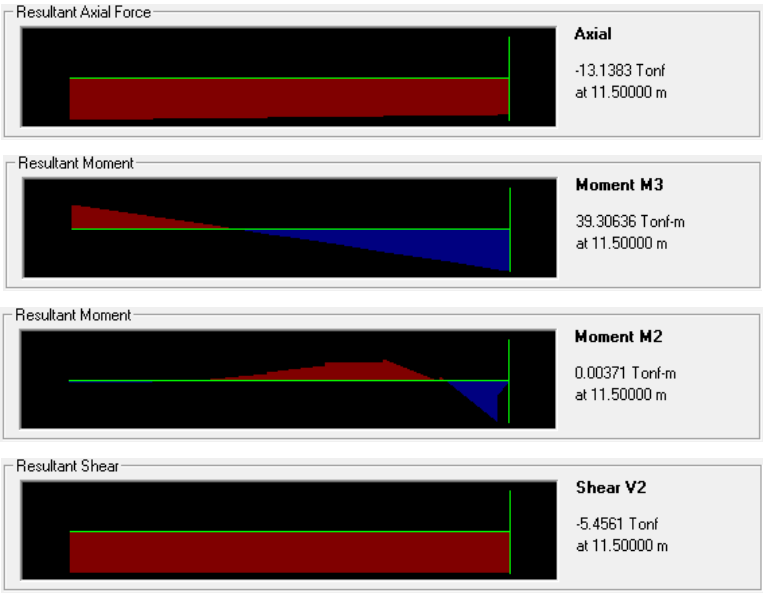
4.3.1 Luz de 30 m.



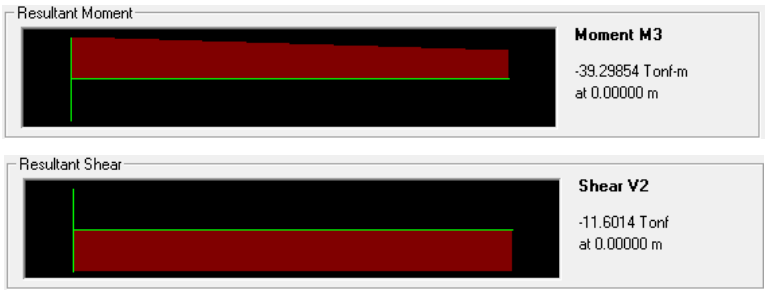
Análisis Estructural.

- *Resistencias requeridas de los elementos.*

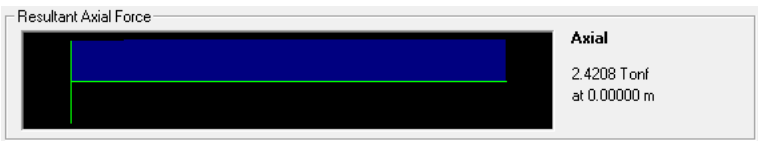
  - Columna:

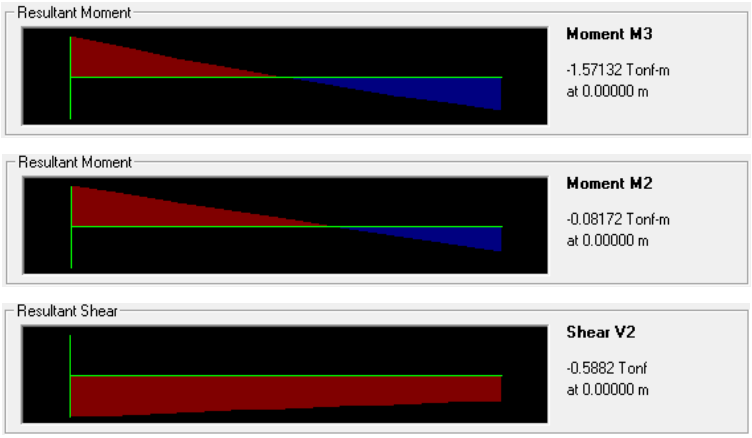


  - Viga:



  - Viga Secundaria:





- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
175	-Ex	X	-4.436
253	-Ex	X	-4.436
136	-Ex	X	-4.390
311	+Ex	X	4.390
194	+Ex	X	4.436
272	+Ex	X	4.436

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
397	-Ey	Y	-5.969
407	-Ey	Y	-5.925
426	-Ey	Y	-5.925
38	+Ey	Y	5.925
73	+Ey	Y	5.925
28	+Ey	Y	5.969

Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
1473	D+L	Z	-12.109
1491	D+L	Z	-12.109
1508	D+L	Z	-12.109
1526	D+L	Z	-12.109
1471	D+L	Z	-12.030
1489	D+L	Z	-12.030

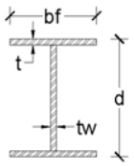
Diseño De Los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	300.00
t (mm) =	18.00
d (mm) =	400.00
tw (mm) =	10.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	144.40
Ix (cm⁴) =	43,447.69
Iy (cm⁴) =	8,103.03
rx (cm) =	17.35
ry (cm) =	7.49
Zx (cm³) =	2,394.04
Zy (cm³) =	819.10
Sx (cm³) =	2,172.38
Sy (cm³) =	540.20
Cw (cm⁶) =	2,956,067.59
J (cm⁴) =	124.15

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	13.14
Mux (T-m) =	39.31
Muy (T-m) =	0.00
Vu (T) =	5.46

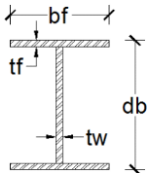
RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	260.94
ϕ Mnx (T-m) =	54.51
ϕ Mny (T-m) =	18.65
ϕ Vn (T) =	54.65

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS				
Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$		$Pr/Pc =$ 0.05		
$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$		No Aplica		
Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$				
$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$		0.746	< 1	OK

- Vigas:

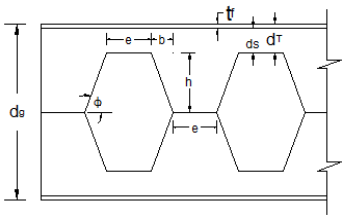
DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADO CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	300.00
tf (mm) =	15.00
db (mm) =	700.00
tw (mm) =	8.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2530.00
Fu (Kg/cm²) =	4080.00
E (Kg/cm²) =	2040000.00
G (Kg/cm²) =	784615.40

GEOMETRIA DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
h (mm) =	200.00
dg (mm) =	700.00
dt (mm) =	150.00
ds (mm) =	135.00
θ (°) =	45.00
e (mm) =	100



RESISTENCIAS REQUERIDAS ULTIMAS (DEL PROGRAMA)	
Mu (T-m) =	39.30
Vu (T) =	11.60

RESISTENCIAS REQUERIDAS DE SERVICIO (SIN FACTORAR)	
M (T-m) =	28.07
V (T) =	8.29

DISEÑO.

Determinación del esfuerzo admisible de compresión por flexión en la sección completa

τ VIGA		τ ADM	
992.71 Kgf/cm²	<	1012.00 Kgf/cm²	OK

Revisión del esfuerzo secundario de flexión por corte en la sección agujereada

σ VIGA		σ ADM	
400.27 Kgf/cm²	<	1479.12 Kgf/cm²	OK

Revisión del esfuerzo principal de flexión debido a las cargas en la sección agujereada

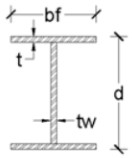
σ VIGA		σ ADM	
1006.12 Kgf/cm²	<	1479.12 Kgf/cm²	OK

- Vigas Secundarias:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	150.00
t (mm) =	10.00
d (mm) =	200.00
tw (mm) =	6.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	40.80
Ix (cm⁴) =	3,001.60
Iy (cm⁴) =	562.82
rx (cm) =	8.58
ry (cm) =	3.71
Zx (cm³) =	333.60
Zy (cm³) =	114.12
Sx (cm³) =	300.16
Sy (cm³) =	75.04
Cw (cm⁶) =	50,794.87
J (cm⁴) =	10.85

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	2.42
Mux (T-m) =	1.57
Muy (T-m) =	0.08
Vu (T) =	0.59

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	92.90
ϕ Mnx (T-m) =	5.14
ϕ Mny (T-m) =	2.60
ϕVn (T) =	16.39

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$Pr/Pc =$ 0.03

$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$ No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$ 0.251 < 1.0 OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.)	ΔM (cm.)	ΔM max. (cm.)	ΔM < ΔM max.
		$\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{M\,max.} = 0.020 * h$	
-Ex	X⁻	4.436	16.636	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.436	16.636	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.390	16.462	23.000	OK
+Ex	X	4.390	16.462	23.000	OK
+Ex	X	4.436	16.636	23.000	OK
+Ex	X	4.436	16.636	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.969	22.385	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.925	22.217	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.925	22.217	23.000	OK
+Ey	Y	5.925	22.217	23.000	OK
+Ey	Y	5.925	22.217	23.000	OK
+Ey	Y	5.969	22.385	23.000	OK

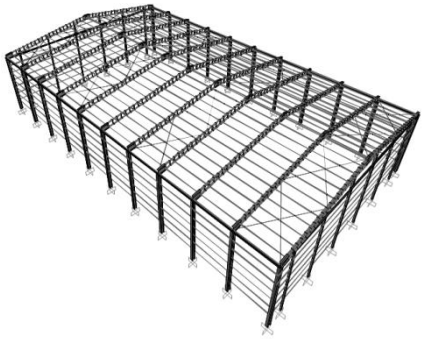
Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.)	δ < δ max.
				$\delta_{max.} = L/240$	
1473	D+L	Z⁻	12.109	12.50	OK
1491	D+L	Z⁻	12.109	12.50	OK
1508	D+L	Z⁻	12.109	12.50	OK
1526	D+L	Z⁻	12.109	12.50	OK
1471	D+L	Z⁻	12.030	12.50	OK
1489	D+L	Z⁻	12.030	12.50	OK

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	83.729

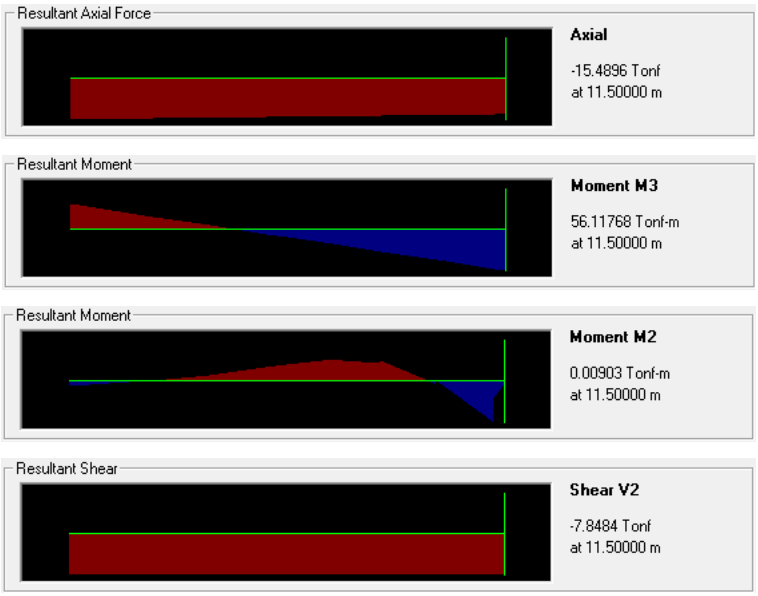
Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos conformados con vigas caladas (provisión y montaje)	kg	83,729.00	2.69	$ 225,231.01

4.3.2 Luz de 35 m.

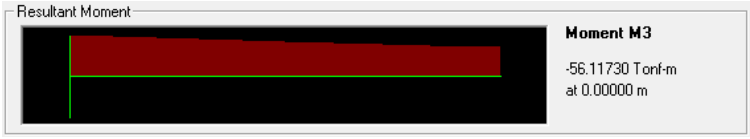


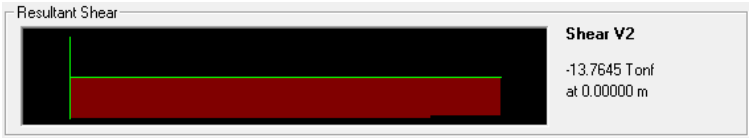
Análisis Estructural.

- *Resistencias requeridas de los elementos.*
  - Columna:

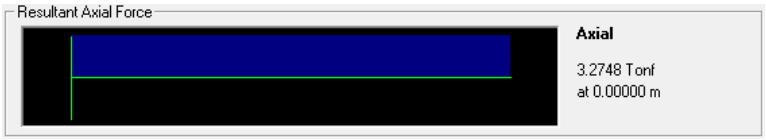


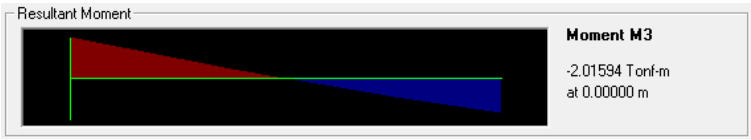
  - Viga:

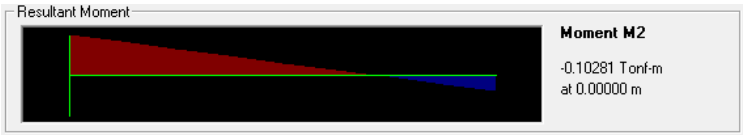


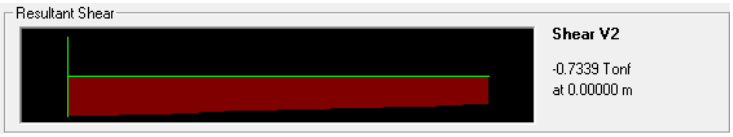


➢ Viga Secundaria:









- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
244	-Ex	X	-4.431
330	-Ex	X	-4.431
201	-Ex	X	-4.390
394	+Ex	X	4.390
265	+Ex	X	4.431
351	+Ex	X	4.431

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
116	-Ey	Y	-5.561
138	-Ey	Y	-5.561
488	-Ey	Y	-5.281
42	+Ey	Y	5.237
87	+Ey	Y	5.237
30	+Ey	Y	5.281

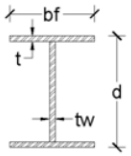
Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
1580	D+L	Z	-13.859
1601	D+L	Z	-13.859
1621	D+L	Z	-13.859
1642	D+L	Z	-13.859
1578	D+L	Z	-13.856
1599	D+L	Z	-13.856

Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	350.00
t (mm) =	18.00
d (mm) =	400.00
tw (mm) =	10.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	162.40
Ix (cm⁴) =	50,019.13
Iy (cm⁴) =	12,865.53
rx (cm) =	17.55
ry (cm) =	8.90
Zx (cm³) =	2,737.84
Zy (cm³) =	1,111.60
Sx (cm³) =	2,500.96
Sy (cm³) =	735.17
Cw (cm⁶) =	4,693,475.22
J (cm⁴) =	143.59

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	15.49
Mux (T-m) =	56.12
Muy (T-m) =	0.01
Vu (T) =	7.85

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	295.03
ϕ Mnx (T-m) =	62.34
ϕ Mny (T-m) =	25.31
ϕVn (T) =	54.65

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc =$ 0.05

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

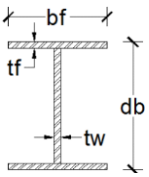
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.927 < 1 OK

- Vigas:

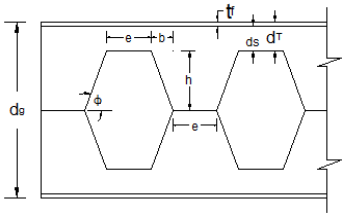
DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADO CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	300.00
tf (mm) =	15.00
db (mm) =	800.00
tw (mm) =	10.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2530.00
Fu (Kg/cm²) =	4080.00
E (Kg/cm²) =	2040000.00
G (Kg/cm²) =	784615.40

GEOMETRIA DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
h (mm) =	250.00
dg (mm) =	800.00
dt (mm) =	150.00
ds (mm) =	135.00
θ (°) =	45.00
e (mm) =	100.00



RESISTENCIAS REQUERIDAS ULTIMAS (DEL PROGRAMA)	
Mu (T-m) =	56.12
Vu (T) =	13.77

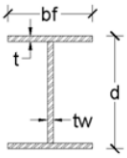
RESISTENCIAS REQUERIDAS DE SERVICIO (SIN FACTORAR)	
M (T-m) =	40.09
V (T) =	9.83

DISEÑO.				
Determinación del esfuerzo admisible de compresión por flexión en la sección completa				
	τ VIGA		τ ADM	
	992.71 Kgf/cm²	<	1012.00 Kgf/cm²	OK
Revisión del esfuerzo secundario de flexión por corte en la sección agujereada				
	σ VIGA		σ ADM	
	385.81 Kgf/cm²	<	1493.12 Kgf/cm²	OK
Revisión del esfuerzo principal de flexión debido a las cargas en la sección agujereada				
	σ VIGA		σ ADM	
	1245.87 Kgf/cm²	<	1493.12 Kgf/cm²	OK

- Vigas Secundarias:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	150.00
t (mm) =	10.00
d (mm) =	200.00
tw (mm) =	6.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	40.80
Ix (cm⁴) =	3,001.60
Iy (cm⁴) =	562.82
rx (cm) =	8.58
ry (cm) =	3.71
Zx (cm³) =	333.60
Zy (cm³) =	114.12
Sx (cm³) =	300.16
Sy (cm³) =	75.04
Cw (cm⁶) =	50,794.87
J (cm⁴) =	10.85

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	3.28
Mux (T-m) =	2.02
Muy (T-m) =	0.10
Vu (T) =	0.73

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	92.90
ϕ Mnx (T-m) =	5.14
ϕ Mny (T-m) =	2.60
ϕVn (T) =	16.39

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0{,}2$ $\quad Pr/Pc =$ 0.04

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0$$ No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0{,}2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0$$ 0.323 < 1.0 OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$	ΔM max. (cm.) $\Delta_{M\,max.} = 0.020 \cdot h$	ΔM < ΔM max.
-Ex	X¯	4.431	16.617	23.000	OK
-Ex	X¯	4.431	16.617	23.000	OK
-Ex	X¯	4.390	16.463	23.000	OK
+Ex	X	4.390	16.463	23.000	OK
+Ex	X	4.431	16.617	23.000	OK
+Ex	X	4.431	16.617	23.000	OK
-Ey	Y¯	5.561	20.853	23.000	OK
-Ey	Y¯	5.561	20.853	23.000	OK
-Ey	Y¯	5.281	19.803	23.000	OK
+Ey	Y	5.237	19.640	23.000	OK
+Ey	Y	5.237	19.640	23.000	OK
+Ey	Y	5.281	19.803	23.000	OK

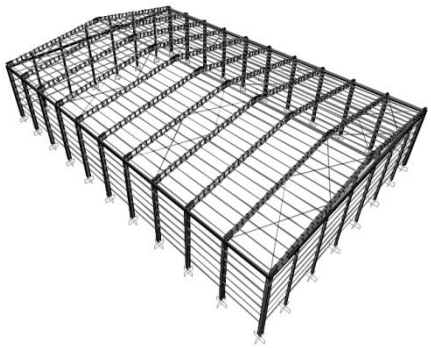
Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
1580	D+L	Z⁻	13.859	14.58	OK
1601	D+L	Z⁻	13.859	14.58	OK
1621	D+L	Z⁻	13.859	14.58	OK
1642	D+L	Z⁻	13.859	14.58	OK
1578	D+L	Z⁻	13.856	14.58	OK
1599	D+L	Z⁻	13.856	14.58	OK

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	98.964

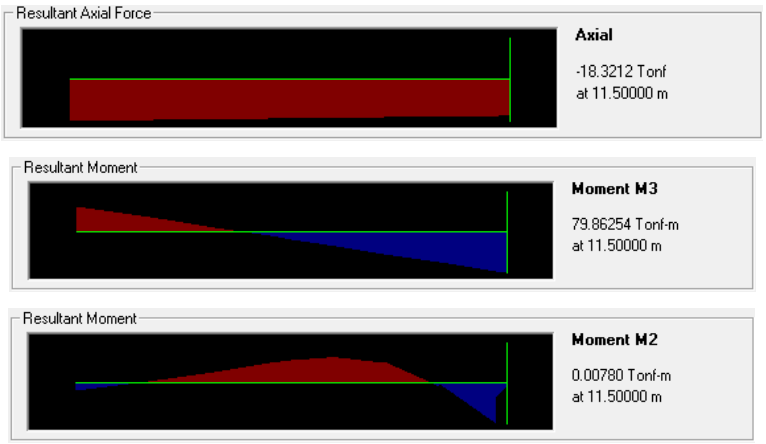
Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos conformados con vigas caladas (provisión y montaje)	kg	98,964.00	2.69	$ 266,213.16

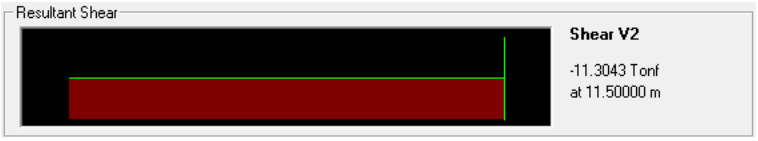
4.3.3 Luz de 40 m.



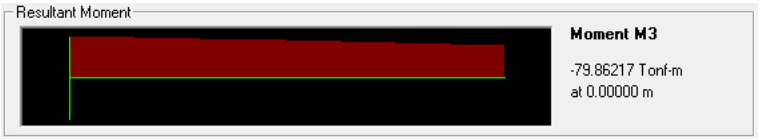
Análisis Estructural.

- *Resistencias requeridas de los elementos.*
  - Columna:



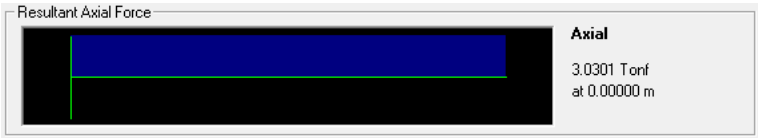


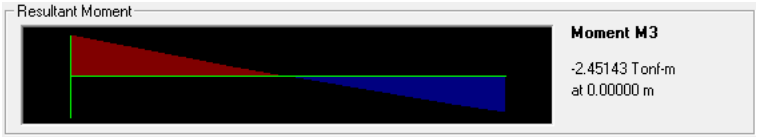
- Viga:

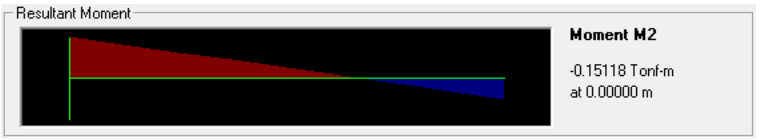


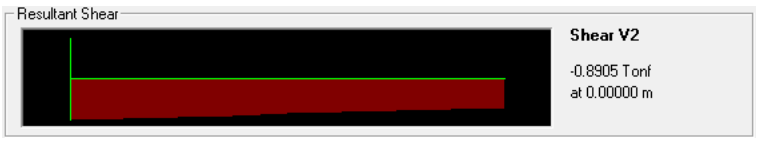


- Viga Secundaria:









- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
289	-Ex	X	-4.198
383	-Ex	X	-4.198
242	-Ex	X	-4.169
453	+Ex	X	4.169
312	+Ex	X	4.198
406	+Ex	X	4.198

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
555	-Ey	Y	-5.723
569	-Ey	Y	-5.677
592	-Ey	Y	-5.677
44	+Ey	Y	5.677
115	+Ey	Y	5.677
30	+Ey	Y	5.723

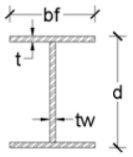
Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
1608	D+L	Z	-14.744
1633	D+L	Z	-14.744
1657	D+L	Z	-14.744
1682	D+L	Z	-14.744
1607	D+L	Z	-14.672
1632	D+L	Z	-14.672

Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	400.00
t (mm) =	20.00
d (mm) =	450.00
tw (mm) =	12.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	209.20
Ix (cm⁴) =	80,905.43
Iy (cm⁴) =	21,339.24
rx (cm) =	19.67
ry (cm) =	10.10
Zx (cm³) =	3,944.30
Zy (cm³) =	1,614.76
Sx (cm³) =	3,595.80
Sy (cm³) =	1,066.96
Cw (cm⁶) =	9,864,062.46
J (cm⁴) =	229.79

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	18.32
Mux (T-m) =	79.86
Muy (T-m) =	0.01
Vu (T) =	11.30

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	397.94
ϕ Mnx (T-m) =	89.81
ϕ Mny (T-m) =	36.77
ϕVn (T) =	73.77

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc =$ 0.05

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

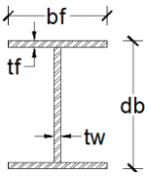
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.912 < 1 OK

- Vigas:

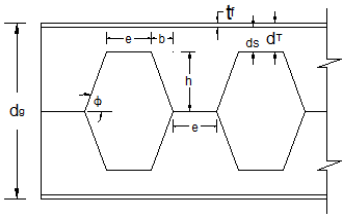
DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADO CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	300.00
tf (mm) =	20.00
db (mm) =	850.00
tw (mm) =	12.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2530.00
Fu (Kg/cm²) =	4080.00
E (Kg/cm²) =	2040000.00
G (Kg/cm²) =	784615.40

GEOMETRIA DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
h (mm) =	300.00
dg (mm) =	850.00
dt (mm) =	125.00
ds (mm) =	105.00
θ (°) =	45.00
e (mm) =	110.00



RESISTENCIAS REQUERIDAS ULTIMAS (DEL PROGRAMA)	
Mu (T-m) =	79.86
Vu (T) =	16.24

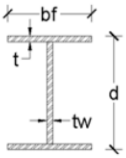
RESISTENCIAS REQUERIDAS DE SERVICIO (SIN FACTORAR)	
M (T-m) =	57.04
V (T) =	11.60

DISEÑO.				
Determinación del esfuerzo admisible de compresión por flexión en la sección completa				
	τ VIGA		τ ADM	
	992.71 Kgf/cm²	<	1012.00 Kgf/cm²	OK
Revisión del esfuerzo secundario de flexión por corte en la sección agujereada				
	σ VIGA		σ ADM	
	612.41 Kgf/cm²	<	1497.09 Kgf/cm²	OK
Revisión del esfuerzo principal de flexión debido a las cargas en la sección agujereada				
	σ VIGA		σ ADM	
	1428.57 Kgf/cm²	<	1497.09 Kgf/cm²	OK

- Vigas Secundarias:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	150.00
t (mm) =	12.00
d (mm) =	200.00
tw (mm) =	6.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	46.56
Ix (cm⁴) =	3,457.87
Iy (cm⁴) =	675.32
rx (cm) =	8.62
ry (cm) =	3.81
Zx (cm³) =	384.86
Zy (cm³) =	136.58
Sx (cm³) =	345.79
Sy (cm³) =	90.04
Cw (cm⁶) =	59,670.99
J (cm⁴) =	17.65

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	3.03
Mux (T-m) =	2.45
Muy (T-m) =	0.15
Vu (T) =	0.89

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	106.02
ϕ Mnx (T-m) =	6.43
ϕ Mny (T-m) =	3.11
ϕVn (T) =	16.39

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$Pr/Pc =$ 0.03

$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$ No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$ 0.343 < 1.0 OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$	ΔM max. (cm.) $\Delta_{M\,max.} = 0.020 \times h$	ΔM < ΔM max.
-Ex	X⁻	4.198	15.744	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.198	15.744	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.169	15.635	23.000	OK
+Ex	X	4.169	15.635	23.000	OK
+Ex	X	4.198	15.744	23.000	OK
+Ex	X	4.198	15.744	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.723	21.462	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.677	21.290	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.677	21.290	23.000	OK
+Ey	Y	5.677	21.290	23.000	OK
+Ey	Y	5.677	21.290	23.000	OK
+Ey	Y	5.723	21.462	23.000	OK

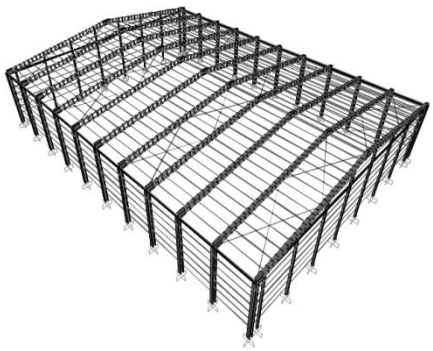
Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
1608	D+L	Z⁻	14.744	16.67	OK
1633	D+L	Z⁻	14.744	16.67	OK
1657	D+L	Z⁻	14.744	16.67	OK
1682	D+L	Z⁻	14.744	16.67	OK
1607	D+L	Z⁻	14.672	16.67	OK
1632	D+L	Z⁻	14.672	16.67	OK

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	128.692

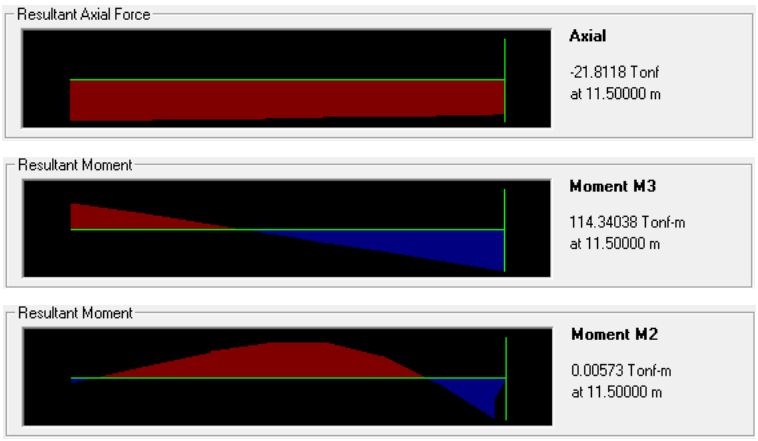
Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos conformados con vigas caladas (provisión y montaje)	kg	128,692.00	2.69	$ 346,181.48

4.3.4 Luz de 45 m.



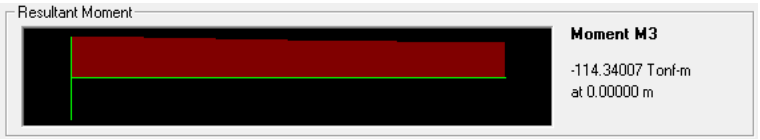
Análisis Estructural.

- *Resistencias requeridas de los elementos.*
  - Columna:



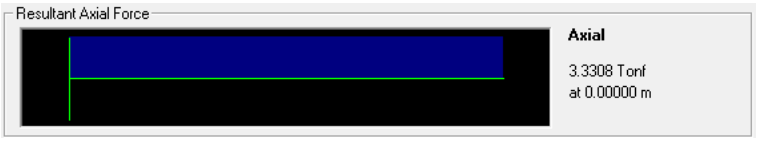


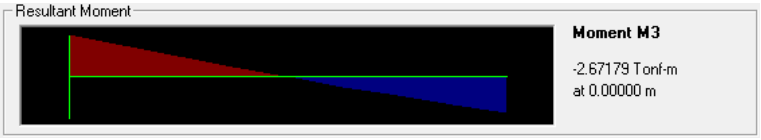
➢ Viga:

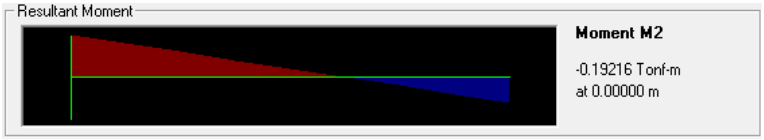


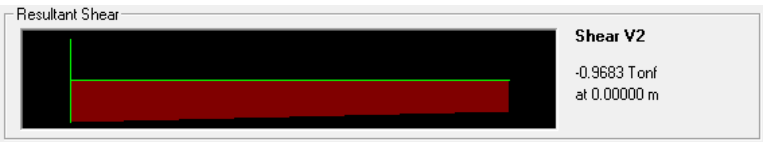


➢ Viga Secundaria:









- *Desplazamientos máximos de la estructura.*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
439	-Ex	X	-3.693
341	-Ex	X	-3.693
488	-Ex	X	-3.665
512	+Ex	X	3.665
365	+Ex	X	3.693
463	+Ex	X	3.693

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
618	-Ey	Y	-5.803
633	-Ey	Y	-5.761
657	-Ey	Y	-5.761
135	+Ey	Y	5.761
107	+Ey	Y	5.761
92	+Ey	Y	5.803

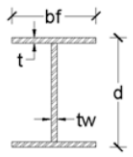
Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
1973	D+L	Z	-14.443
2000	D+L	Z	-14.443
1920	D+L	Z	-14.443
1947	D+L	Z	-14.443
2001	D+L	Z	-14.359
1974	D+L	Z	-14.359

Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	500.00
t (mm) =	25.00
d (mm) =	500.00
tw (mm) =	15.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	317.50
Ix (cm⁴) =	152,536.46
Iy (cm⁴) =	52,095.99
rx (cm) =	21.92
ry (cm) =	12.81
Zx (cm³) =	6,696.88
Zy (cm³) =	3,150.31
Sx (cm³) =	6,101.46
Sy (cm³) =	2,083.84
Cw (cm⁶) =	29,385,394.12
J (cm⁴) =	553.99

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	21.81
Mux (T-m) =	114.34
Muy (T-m) =	0.01
Vu (T) =	16.51

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	625.50
ϕ Mnx (T-m) =	152.49
ϕ Mny (T-m) =	71.73
ϕ Vn (T) =	102.47

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$Pr/Pc=$ 0.03

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

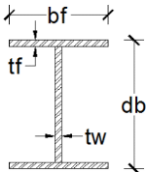
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

0.767 < 1 OK

- Vigas:

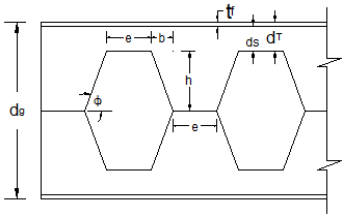
DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADO CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	400.00
tf (mm) =	22.00
db (mm) =	850.00
tw (mm) =	12.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2530.00
Fu (Kg/cm²) =	4080.00
E (Kg/cm²) =	2040000.00
G (Kg/cm²) =	784615.40

GEOMETRIA DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
h (mm) =	300.00
dg (mm) =	850.00
dt (mm) =	125.00
ds (mm) =	103.00
θ (°) =	45.00
e (mm) =	130.00



RESISTENCIAS REQUERIDAS ULTIMAS (DEL PROGRAMA)	
Mu (T-m) =	114.34
Vu (T) =	18.55

RESISTENCIAS REQUERIDAS DE SERVICIO (SIN FACTORAR)	
M (T-m) =	81.67
V (T) =	13.25

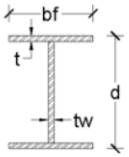
DISEÑO.				
Determinación del esfuerzo admisible de compresión por flexión en la sección completa				
	τ VIGA		τ ADM	
	992.71 Kgf/cm²	<	1012.00 Kgf/cm²	OK
Revisión del esfuerzo secundario de flexión por corte en la sección agujereada				
	σ VIGA		σ ADM	
	805.76 Kgf/cm²	<	1488.80 Kgf/cm²	OK
Revisión del esfuerzo principal de flexión debido a las cargas en la sección agujereada				
	σ VIGA		σ ADM	
	1479.61 Kgf/cm²	<	1488.80 Kgf/cm²	OK

- Vigas Secundarias:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	150.00
t (mm) =	12.00
d (mm) =	250.00
tw (mm) =	8.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	54.08
Ix (cm⁴) =	5,871.83
Iy (cm⁴) =	675.96
rx (cm) =	10.42
ry (cm) =	3.54
Zx (cm³) =	530.55
Zy (cm³) =	138.62
Sx (cm³) =	469.75
Sy (cm³) =	90.13
Cw (cm⁶) =	95,723.30
J (cm⁴) =	17.65

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	3.33
Mux (T-m) =	2.67
Muy (T-m) =	0.19
Vu (T) =	0.99

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	123.14
ϕ Mnx (T-m) =	7.61
ϕ Mny (T-m) =	3.16
ϕ Vn (T) =	27.32

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$Pr/Pc =$ 0.03

$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$ No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$ 0.296 < 1.0 OK

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$	ΔM max. (cm.) $\Delta_{M\,max.} = 0.020 \times h$	ΔM < ΔM max.
-Ex	X⁻	3.693	13.848	23.000	OK
-Ex	X⁻	3.693	13.848	23.000	OK
-Ex	X⁻	3.665	13.744	23.000	OK
+Ex	X	3.665	13.744	23.000	OK
+Ex	X	3.693	13.848	23.000	OK
+Ex	X	3.693	13.848	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.803	21.760	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.761	21.604	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.761	21.604	23.000	OK
+Ey	Y	5.761	21.604	23.000	OK
+Ey	Y	5.761	21.604	23.000	OK
+Ey	Y	5.803	21.760	23.000	OK

Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
1973	D+L	Z⁻	14.443	18.75	OK
2000	D+L	Z⁻	14.443	18.75	OK
1920	D+L	Z⁻	14.443	18.75	OK
1947	D+L	Z⁻	14.443	18.75	OK
2001	D+L	Z⁻	14.359	18.75	OK
1974	D+L	Z⁻	14.359	18.75	OK

Análisis Económico.

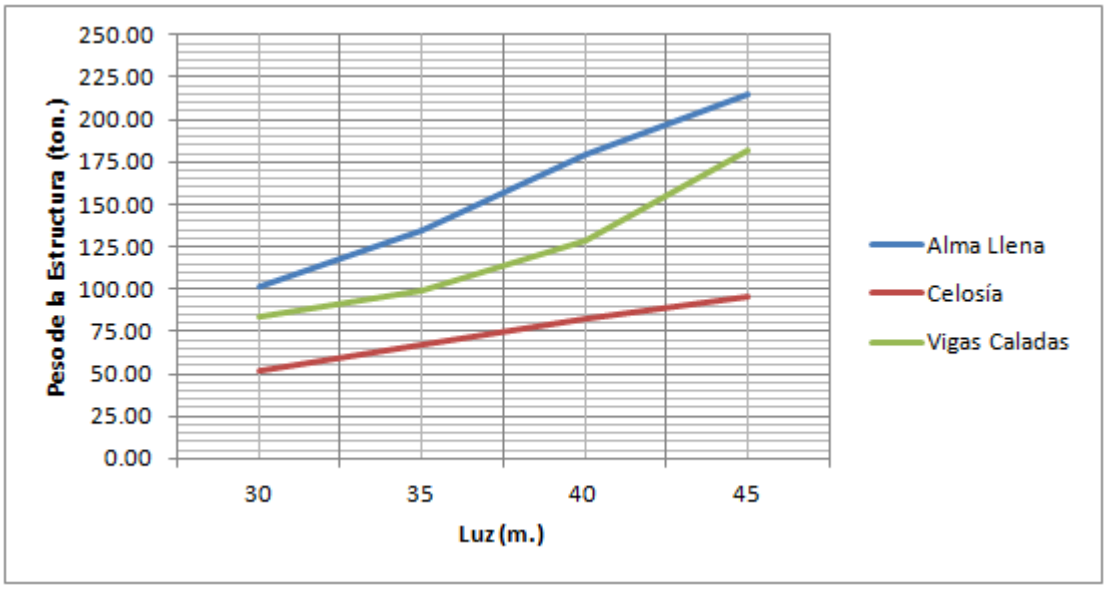
Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	182.316

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos conformados con vigas caladas (provisión y montaje)	kg	182,316.00	2.69	$ 490,430.04

4.4 ANÁLISIS COMPARATIVO.

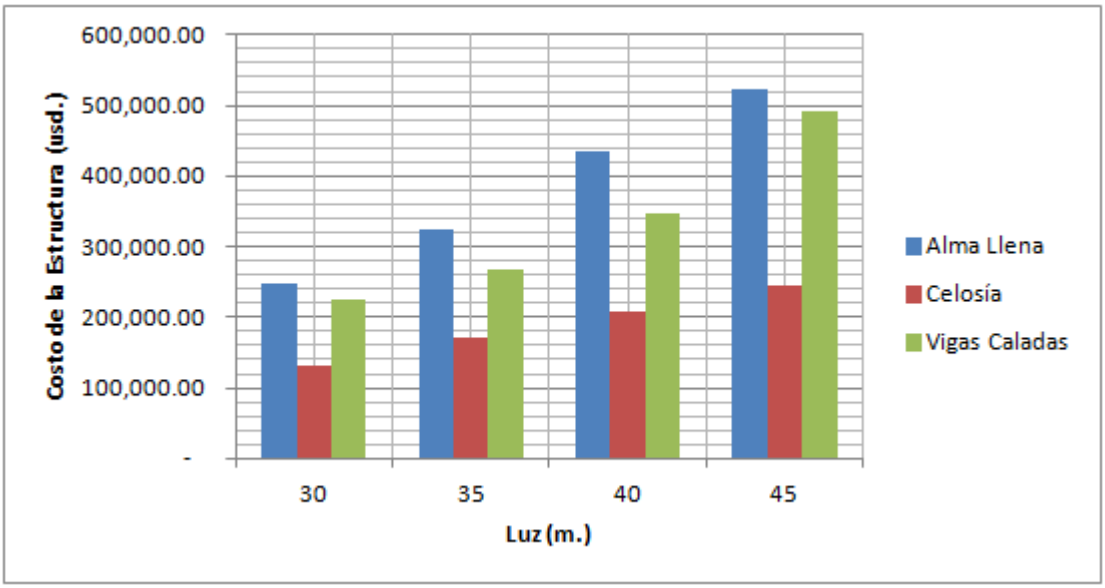
- *Comparación de pesos de la estructura según la variación de la luz.*

Peso de la Estructura (ton.)				
	30	35	40	45
Alma Llena	101.61	133.97	179.52	215.41
Celosía	51.34	66.91	82.41	95.98
Vigas Caladas	83.73	98.96	128.69	182.32



- *Comparación de costos de la estructura según la variación de la luz.*

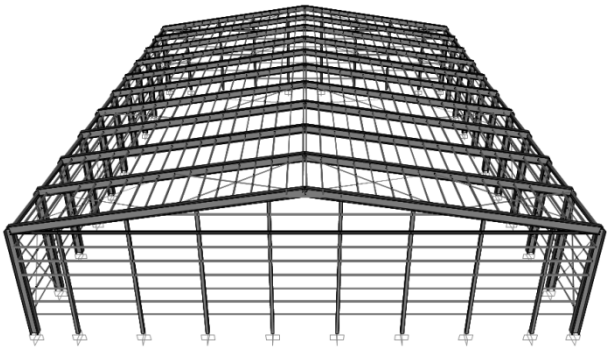
Costo de la Estructura (usd.)				
	30	35	40	45
Alma Llena	246,905.01	325,551.96	436,231.17	523,441.44
Celosía	130,395.98	169,961.56	209,311.24	243,791.74
Vigas Caladas	225,231.01	266,213.16	346,181.48	490,430.04



CAPITULO V

ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE PÓRTICOS CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.

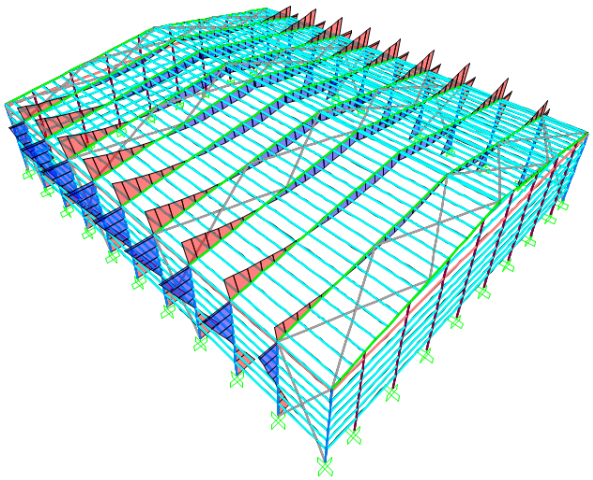
5.1 PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA.



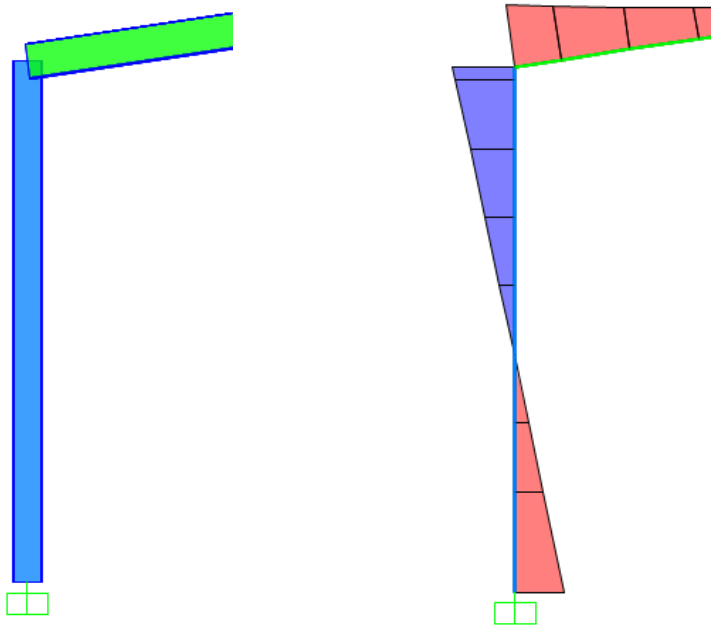


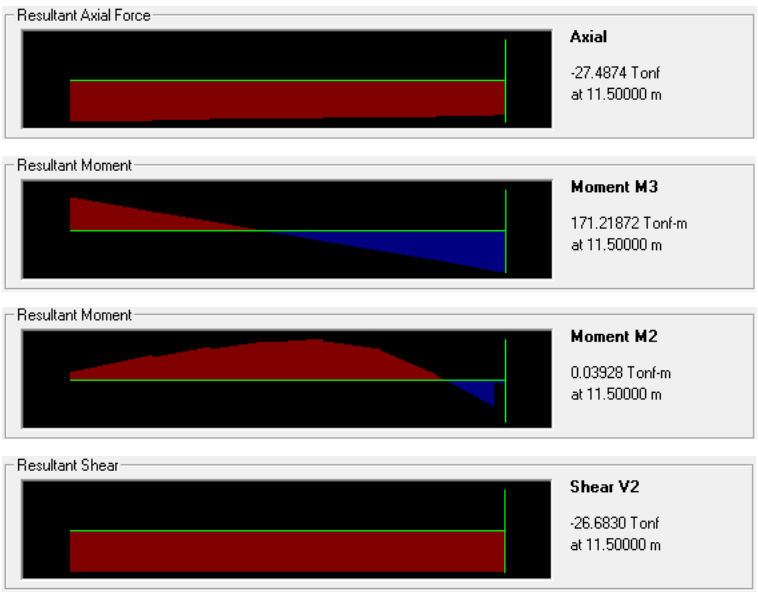
5.1.1 Análisis Estructural.

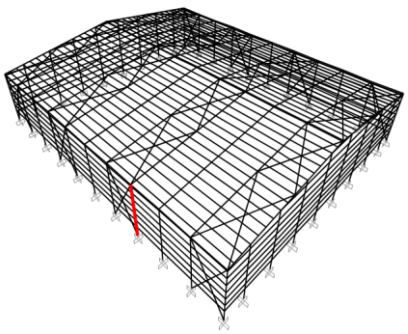
- *Resistencias requeridas de los elementos:*



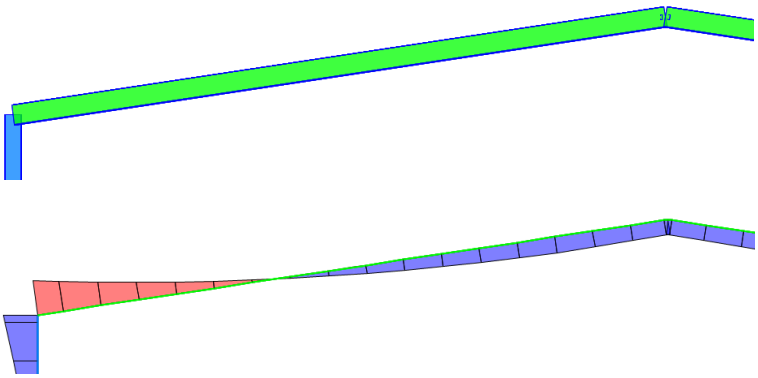
- Columna. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L

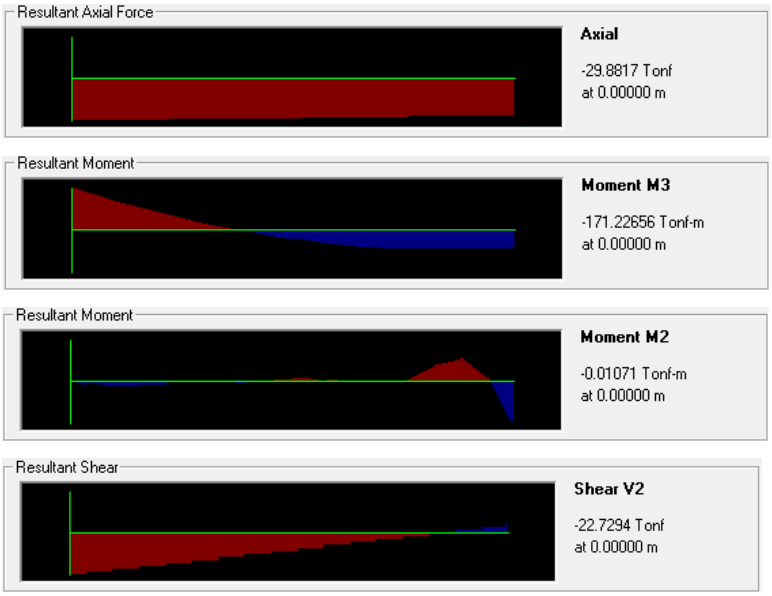


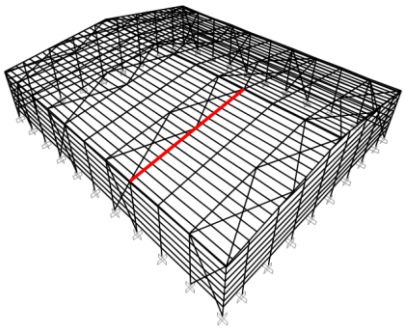




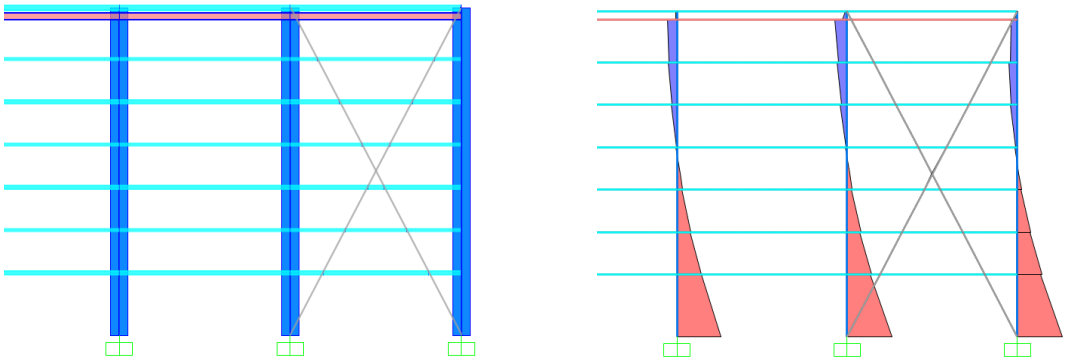
- Viga. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L

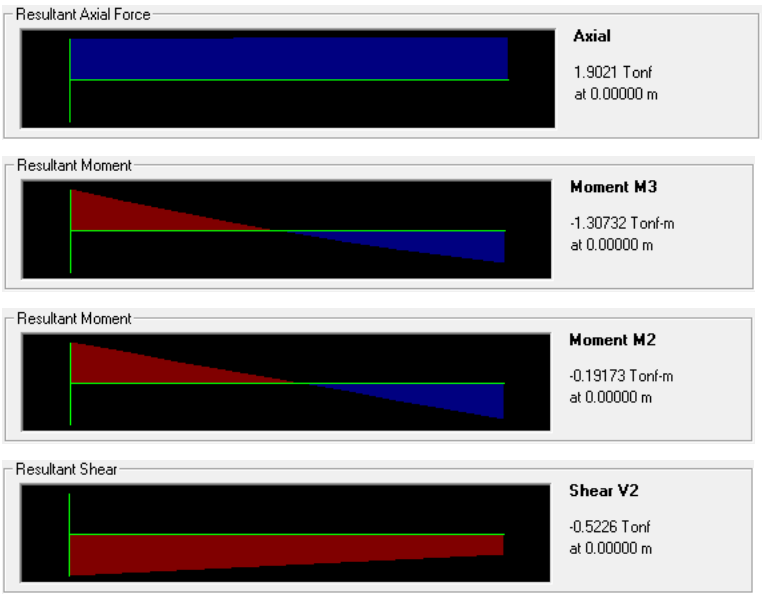


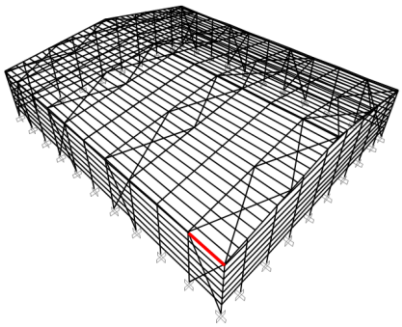




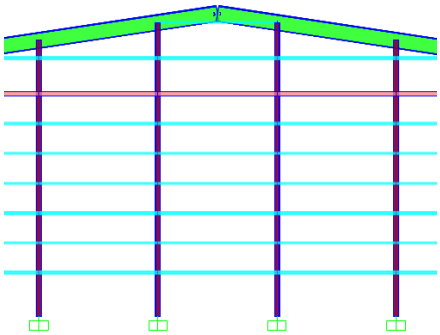
- Viga Secundaria. Combinación crítica: 1.2D – Ey + L

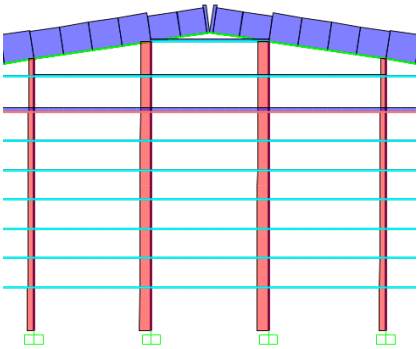


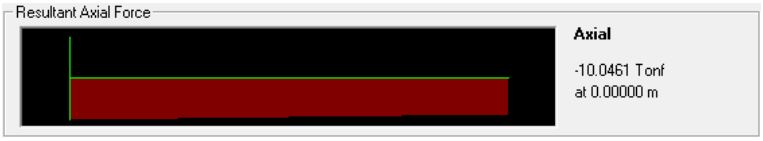


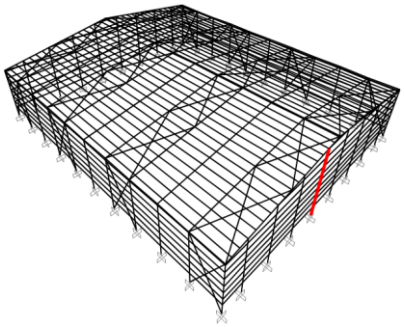


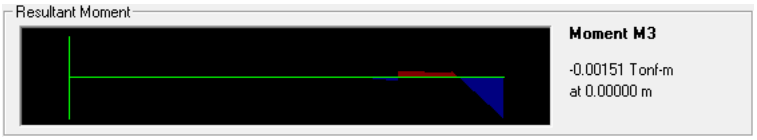
- Columna Secundaria. Combinación crítica: 1.2D – Wy + L

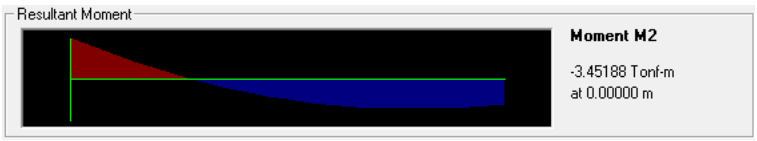




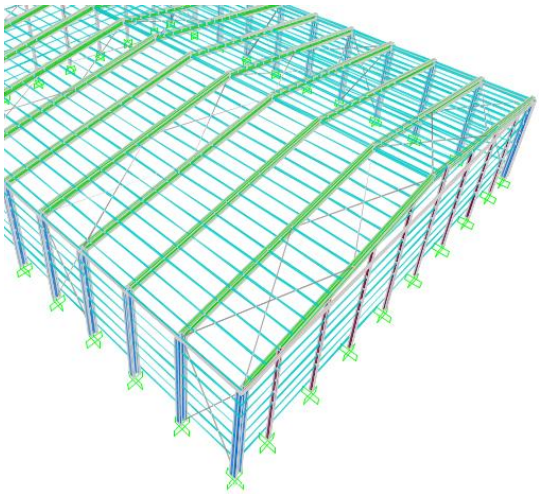


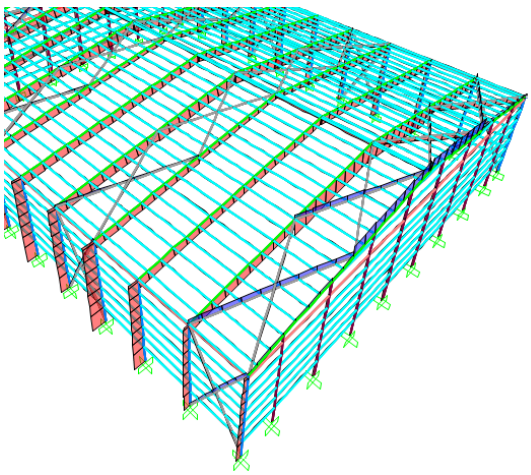


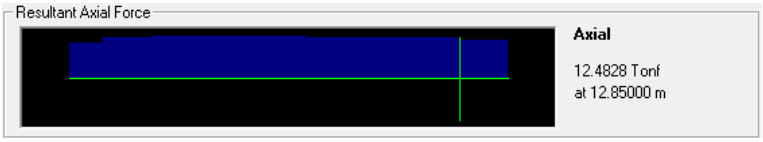


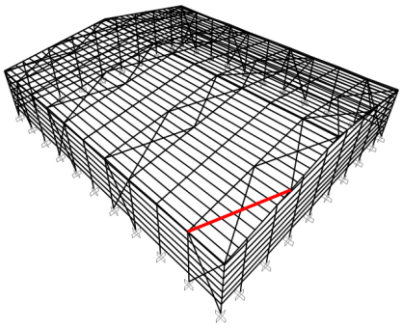


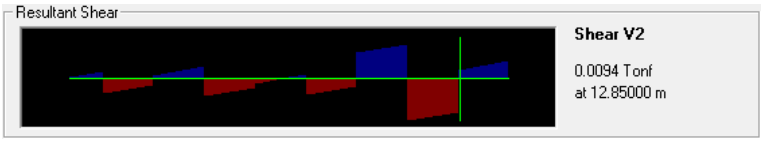
- Cruces de San Andrés. Combinación crítica: 1.2D – Ey + L





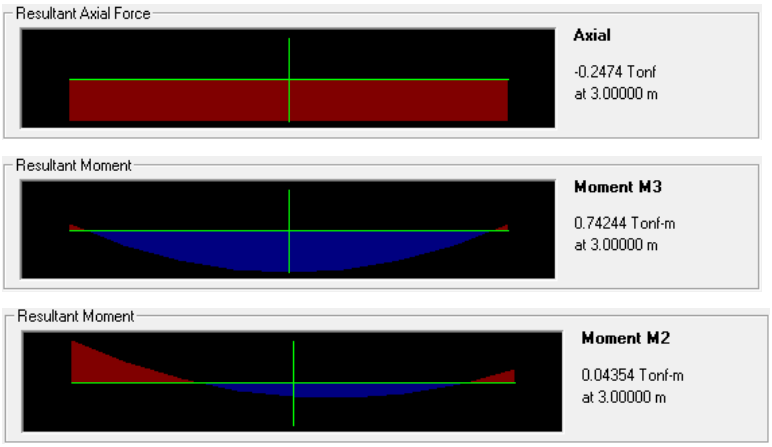


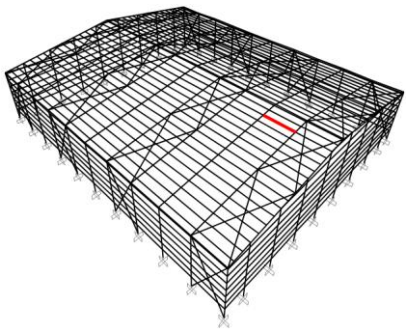




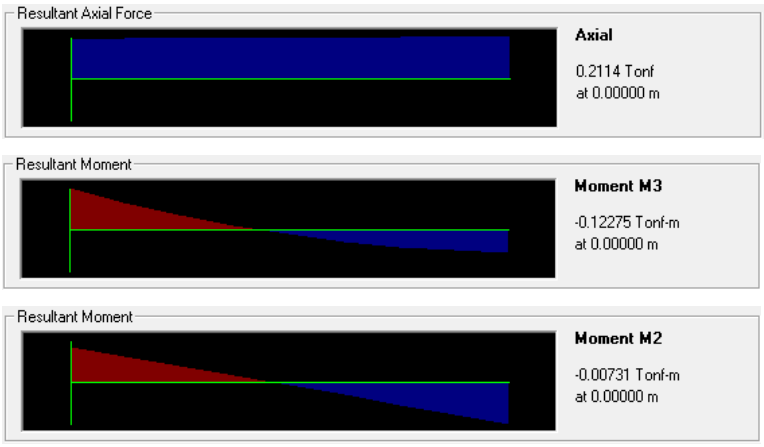
- Correas.

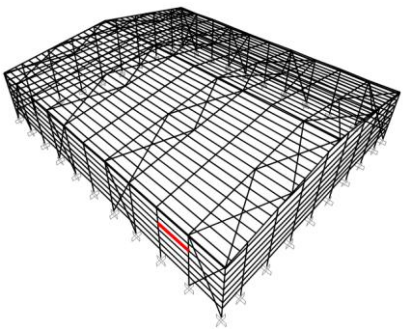
Correa de Cubierta. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L





Correa de Paredes. Combinación crítica: 1.2D - Ey + L



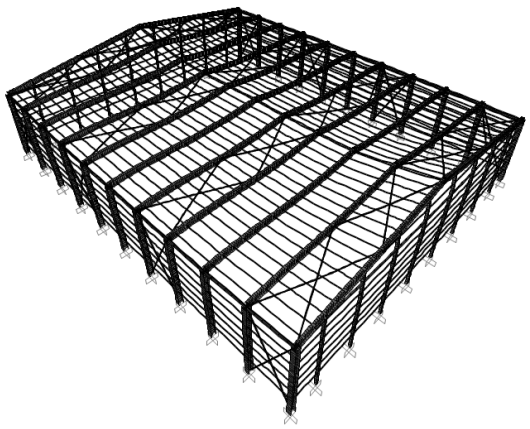


- *Desplazamientos máximos de la estructura:*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
252	-Ex	X	-4.547
464	-Ex	X	-4.547
411	-Ex	X	-4.542
331	+Ex	X	4.542
278	+Ex	X	4.547
490	+Ex	X	4.547

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
605	-Ey	Y	-5.004
648	-Ey	Y	-4.957
622	-Ey	Y	-4.957
51	+Ey	Y	4.957
107	+Ey	Y	4.957
34	+Ey	Y	5.004

Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
815	D+L	Z	-20.568
846	D+L	Z	-20.568
909	D+L	Z	-20.568
878	D+L	Z	-20.568
234	D+L	Z	-20.562
446	D+L	Z	-20.562



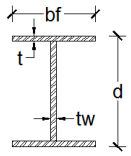
5.1.2 Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	600.00
t (mm) =	28.00
d (mm) =	650.00
tw (mm) =	18.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	442.92
Ix (cm⁴) =	356,639.77
Iy (cm⁴) =	100,828.87
rx (cm) =	28.38
ry (cm) =	15.09
Zx (cm³) =	12,037.36
Zy (cm³) =	5,088.11
Sx (cm³) =	10,973.53
Sy (cm³) =	3,360.96
Cw (cm⁶) =	97,522,689.81
J (cm⁴) =	965.53

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	27.49
Mux (T-m) =	171.22
Muy (T-m) =	0.04
Vu (T) =	26.68

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	925.07
ϕ Mnx (T-m) =	274.09
ϕ Mny (T-m) =	115.86
ϕ Vn (T) =	159.85

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0{,}2$

$Pr/Pc =$ 0.03

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0{,}2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0$$

0.640 < 1 OK

2. COMPRESIÓN

$\phi Pn =$	925.07 T.

1) Requisitos de diseño para secciones no-esbeltas

Alas de secciones I soldadas con simetría doble

$$\frac{b}{t} \leq 0.74 * \sqrt{\frac{kc * E}{Fy}}$$



$$kc \leq \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} \quad ; \quad 0.35 \leq kc \leq 0.76$$

$b/t =$ 10.71 < $0.74*\sqrt{((kc*E)/Fy)} =$ 12.43 OK

Almas de secciones I con simetría doble

$$\frac{h}{tw} \leq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



$h/tw =$ 33.00 < $1.49*\sqrt{(E/Fy)} =$ 42.31 OK

2) Pandeo por flexón

$Pn = Fcr * Ag$

K =	1
L =	1150.00 cm

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$ **Fcr=** **2320.62 Kgf/cm²**

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$F_{cr} = 0.877 F_e$ **Fcr=** No Aplica

$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$ **Fe=** **12258.54 Kgf/cm²**

Pn=	1027.85 T.
ϕPn=	925.07 T.

ϕc = 0.90

3) Pandeo torsional

$Pn = Fcr * Ag$

K =	1
L =	220.00 cm

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$ **Fcr=** **2500.52 Kgf/cm²**

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$F_{cr} = 0.877 F_e$ **Fcr=** No Aplica

$F_e = \left\{\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right\} \frac{1}{I_x + I_y}$ **Fe=** **90336.66 Kgf/cm²**

Pn=	1107.53 T.
ϕPn=	996.78 T.

ϕc = 0.90

3. FLEXIÓN

ϕMnx=	274.09 T-m
ϕMny=	115.86 T-m

Requisitos de diseño para secciones compactas:

Alas de secciones I soldadas con simetría doble

$\frac{b}{t} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$



b/t= **10.71** < $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = **10.79** OK

Almas de secciones I con simetría doble

$\frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$



h/tw= **33.00** < $3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = **106.77** OK

Flexión en torno al eje mayor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$$Mn = Mp = Fy * Zx$$

$Mnx=$	304.55 T-m
$\phi Mnx=$	274.09 T-m

$\phi b = 0.90$

2) Resistencia nominal a la flexión por pandeo lateral torsional

Lb =	220.00 cm.

Cálculo de las longitudes límites Lp y Lr

$$L_p = 1.76 * r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$Lp=$	754.05 cm.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}+\sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2+6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

$Lr=$	2424.88 cm.

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

$rts=$	16.90 cm.

a) Cuando Lb ≤ Lp, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

b) Cuando Lp < Lb ≤ Lr, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

$Mnx=$	No Aplica
$\phi Mnx=$	No Aplica

$\phi b = 0.90$

c) Cuando Lb > Lr, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional elástico.

$$M_n = F_{cr} S_x \le M_p$$

$Mnx=$	No Aplica
$\phi Mnx=$	No Aplica

$\phi b = 0.90$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1+0.078\frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$Fcr=$ No Aplica

Flexión en torno al eje menor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$$Mn = Mp = Fy * Zy \le 1.6 * Fy * Sy$$

$Mny=$	128.73 T-m
$\phi Mny=$	115.86 T-m

$\phi b = 0.90$

4. CORTE

$Vu \leq \phi v * Vn$; $\phi v = 0.90$

$Vu =$	26.68	<	$\phi Vn =$	159.85	OK

$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv$

$Vn =$	177.61 T
$\phi Vn =$	159.85 T

$Aw = d * tw =$ 117.00 cm² $Cv =$ 1

Alma sin atiesadores $kv =$ 5

$h/tw =$ 33.00

a. Cuando $h/t_w \leq 1{,}10\sqrt{k_v E/F_y}$ $Cv =$ 1

$C_v = 1{,}0$ $1.10*\sqrt{((kv*E)/Fy)} =$ 69.84

b. Cuando $1{,}10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1{,}37\sqrt{k_v E/F_y}$ $Cv =$ N/A

$C_v = \frac{1{,}10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$ $1.37*\sqrt{((kv*E)/Fy)} =$ 86.99

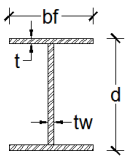
c. Cuando $h/t_w > 1{,}37\sqrt{k_v E/F_y}$ $Cv =$ N/A

$C_v = \frac{1{,}51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$

- Vigas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	400.00
t (mm) =	22.00
d (mm) =	800.00
tw (mm) =	18.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	784,615.40

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	312.08
Ix (cm⁴) =	331,208.13
Iy (cm⁴) =	23,503.41
rx (cm) =	32.58
ry (cm) =	8.68
Zx (cm³) =	9,418.31
Zy (cm³) =	1,821.24
Sx (cm³) =	8,280.20
Sy (cm³) =	1,175.17
Cw (cm⁶) =	35,565,592.42
J (cm⁴) =	418.87

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	29.88
Mux (T-m) =	171.23
Muy (T-m) =	0.01
Vu (T) =	22.73

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	517.71
ϕ Mnx (T-m) =	214.45
ϕ Mny (T-m) =	41.47
ϕVn (T) =	196.73

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

$Pr/Pc =$ 0.06

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0{,}2$

$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0$ No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0{,}2$

$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0$ 0.828 < 1.0 OK

2. COMPRESIÓN

$\phi Pn =$	517.71 T.

1) Requisitos de diseño para secciones no-esbeltas

Alas de secciones I soldadas con simetría doble

$$\frac{b}{t} \le 0.74 * \sqrt{\frac{kc * E}{Fy}} \qquad kc \le \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} \; ; \; 0.35 \le kc \le 0.76$$

$b/t =$ 9.09 < $0.74*\sqrt{((kc*E)/Fy)} =$ 12.43 — OK

Almas de secciones I con simetría doble

$$\frac{h}{tw} \le 1.49 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$h/tw =$ 42.00 < $1.49*\sqrt{(E/Fy)} =$ 42.31 — OK

2) Pandeo por flexón

$$Pn = Fcr * Ag$$

K =	1
L =	2528.00 cm

Cuando $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \qquad Fcr = 1{,}843.22 \text{ Kgf/cm}^2$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad Fcr = \text{No Aplica}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad Fe = 3{,}343.57 \text{ Kgf/cm}^2$$

$Pn =$	575.23 T.
$\phi Pn =$	517.71 T.

$\phi c = 0.90$

3) Pandeo torsional

$P_n = F_{cr} * A_g$

K =	1
L =	150.00 cm

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$ $\quad Fcr =$ 2,500.62 Kgf/cm²

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$F_{cr} = 0.877 F_e$ $\quad Fcr =$ No Aplica

$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G J\right] \frac{1}{I_x + I_y}$ $\quad Fe =$ 90,649.19 Kgf/cm²

$Pn =$	780.39 T.
$\phi Pn =$	702.35 T.

$\phi c = 0.90$

3. FLEXIÓN

$\phi Mnx =$	214.45 T-m
$\phi Mny =$	41.47 T-m

Requisitos de diseño para secciones compactas:

Alas de secciones I soldadas con simetria doble

$\frac{b}{t} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{Fy}}$



$b/t =$ 9.09 < $0.38\sqrt{\frac{E}{Fy}} =$ 10.79 OK

Almas de secciones I con simetria doble

$\frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$



$h/tw =$ 42.00 < $3.76 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} =$ 106.77 OK

Flexión en torno al eje mayor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$Mn = My = Fy * Zx$

$Mnx=$	238.28 T-m
$\phi Mnx=$	214.45 T-m

ϕb = 0.90

2) Resistencia nominal a la flexión por pandeo lateral torsional

Lb =	150.00 cm.

Cálculo de las longitudes límites Lp y Lr

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$Lp=$	433.71 cm.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

$Lr=$	1292.61 cm.

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

$r_{ts}=$	10.51 cm.

a) Cuando Lb ≤ Lp, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

b) Cuando Lp < Lb ≤ Lr, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$Mnx=$	No Aplica
$\phi Mnx=$	No Aplica

ϕb = 0.90

c) Cuando Lb > Lr, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional elástico.

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$Mnx=$	No Aplica
$\phi Mnx=$	No Aplica

ϕb = 0.90

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$Fcr=$ No Aplica

Flexión en torno al eje menor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$Mn = Mp = Fy * Zy \leq 1.6 * Fy * Sy$

$Mny=$	46.08 T-m
$\phi Mny=$	41.47 T-m

ϕb = 0.90

4. CORTE

$Vu \le \phi v * Vn$; $\phi v = 0.90$

$Vu=$	22.73	<	$\phi Vn=$ 196.73

OK

$Vn=$	218.59 T
$\phi Vn=$	196.73 T

$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv$

$Aw = d * tw =$ 144.00 cm² $Cv =$ 1

Alma sin atiesadores $kv = 5$

$h/tw =$ 42.00

a. Cuando $h/t_w \le 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$ $Cv =$ 1

$C_v = 1.0$ $1.10*\sqrt{((kv*E)/Fy)} =$ 69.84

b. Cuando $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \le 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ $Cv =$ N/A

$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$ $1.37*\sqrt{((kv*E)/Fy)} =$ 86.99

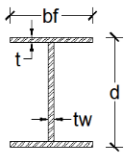
c. Cuando $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ $Cv =$ N/A

$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$

➢ Otros:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	125.00
t (mm) =	12.00
d (mm) =	250.00
tw (mm) =	8.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	48.08
Ix (cm⁴) =	5,021.45
Iy (cm⁴) =	391.59
rx (cm) =	10.22
ry (cm) =	2.85
Zx (cm³) =	459.15
Zy (cm³) =	97.37
Sx (cm³) =	401.72
Sy (cm³) =	62.65
Cw (cm⁶) =	55,452.96
J (cm⁴) =	17.30

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	1.90
Mux (T-m) =	1.31
Muy (T-m) =	0.19
Vu (T) =	0.52

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	109.48
ϕ Mnx (T-m) =	5.44
ϕ Mny (T-m) =	2.22
ϕVn (T) =	27.32

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

$Pr/Pc =$ 0.02

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \ge 0.2$

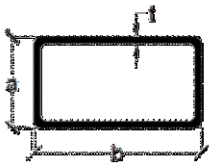
$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \le 1.0$ No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \le 1.0$ 0.335 < 1.0 OK

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE COLUMNAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	250.00
b (mm) =	300.00
t (mm) =	4.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2,530.00
Fu (kgf/cm²)=	4,080.00
E (kgf/cm²)=	2,040,000.00
G (kgf/cm²)=	790,000.00

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	43.36
Ix (cm⁴) =	4576.11
Sfx (cm³) =	366.09
Iy (cm⁴) =	6040.87
Sfy (cm³) =	402.72
rx (cm) =	10.27
ry (cm) =	11.80
r (cm) =	10.27
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	15.65
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	7826.08

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (ton) =	10.05
Mux (ton-m) =	0.00
Muy (ton-m) =	3.45

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (ton) =	27.57
ϕ Mnx (ton-m) =	6.20
ϕ Mny (ton-m) =	6.77

1. COMBINACION DE COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN.

$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.15$ — 0.365 > 0.15 — No Aplica

1) $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$ — N/A

2) $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi M_{ny} \alpha_y} \leq 1$ — 0.89 < 1.00 — OK

donde:

$\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{ex}}$ = 0.99 OK

$P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2}$ = 1,474.17 ton.

$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{ey}}$ = 0.82 OK

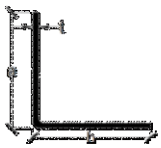
$P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2}$ = 55.53 ton.

$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$ — 0.63 < 1.00 — OK

donde: $\phi P_n = \phi_c \cdot F_y \cdot A_g$ = 96.46 ton.

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE ANGULOS "CRUCES SAN ANDRÉS"

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: ANGULO	
a (mm) =	60.00
b (mm) =	60.00
t (mm) =	5.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	5.75
Ix (cm⁴) =	19.91
Iy (cm⁴) =	19.91
rx (cm) =	1.86
ry (cm) =	1.86

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	12.48
Vu (T) =	0.01

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	13.09
ϕ Vn (T) =	4.10

DISEÑO

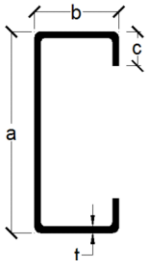
TRACCIÓN: Pu = 12.48 T. < ϕ Pn = 13.09 T. — OK

CORTE: Vu = 0.01 T. < ϕ Vn = 4.10 T. — OK

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE CORREAS PARA CUBIERTA

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	75.00
d (mm) =	25.00
R (mm) =	8.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2,530.00
Fu (kgf/cm²)=	4,080.00
E (kgf/cm²)=	2,040,000.00
G (kgf/cm²)=	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	14.67
Ix (cm⁴) =	866.62
Sfx (cm³) =	86.66
Iy (cm⁴) =	105.28
Sfy (cm³) =	20.24
rx (cm) =	7.69
ry (cm) =	2.68
r (cm) =	2.68
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	8.14
Cw (cm⁶) =	0.00
J (cm⁴) =	0.53

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (ton) =	0.25
Mux (ton-m) =	0.74
Muy (ton-m) =	0.04

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (ton) =	4.49
ϕ Mnx (ton-m) =	1.26
ϕ Mny (ton-m) =	1.48

1. COMBINACION DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

$P_u/\phi_c P_n \geq$ 0.06 < 0.15 — OK

1) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq$ 0.72 < 1.00 — OK

2) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq$ N/A — No Aplica

donde: $\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{\pi_{Ex}} =$ N/A $\quad \pi_{Ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} =$ N/A

$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{\pi_{Ey}} =$ N/A $\quad \pi_{Ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} =$ N/A

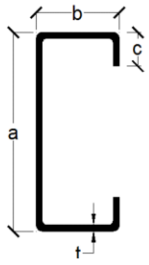
$\frac{P_u}{\phi_c P_{nc}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq$ N/A — No Aplica

donde: $P_{nc} = A_e \times F_y =$ N/A

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE CORREAS PARA PAREDES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	150.00
b (mm) =	50.00
d (mm) =	20.00
R (mm) =	8.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2,530.00
Fu (kgf/cm²)=	4,080.00
E (kgf/cm²)=	2,040,000.00
G (kgf/cm²)=	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	10.27
Ix (cm⁴) =	320.78
Sfx (cm³) =	42.77
Iy (cm⁴) =	30.68
Sfy (cm³) =	8.80
rx (cm) =	5.59
ry (cm) =	1.73
r (cm) =	1.73
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	5.85
Cw (cm⁶) =	0.00
J (cm⁴) =	0.53

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (ton) =	0.21
Mux (ton-m) =	0.12
Muy (ton-m) =	0.01

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (ton) =	8.47
ϕ Mnx (ton-m) =	0.67
ϕ Mny (ton-m) =	0.21

1. COMBINACION DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

	$P_u/\phi P_n =$	0.02	<	**0.15**	OK
1)	$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} =$	0.25	<	**1.00**	OK
2)	$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{C_m M_{ux}}{\phi M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_m M_{uy}}{\phi M_{ny} \alpha_y} =$	N/A			No Aplica

donde: $\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{ex}} =$ N/A $\quad P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} =$ N/A

$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{ey}} =$ N/A $\quad P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} =$ N/A

$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} =$	N/A		No Aplica

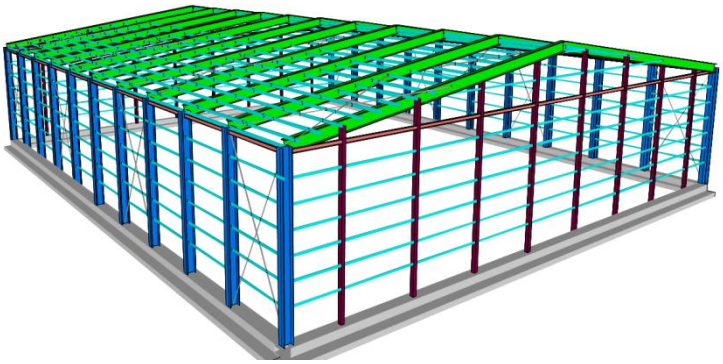
donde: $M_{nx} = Z_x \times F_y =$ N/A

- *Control de Derivas y Deflexiones:*

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$	ΔM max. (cm.) $\Delta_{M\,max.} = 0.020 \times h$	ΔM < ΔM max.
-Ex	X⁻	4.547	17.051	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.547	17.050	23.000	OK
-Ex	X⁻	4.542	17.031	23.000	OK
+Ex	X	4.542	17.031	23.000	OK
+Ex	X	4.547	17.050	23.000	OK
+Ex	X	4.547	17.051	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.004	18.766	23.000	OK
-Ey	Y⁻	4.957	18.589	23.000	OK
-Ey	Y⁻	4.957	18.589	23.000	OK
+Ey	Y	4.957	18.590	23.000	OK
+Ey	Y	4.957	18.590	23.000	OK
+Ey	Y	5.004	18.766	23.000	OK

Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
815	D+L	Z⁻	20.568	20.83	OK
846	D+L	Z⁻	20.568	20.83	OK
909	D+L	Z⁻	20.568	20.83	OK
878	D+L	Z⁻	20.568	20.83	OK
234	D+L	Z⁻	20.562	20.83	OK
446	D+L	Z⁻	20.562	20.83	OK

5.1.3 Diseño de la Cimentación



Analizando los resultados del estudio de suelos y del análisis estructural, se opta por diseñar el cimiento de la estructura con vigas de cimentación.
El diseño de zapatas aisladas no fue una opción viable debido a que los grandes momentos producidos por la considerable luz, daban como resultado áreas de zapatas extremadamente grandes, llegando incluso a sobreponerse.

Para el análisis y diseño de estas vigas de cimentación se procedió a pre-dimensionar las secciones de las mismas mediante la relación entre la capacidad portante del suelo y el área de la cimentación; para luego modelar dichos elementos en el programa computacional SAP200 representando la interacción suelo-estructura a través de resortes (coeficiente de balasto). Introduciendo ésta información en el programa se obtienen las secciones y cantidad de refuerzo necesarias para trasmitir y distribuir correctamente las cargas de la estructura al suelo sin que este sobrepase su capacidad admisible.

PREDIMENSIONAMIENTO

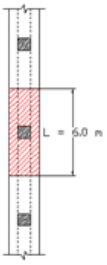
$$e = \frac{M}{P} = \quad 3.99\ cm$$

$$qadm = \frac{P}{A}\left(1 + \frac{6 * e}{B}\right)$$

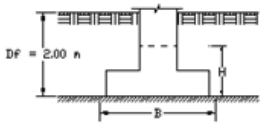
$$qadm = \frac{P}{B * L}\left(1 + \frac{6 * e}{B}\right)$$

$$20 = \frac{24.56}{B * 6}\left(1 + \frac{6 * 3.99}{B}\right)$$

$$B = 2.32\ m \approx 2.40\ m$$



CARGAS DE SERVICIO MÁXIMAS	
Pu (T) =	24.56
Mu (T-m) =	98.03



INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Coeficiente de Balásto:

$k_b = 120 * qadm$ $\qquad$ $k_v = k_b * B$

$k_b = 120 * 20\ T/m^3$ $\qquad$ $k_v = 2400\ T/m^3 * 2.40\ m$

$k_b = 2400\ T/m^3$ $\qquad$ $k_v = 5760\ T/m^2$

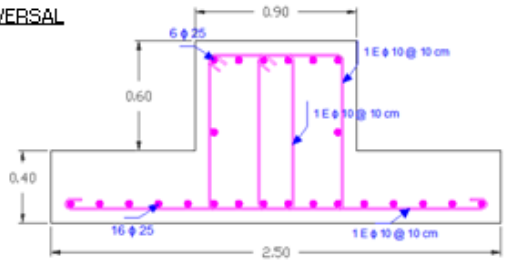
SECCIÓN TRANSVERSAL Y ACERO DE REFUERZO

DATOS	
f´c =	240.00 kg/cm²
fy =	4200.00 kg/cm²
b =	250.00 cm
bw =	90.00 cm
h =	100.00 cm
ϕb =	25.00 mm
ϕe =	10.00 mm
recub. =	7.50 cm
d =	90.25 cm

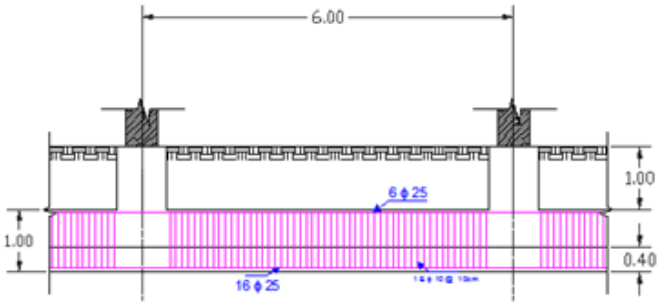
ACERO DE REFUERZO (programa)		ACERO DE REFUERZO MÍNIMO $Asmin = \frac{14}{fy} * b * d$		As (cm²)
Inferior	3.428 cm²	75.21	cm²	75.21
Superior	2.850 cm²	27.08	cm²	27.08

Acero inferior	16 ϕ25 : As = 78.54 cm²
Acero superior	6 ϕ25 : As = 29.45 cm²

CORTE TRANSVERSAL



ELEVACIÓN



Verificación de la capacidad admisible del suelo						
Nudo	Combinación	δ (m.)	Kb (T/m³.)	qo (T/m²)	qadm (T/m²)	qo < qadm
32	D+L	-0.00156	2400	3.74	20.00	OK
89	D+L	-0.00156	2400	3.73	20.00	OK
630	D+L	-0.00156	2400	3.73	20.00	OK
603	D+L	-0.00155	2400	3.72	20.00	OK
1173	D+L	-0.00151	2400	3.62	20.00	OK

5.1.4 Análisis Económico

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	278.434

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Estructura				
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	278,434.00	2.43	$ 676,594.62
Cimentación				
Hormigón en cimentación f´c=240 kg/cm²	m³	358.64	155.26	$ 55,682.45
Acero de refuerzo en cimentación fy=4200 kg/cm²	kg	31,203.04	1.62	$ 50,548.92
			TOTAL	$ 782,825.99

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje) **UNIDAD:** Kg

DETALLE:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.02
Soldadora electrica	3.00	1.00	3.00	0.0100	0.03
Cortadora de acero	1.00	1.50	1.50	0.0100	0.02
Amoladora	3.00	1.30	3.90	0.0100	0.04
Compresor/soplete	2.00	0.70	1.40	0.0100	0.01
Camión Grúa	0.30	37.50	11.25	0.0100	0.11
SUBTOTAL M					**0.23**

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro Soldador Especializado	1.00	3.02	3.02	0.0100	0.03
Soldador Eléctrico	3.00	3.02	9.06	0.0100	0.09
Pintor	2.00	2.82	5.64	0.0100	0.06
Ayudante	5.00	2.78	13.90	0.0100	0.14
Operador de Grúa	0.30	4.16	1.25	0.0100	0.01
Ayudante Grúa	0.30	2.78	0.83	0.0100	0.01
SUBTOTAL N					**0.32**

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
		A	B	C = A x B
Acero estructural en perfiles prefabricados	**Kg**	1.0500	**1.50**	1.58
Electrodos	**Kg**	0.0200	**2.64**	0.05
Material Menor (Discos de corte y Gratas)	**glb**	1.0000	**0.05**	0.05
Anticorrosivo	**gl**	0.0080	**12.83**	0.10
Esmalte	**gl**	0.0040	**18.68**	0.07
Thinner	**gl**	0.0060	**6.50**	0.04
SUBTOTAL O				**1.89**

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DMT	COSTO/KM	COSTO
		A	B	C	D = A x B x C
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+		**2.43**
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	**0.00%**	**0.00**
OTROS INDIRECTOS:		
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		**2.43**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón en cimentación f´c=240 kg/cm² **UNIDAD:** m³

DETALLE:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					1.96
Vibrador	1.00	2.40	2.40	1.0000	2.40
Concretera 1 saco	1.00	3.05	3.05	1.0000	3.05
SUBTOTAL M					**7.41**

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra	1.00	2.94	2.94	1.0000	2.94
Albañil	3.00	2.82	8.46	1.0000	8.46
Peon	9.00	2.78	25.02	1.0000	25.02
Carpintero	1.00	2.82	2.82	1.0000	2.82
Ayudante de Carpintero	2.00	2.78	5.56	1.0000	5.56
SUBTOTAL N					**39.24**

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
		A	B	C = A x B
Agua	m³	0.1880	**0.92**	0.17
Cemento	Kg	390.0000	**0.15**	58.50
Arena	m³	0.6500	**13.00**	8.45
Ripio	m³	0.9500	**13.00**	12.35
Aditivo	Kg	0.3000	**1.32**	0.40
Encofrado tablero contrachapado	m²	6.0000	**4.79**	28.74
SUBTOTAL O				**108.61**

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DMT	COSTO/KM	COSTO
		A	B	C	D = A x B x C
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+		**155.26**
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	**0.00%**	**0.00**
OTROS INDIRECTOS:		
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		**155.26**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Acero de refuerzo en cimentación fy=4200 kg/cm² **UNIDAD:** Kg

DETALLE:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.01
Cortadora dobladora de hierro	1.00	0.65	0.65	0.0300	0.02
Cizalla	1.00	0.07	0.07	0.0300	0.01
SUBTOTAL M					**0.04**

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra	0.10	2.94	0.29	0.0300	0.01
Fierrero	1.00	2.82	2.82	0.0300	0.08
Ayudante de fierrero	2.00	2.78	5.56	0.0300	0.17
SUBTOTAL N					**0.26**

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
		A	B	C = A x B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²	**Kg**	1.0300	**1.21**	1.25
Alambre galvanizado No. 18	**Kg**	0.0300	**2.49**	0.07
SUBTOTAL O				**1.32**

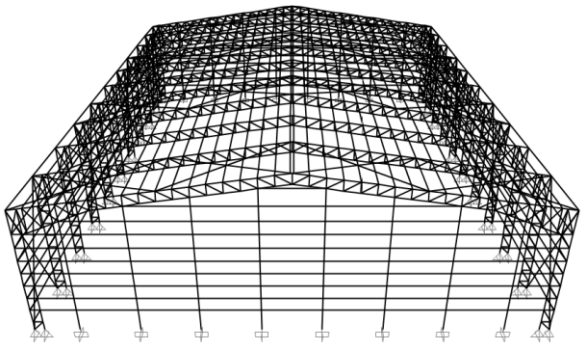
TRANSPORTE

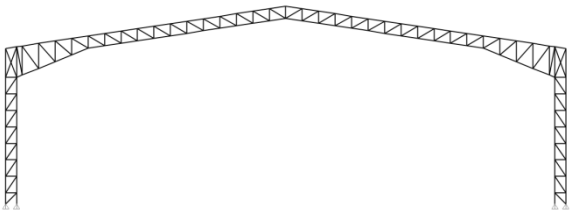
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DMT	COSTO/KM	COSTO
		A	B	C	D = A x B x C
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+		**1.62**
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	**0.00%**	**0.00**
OTROS INDIRECTOS:		
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		**1.62**

5.2 PÓRTICOS EN CELOSÍA.

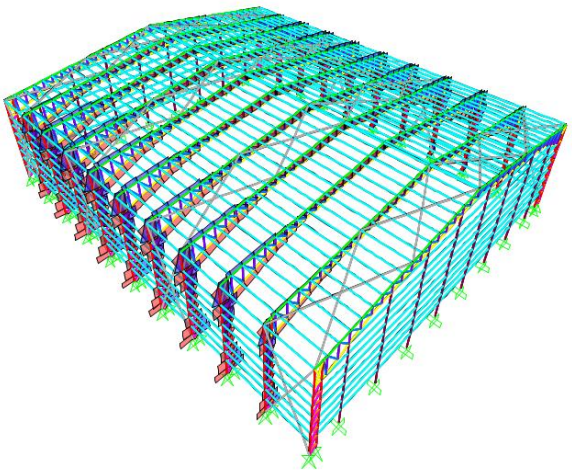
Para éste tipo de pórticos, los elementos con la combinación de carga más desfavorable se encuentran en el cuarto pórtico, cuyas solicitaciones y posición serán detalladas a continuación.



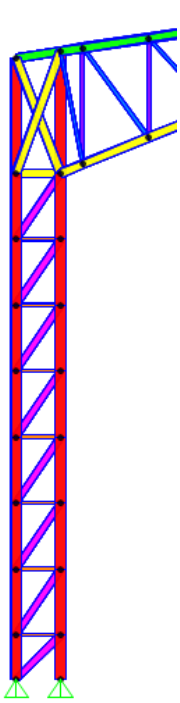


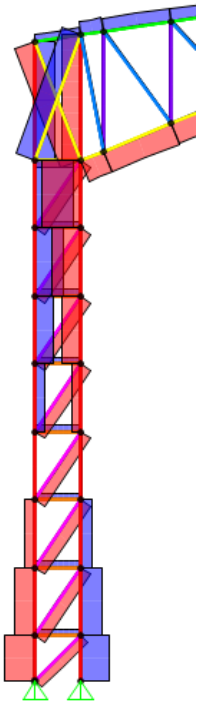
5.2.1 Análisis Estructural.

- *Resistencias requeridas de los elementos:*

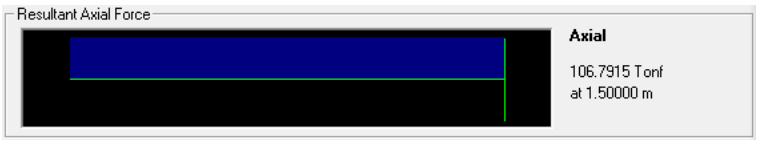


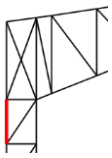
- Columna. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L

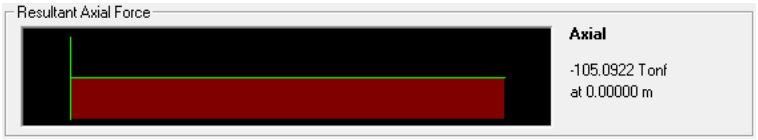


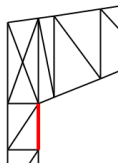


Cordón:

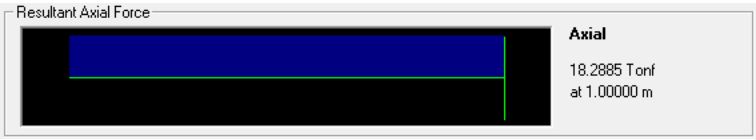


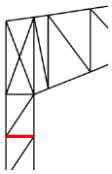




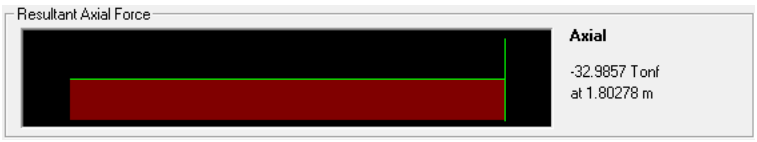


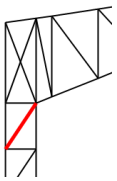
Parante Horizontal:



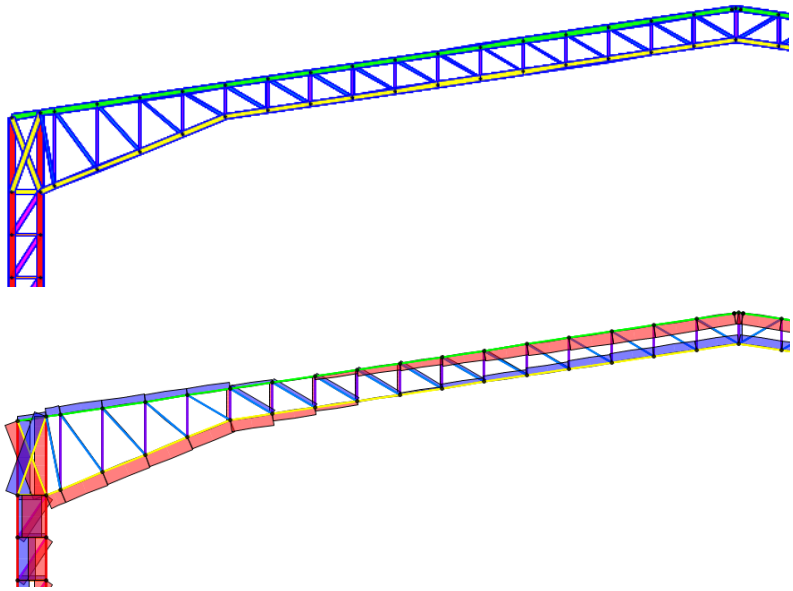


Parante Inclinado:

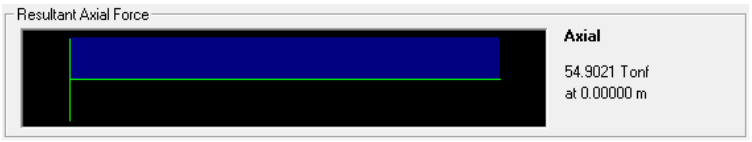


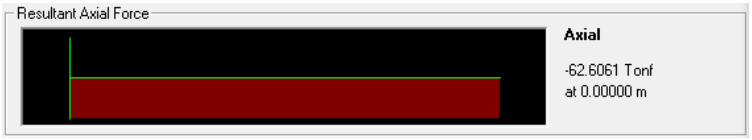


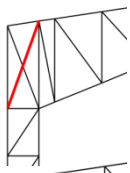
- Viga. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L

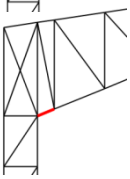


Cordón Inferior:

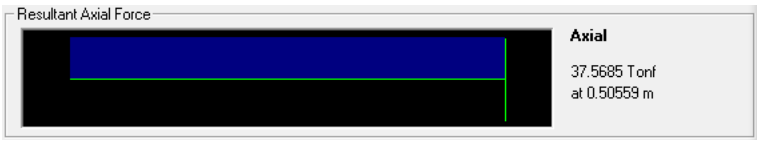




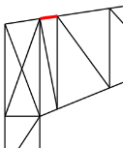


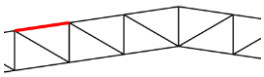


Cordón Superior:

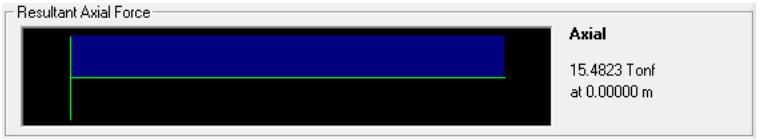




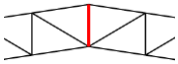


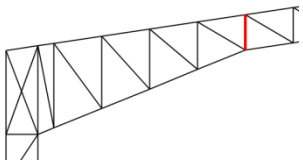


Parante Vertical:

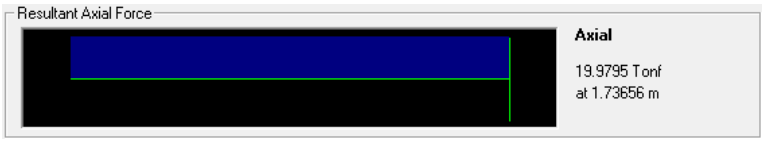


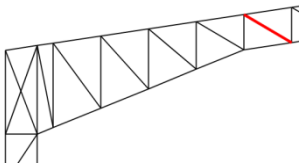




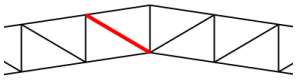


Parante Inclinado:

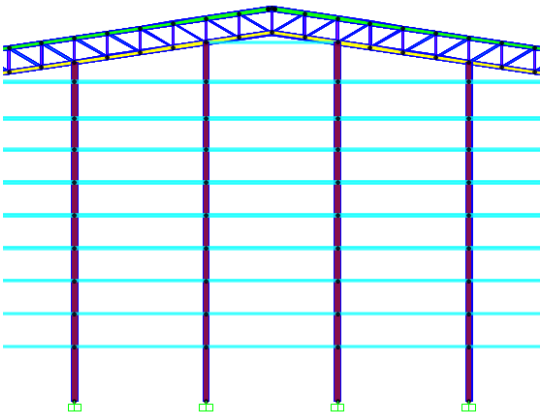


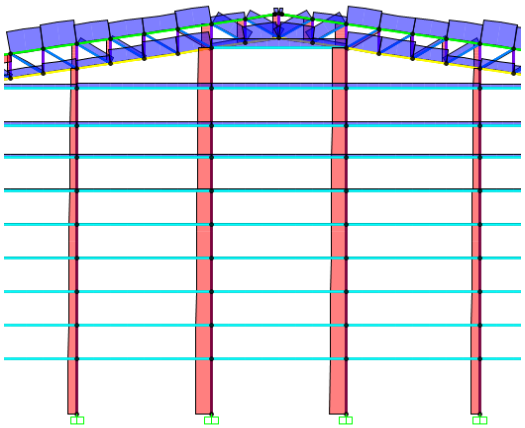


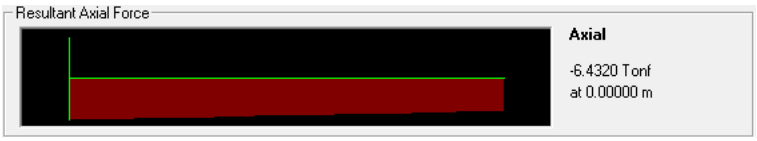


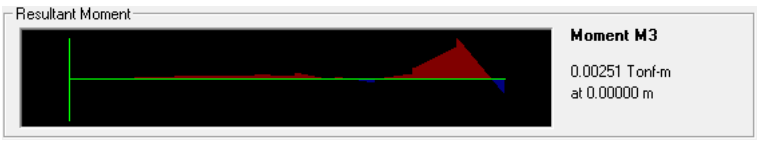


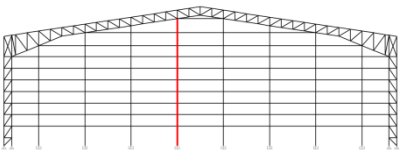
- Columna Secundaria. Combinación crítica: 1.2D – Wy + L





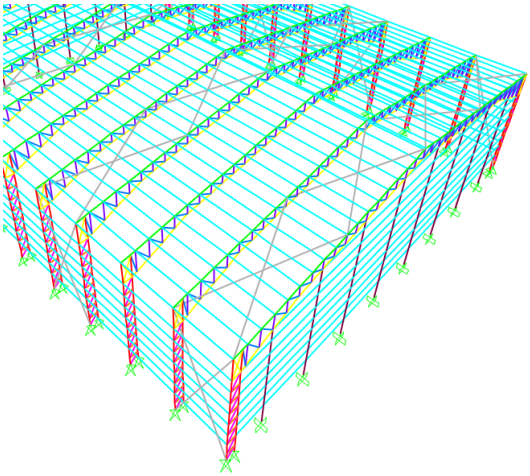


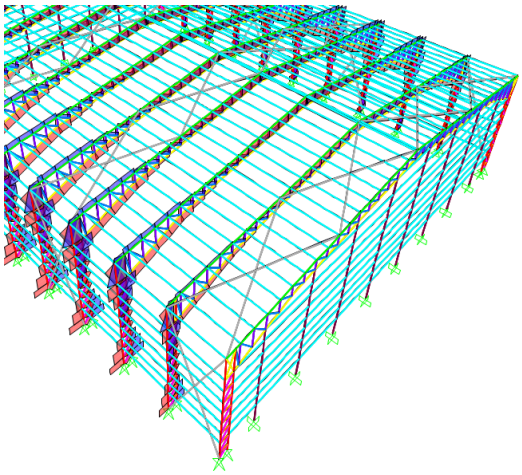


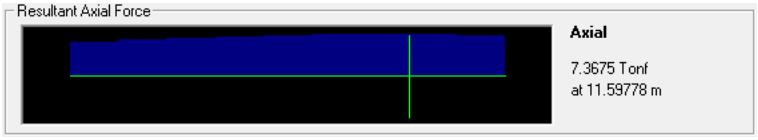


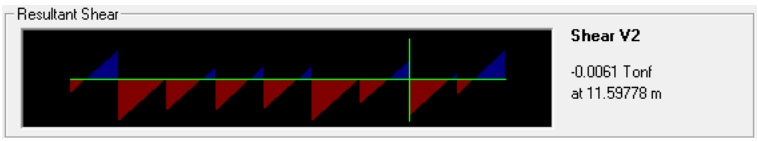


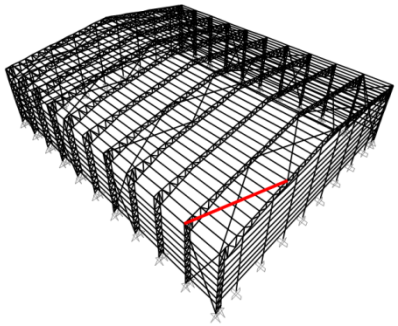
- Cruces de San Andrés. *Combinación crítica: 1.2D + 1.6L*





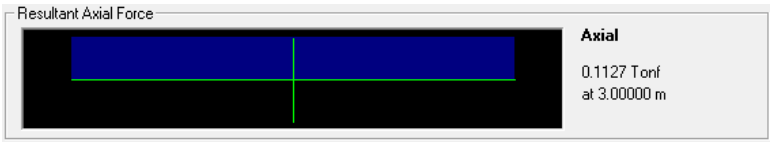


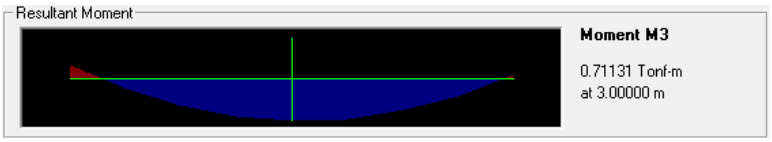


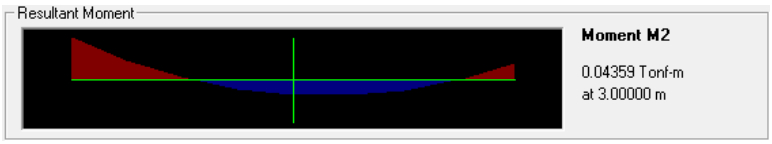


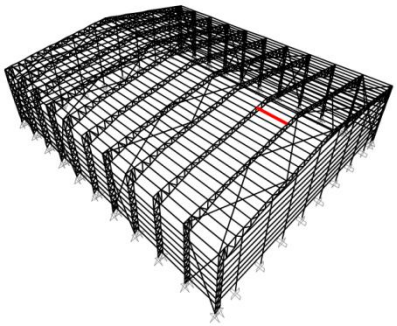
- Correas.

  Correa de Cubierta. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L

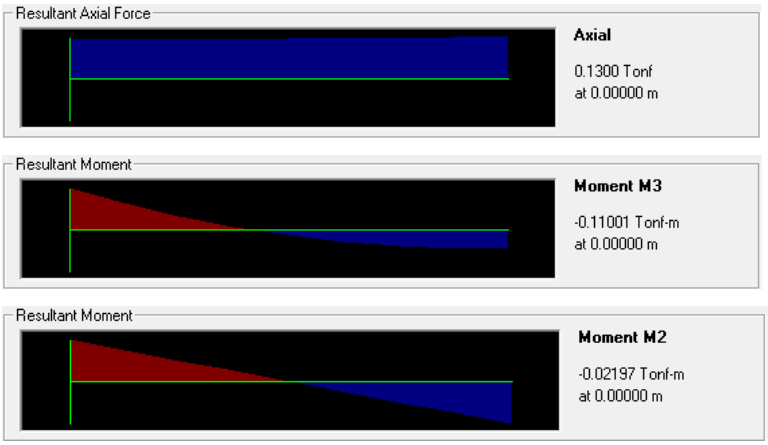


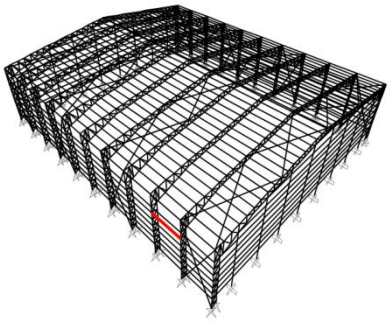






Correa de Paredes. Combinación crítica: 1.2D + Ey + L



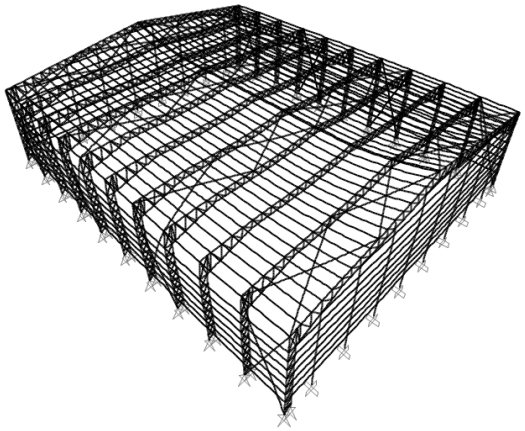


- *Desplazamientos máximos de la estructura:*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
1651	-Wx	X	-5.502
1666	-Wx	X	-5.502
1652	-Wx	X	-5.480
565	D+L	X	5.445
457	D+L	X	5.456
889	D+L	X	5.456

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
288	-Wy	Y	-6.076
255	-Wy	Y	-6.072
287	-Wy	Y	-5.918
1140	+Ey	Y	5.036
1088	+Ey	Y	5.070
1141	+Ey	Y	5.093

Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
405	D+L	Z	-19.080
837	D+L	Z	-19.080
1579	D+L	Z	-19.042
1642	D+L	Z	-19.042
1548	D+L	Z	-19.041
1611	D+L	Z	-19.041

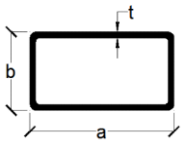


5.2.2 Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDONES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	250.00
b (mm) =	300.00
t (mm) =	6.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	64.56
Ix (cm⁴) =	6,707.45
Iy (cm⁴) =	8,872.39
rx (cm) =	10.19
ry (cm) =	11.72
r (cm) =	10.19
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	15.53
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	11,478.19

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	106.79
Pu (ton) =	105.09

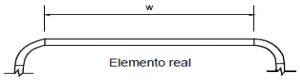
RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Tn (ton) =	147.00
ϕ Pn (ton) =	111.02

DISEÑO.

Tu =	106.79 ton.	<	ϕ Tn =	147.00 ton.	OK
Pu =	105.09 ton.	<	ϕ Pn =	111.02 ton.	OK

1. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS.

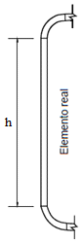
Máxima relación entre el ancho plano y el espesor. $\frac{w}{t} \leq 500$



w =	25.20 cm.

$\frac{w}{t} =$ 42.00 OK

Máxima relación entre la profundidad del alma y el espesor. $\frac{h}{t} \leq 200$



h =	20.20 cm.

$\frac{h}{t} =$ 33.67 OK

2. MIEMBROS EN TENSIÓN.

$$Tu \leq \emptyset t * Tn$$

Tu = 106.79 ton. < $\emptyset t * Tn$ = 147.00 ton. OK

Fluencia en la sección bruta: $Tn = Ag * Fy$

$\emptyset t$ = 0.90 $A = Ag$; área bruta de la sección transversal.

Tn = 163.34 ton

$\emptyset t * Tn$ = 147.00 ton

Ruptura en la sección neta fuera de la conexión: $Tn = An * Fu$

$\emptyset t$ = 0.75 $A = An$; área neta de la sección transversal.

Tn = 263.40 ton

$\emptyset t * Tn$ = 197.55 ton

Ruptura en la sección neta en la conexión: $Tn = Ae * Fu$

$\emptyset t$ = 0.60 $A = Ae$; área efectiva de la sección transversal.

Tn = 263.40 ton $Ae = A * U$

$\emptyset t * Tn$ = 158.04 ton

A = Area de los elementos conectados directamente
U = 1.0 (cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras transversales).

3. MIEMBROS EN COMPRESIÓN.

$$Pu \leq \emptyset c * Pn \; ; \quad \emptyset c = 0.85$$

Pu = 105.09 ton. < $\emptyset c * Pn$ = 111.02 ton. OK

Cálculo de la resistencia axial nominal "Pn":

$Pn = Ae * Fn$

Pn = 130609.96 kgf.

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = 0.16 Fe = 92,969.64 kgf/cm²

para $\lambda_c \leq 1{,}5$ $F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right) F_y$

Fn = 2,501.35 kgf.

para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right] F_y$

Fn = No Aplica

Cálculo "Fe":

Por Pandeo Flexional: $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ Fe = 92,969.64 kgf/cm²

K= 1.00
L (cm) = 150.00 cm.

Por Pandeo Torsional: $F_e = \sigma_t$ Fe= 582,019.52 kgf/cm²

$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2}\right]$

CÁLCULO DEL ÁREA EFECTIVA.

$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{F_{cr}}}$ = 0.77 $F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2$ = 4,180.89 kgf.

cuando $\lambda \leq 0{,}673$ b = w

No Aplica

cuando $\lambda > 0{,}673$ b = ρ w $\rho = (1 - 0{,}22/\lambda)/\lambda$ = 0.93

b= 23.31322 cm.

$\lambda \leq 0{,}673$ a = h

No Aplica

$\lambda > 0{,}673$ a = ρ h

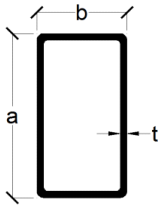
a= 18.68758 cm.

Ae = (2*b + 2*a) * t = 52.21586 cm².

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES HORIZONTALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	80.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	9.24
Ix (cm⁴) =	91.45
Iy (cm⁴) =	91.45
rx (cm) =	3.15
ry (cm) =	3.15
r (cm) =	3.15
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	4.45
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	136.96

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	18.29
Pu (ton) =	0.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Tn (ton) =	21.04
ϕ Pn (ton) =	13.70

DISEÑO.

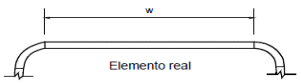
Tu =	18.29 ton.	<	ϕ Tn =	21.04 ton.
Pu =	0.00 ton.	<	ϕ Pn =	13.70 ton.

OK

OK

1. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS.

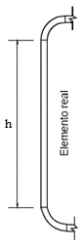
Máxima relación entre el ancho plano y el espesor. $\frac{w}{t} \leq 500$



w =	5.60 cm.

$\frac{w}{t} =$ 18.67 OK

Máxima relación entre la profundidad del alma y el espesor. $\frac{h}{t} \leq 200$



h =	5.60 cm.

$\frac{h}{t} =$ 18.67 OK

2. MIEMBROS EN TENSIÓN.

$$Tu \leq \emptyset t * Tn$$

Tu = 18.29 ton. < $\emptyset t * Tn$ = 21.04 ton. OK

Fluencia en la sección bruta: $Tn = Ag * Fy$

$\emptyset t$ = 0.90 $A = Ag$; área bruta de la sección transversal.

Tn = 23.38 ton

$\emptyset t * Tn$ = 21.04 ton

Ruptura en la sección neta fuera de la conexión: $Tn = An * Fu$

$\emptyset t$ = 0.75 $A = An$; área neta de la sección transversal.

Tn = 37.70 ton

$\emptyset t * Tn$ = 28.27 ton

Ruptura en la sección neta en la conexión: $Tn = Ae * Fu$

$\emptyset t$ = 0.60 $A = Ae$; área efectiva de la sección transversal.

Tn = 37.70 ton $Ae = A * U$

$\emptyset t * Tn$ = 22.62 ton

A = Area de los elementos conectados directamente
U = 1.0 (cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras transversales).

3. MIEMBROS EN COMPRESIÓN.

$$Pu \leq \emptyset c * Pn \; ; \quad \emptyset c = 0.85$$

Pu = 0.00 ton. < $\emptyset c * Pn$ = 13.70 ton. OK

Cálculo de la resistencia axial nominal "Pn":

$Pn = Ae * Fn$ **Pn = 16121.67 kgf.**

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = 0.36 Fe = 19,925.94 kgf/cm²

para $\lambda_c \leq 1{,}5$ $F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right) F_y$

Fn = 2,399.06 kgf.

para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right] F_y$

Fn = No Aplica

Cálculo "Fe":

Por Pandeo Flexional: $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ Fe = 19,925.94 kgf/cm²

K= 1.00
L (cm) = 100.00 cm.

Por Pandeo Torsional: $F_e = \sigma_t$ Fe= 591,602.40 kgf/cm²

$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2}\right]$

CÁLCULO DEL ÁREA EFECTIVA.

$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{F_{cr}}}$ = 0.34 $F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2$ = 21,165.75 kgf.

cuando $\lambda \leq 0{,}673$ b = w $\lambda \leq 0{,}673$ a = h

b= 5.6 cm. a= 5.6 cm.

cuando $\lambda > 0{,}673$ b = ρ w $\rho = (1 - 0{,}22/\lambda)/\lambda$ $\lambda > 0{,}673$ a = ρ h

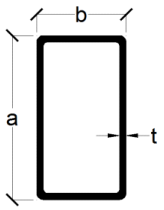
No Aplica No Aplica

Ae = (2*b + 2*a) * t = 6.72 cm².

DISEÑO DE COLUMNAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	150.00
b (mm) =	150.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	23.36
Ix (cm⁴) =	830.53
Iy (cm⁴) =	830.53
rx (cm) =	5.96
ry (cm) =	5.96
r (cm) =	5.96
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	8.43
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	1244.85

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	0.00
Pu (ton) =	32.99

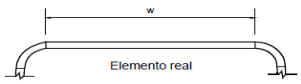
RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Tn (ton) =	53.19
ϕ Pn (ton) =	38.70

DISEÑO.

Tu =	0.00 ton.	<	ϕt * Tn =	53.19 ton.	OK
Pu =	32.99 ton.	<	ϕc * Pn =	38.70 ton.	OK

1. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS.

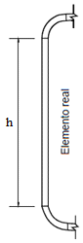
Máxima relación entre el ancho plano y el espesor. $\frac{w}{t} \leq 500$



w =	11.80 cm.

$\frac{w}{t} =$ 29.50 OK

Máxima relación entre la profundidad del alma y el espesor. $\frac{h}{t} \leq 200$



h =	11.80 cm.

$\frac{h}{t} =$ 29.50 OK

2. MIEMBROS EN TENSIÓN.

$$Tu \leq \emptyset t * Tn$$

Tu = 0.00 ton. < $\emptyset t * Tn$ = 53.19 ton. OK

Fluencia en la sección bruta: $Tn = Ag * Fy$

$\emptyset t$ = 0.90 $A = Ag$; área bruta de la sección transversal.

Tn = 59.10 ton

$\emptyset t * Tn$ = 53.19 ton

Ruptura en la sección neta fuera de la conexión: $Tn = An * Fu$

$\emptyset t$ = 0.75 $A = An$; área neta de la sección transversal.

Tn = 95.31 ton

$\emptyset t * Tn$ = 71.48 ton

Ruptura en la sección neta en la conexión: $Tn = Ae * Fu$

$\emptyset t$ = 0.60 $A = Ae$; área efectiva de la sección transversal.

Tn = 95.31 ton $Ae = A * U$

$\emptyset t * Tn$ = 57.19 ton

A = Area de los elementos conectados directamente
U = 1.0 (cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras transversales).

3. MIEMBROS EN COMPRESIÓN.

$$Pu \leq \emptyset c * Pn \; ; \quad \emptyset c = 0.85$$

Pu = 32.99 ton. < $\emptyset c * Pn$ = 38.70 ton. OK

Cálculo de la resistencia axial nominal "Pn":

$Pn = Ae * Fn$ **Pn = 45530.98 kgf.**

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = 0.34 Fe = 22,093.54 kgf/cm²

para $\lambda_c \leq 1{,}5$ $F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right)F_y$

Fn = 2,411.60 kgf.

para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right]F_y$

Fn = No Aplica

Cálculo "Fe":

Por Pandeo Flexional: $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ Fe = 22,093.54 kgf/cm²

K=	1.00
L (cm) =	180.00 cm.

Por Pandeo Torsional: $F_e = \sigma_t$ Fe= 592,053.50 kgf/cm²

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2}\right]$$

CÁLCULO DEL ÁREA EFECTIVA.

$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{F_{cr}}}$ = 0.53 $F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2$ = 8,474.68 kgf.

cuando $\lambda \leq 0{,}673$ b = w $\lambda \leq 0{,}673$ a = h

b= 11.8 cm. a= 11.8 cm.

cuando $\lambda > 0{,}673$ b = ρ w $\rho = (1 - 0{,}22/\lambda)/\lambda$ $\lambda > 0{,}673$ a = ρ h

No Aplica No Aplica

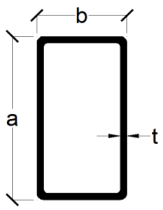
Ae = (2*b + 2*a) * t = 18.88 cm².

- Vigas:

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON INFERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	200.00
t (mm) =	5.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	39.00
Ix (cm⁴) =	2473.25
Iy (cm⁴) =	2473.25
rx (cm) =	7.96
ry (cm) =	7.96
r (cm) =	7.96
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	11.26
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	3707.44

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	54.90
Pu (ton) =	62.61

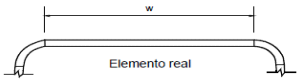
RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕTn (ton) =	88.80
ϕ Pn (ton) =	67.54

DISEÑO.

Tu =	54.90 ton.	<	ϕTn =	88.80 ton.	OK
Pu =	62.61 ton.	<	ϕ Pn =	67.54 ton.	OK

1. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS.

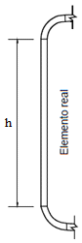
Máxima relación entre el ancho plano y el espesor. $\frac{w}{t} \leq 500$



w =	16.00 cm.

$\frac{w}{t} =$ 32.00 OK

Máxima relación entre la profundidad del alma y el espesor. $\frac{h}{t} \leq 200$



h =	16.00 cm.

$\frac{h}{t} =$ 32.00 OK

2. MIEMBROS EN TENSIÓN.

$$Tu \leq \emptyset t * Tn$$

Tu = 54.90 ton. < $\emptyset t * Tn$ = 88.80 ton. OK

Fluencia en la sección bruta: $Tn = Ag * Fy$

$\emptyset t$ = 0.90 $A = Ag$; área bruta de la sección transversal.

Tn = 98.67 ton

$\emptyset t * Tn$ = 88.80 ton

Ruptura en la sección neta fuera de la conexión: $Tn = An * Fu$

$\emptyset t$ = 0.75 $A = An$; área neta de la sección transversal.

Tn = 159.12 ton

$\emptyset t * Tn$ = 119.34 ton

Ruptura en la sección neta en la conexión: $Tn = Ae * Fu$

$\emptyset t$ = 0.60 $A = Ae$; área efectiva de la sección transversal.

Tn = 159.12 ton $Ae = A * U$

$\emptyset t * Tn$ = 95.47 ton

A = Area de los elementos conectados directamente
U = 1.0 (cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras transversales).

3. MIEMBROS EN COMPRESIÓN.

$$Pu \leq \emptyset c * Pn \; ; \quad \emptyset c = 0.85$$

Pu = 62.61 ton. < $\emptyset c * Pn$ = 67.54 ton. OK

Cálculo de la resistencia axial nominal "Pn":

$Pn = Ae * Fn$ **Pn = 79463.27 kgf.**

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = 0.21 Fe = 56,748.03 kgf/cm²

para $\lambda_c \leq 1{,}5$ $F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right) F_y$

Fn = 2,483.23 kgf.

para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right] F_y$

Fn = No Aplica

Cálculo "Fe":

Por Pandeo Flexional: $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ Fe = 56,748.03 kgf/cm²

K= 1.00
L (cm) = 150.00 cm.

Por Pandeo Torsional: $F_e = \sigma_t$ Fe= 592,110.63 kgf/cm²

$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2}\right]$

CÁLCULO DEL ÁREA EFECTIVA.

$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{F_{cr}}}$ = 0.59 $F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2$ = 7,202.24 kgf.

cuando $\lambda \leq 0{,}673$ b = w $\lambda \leq 0{,}673$ a = h

b= 16 cm. a= 16 cm.

cuando $\lambda > 0{,}673$ b = ρ w $\rho = (1 - 0{,}22/\lambda)/\lambda$ $\lambda > 0{,}673$ a = ρ h

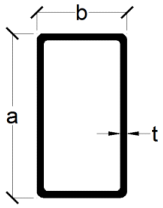
No Aplica No Aplica

Ae = (2*b + 2*a) * t = 32 cm².

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
CORDON SUPERIOR

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	200.00
t (mm) =	5.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	39.00
Ix (cm⁴) =	2473.25
Iy (cm⁴) =	2473.25
rx (cm) =	7.96
ry (cm) =	7.96
r (cm) =	7.96
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	11.26
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	3707.44

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	37.57
Pu (ton) =	54.83

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Tn (ton) =	88.80
ϕ Pn (ton) =	67.54

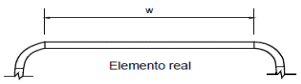
DISEÑO.

37.57 ton. < **88.80 ton.** OK

54.83 ton. < **67.54 ton.** OK

1. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS.

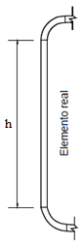
Máxima relación entre el ancho plano y el espesor. $\frac{w}{t} \leq 500$



w =	16.00 cm.

$\frac{w}{t} =$ 32.00 OK

Máxima relación entre la profundidad del alma y el espesor. $\frac{h}{t} \leq 200$



h =	16.00 cm.

$\frac{h}{t} =$ 32.00 OK

2. MIEMBROS EN TENSIÓN.

$$Tu \leq \emptyset t * Tn$$

Tu = 37.57 ton. < $\emptyset t * Tn$ = 88.80 ton. OK

Fluencia en la sección bruta: $Tn = Ag * Fy$

$\emptyset t$ = 0.90 $A = Ag$; área bruta de la sección transversal.

Tn = 98.67 ton

$\emptyset t * Tn$ = 88.80 ton

Ruptura en la sección neta fuera de la conexión: $Tn = An * Fu$

$\emptyset t$ = 0.75 $A = An$; área neta de la sección transversal.

Tn = 159.12 ton

$\emptyset t * Tn$ = 119.34 ton

Ruptura en la sección neta en la conexión: $Tn = Ae * Fu$

$\emptyset t$ = 0.60 $A = Ae$; área efectiva de la sección transversal.

Tn = 159.12 ton $Ae = A * U$

$\emptyset t * Tn$ = 95.47 ton

A = Area de los elementos conectados directamente
U = 1.0 (cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras transversales).

3. MIEMBROS EN COMPRESIÓN.

$$Pu \leq \emptyset c * Pn \; ; \quad \emptyset c = 0.85$$

Pu = 54.83 ton. < $\emptyset c * Pn$ = 67.54 ton. OK

Cálculo de la resistencia axial nominal "Pn":

$Pn = Ae * Fn$

Pn = 79463.27 kgf.

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = 0.21 Fe = 56,748.03 kgf/cm²

para $\lambda_c \leq 1{,}5$ $F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right) F_y$

Fn = 2,483.23 kgf.

para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right] F_y$

Fn = No Aplica

Cálculo "Fe":

Por Pandeo Flexional: $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ Fe = 56,748.03 kgf/cm²

K=	1.00
L (cm) =	150.00 cm.

Por Pandeo Torsional: $F_e = \sigma_t$ Fe= 592,111.11 kgf/cm²

$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2}\right]$

CÁLCULO DEL ÁREA EFECTIVA.

$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{F_{cr}}}$ = 0.59 $F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2$ = 7,202.24 kgf.

cuando $\lambda \leq 0{,}673$ b = w $\lambda \leq 0{,}673$ a = h

b= 16 cm. a= 16 cm.

cuando $\lambda > 0{,}673$ b = ρ w $\rho = (1 - 0{,}22/\lambda)/\lambda$ $\lambda > 0{,}673$ a = ρ h

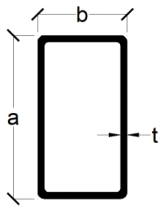
No Aplica No Aplica

Ae = (2*b + 2*a) * t = 32 cm².

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES VERTICALES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	100.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	10.44
Ix (cm⁴) =	154.47
Iy (cm⁴) =	109.24
rx (cm) =	3.85
ry (cm) =	3.23
r (cm) =	3.23
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	5.03
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	192.37

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	15.48
Pu (ton) =	13.91

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Tn (ton) =	23.77
ϕ Pn (ton) =	16.03

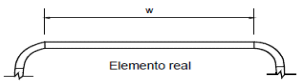
DISEÑO.

15.48 ton. < **23.77 ton.** OK

13.91 ton. < **16.03 ton.** OK

1. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS.

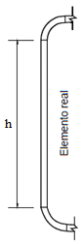
Máxima relación entre el ancho plano y el espesor. $\frac{w}{t} \leq 500$



w =	5.60 cm.

$\frac{w}{t} =$ 18.67 OK

Máxima relación entre la profundidad del alma y el espesor. $\frac{h}{t} \leq 200$



h =	7.60 cm.

$\frac{h}{t} =$ 25.33 OK

2. MIEMBROS EN TENSIÓN.

$$Tu \leq \emptyset t * Tn$$

Tu = 15.48 ton. < $\emptyset t * Tn$ = 23.77 ton. OK

Fluencia en la sección bruta: $Tn = Ag * Fy$

$\emptyset t$ = 0.90 $A = Ag$; área bruta de la sección transversal.

Tn = 26.41 ton

$\emptyset t * Tn$ = 23.77 ton

Ruptura en la sección neta fuera de la conexión: $Tn = An * Fu$

$\emptyset t$ = 0.75 $A = An$; área neta de la sección transversal.

Tn = 42.60 ton

$\emptyset t * Tn$ = 31.95 ton

Ruptura en la sección neta en la conexión: $Tn = Ae * Fu$

$\emptyset t$ = 0.60 $A = Ae$; área efectiva de la sección transversal.

Tn = 42.60 ton $Ae = A * U$

$\emptyset t * Tn$ = 25.56 ton

A = Area de los elementos conectados directamente
U = 1.0 (cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras transversales).

3. MIEMBROS EN COMPRESIÓN.

$$Pu \leq \emptyset c * Pn \; ; \quad \emptyset c = 0.85$$

Pu = 13.91 ton. < $\emptyset c * Pn$ = 16.03 ton. OK

Cálculo de la resistencia axial nominal "Pn":

$Pn = Ae * Fn$

Pn = 18855.26 kgf.

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = 0.38 Fe = 17,411.27 kgf/cm²

para $\lambda_c \leq 1{,}5$ $F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right) F_y$

Fn = 2,380.71 kgf.

para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right] F_y$

Fn = No Aplica

Cálculo "Fe":

Por Pandeo Flexional: $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ Fe = 17,411.27 kgf/cm²

K=	1.00
L (cm) =	110.00 cm.

Por Pandeo Torsional: $F_e = \sigma_t$ Fe= 576,276.08 kgf/cm²

$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2}\right]$

CÁLCULO DEL ÁREA EFECTIVA.

$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{F_{cr}}}$ = 0.34 $F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2$ = 21,165.75 kgf.

cuando $\lambda \leq 0{,}673$ b = w $\lambda \leq 0{,}673$ a = h

b= 5.6 cm. a= 7.6 cm.

cuando $\lambda > 0{,}673$ b = ρ w $\rho = (1 - 0{,}22/\lambda)/\lambda$ $\lambda > 0{,}673$ a = ρ h

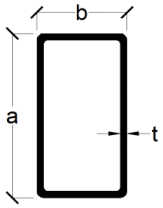
No Aplica No Aplica

Ae = (2*b + 2*a) * t = 7.92 cm².

DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS EN CELOSIA
PARANTES INCLINADOS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	80.00
b (mm) =	80.00
t (mm) =	3.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2530.00
Fu (kgf/cm²)=	4080.00
E (kgf/cm²)=	2040000.00
G (kgf/cm²)=	790000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	9.24
Ix (cm⁴) =	91.45
Iy (cm⁴) =	91.45
rx (cm) =	3.15
ry (cm) =	3.15
r (cm) =	3.15
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	4.45
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	136.96

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Tu (ton) =	19.98
Pu (ton) =	3.53

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Tn (ton) =	21.04
ϕ Pn (ton) =	12.28

DISEÑO.

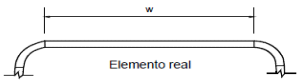
Tu =	19.98 ton.	<	ϕ Tn =	21.04 ton.
Pu =	3.53 ton.	<	ϕ Pn =	12.28 ton.

OK

OK

1. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS.

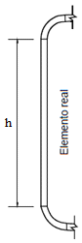
Máxima relación entre el ancho plano y el espesor. $\frac{w}{t} \leq 500$



w =	5.60 cm.

$\frac{w}{t} =$ 18.67 OK

Máxima relación entre la profundidad del alma y el espesor. $\frac{h}{t} \leq 200$



h =	5.60 cm.

$\frac{h}{t} =$ 18.67 OK

2. MIEMBROS EN TENSIÓN.

$$Tu \leq \emptyset t * Tn$$

Tu = 19.98 ton. < $\emptyset t * Tn$ = 21.04 ton. OK

Fluencia en la sección bruta: $Tn = Ag * Fy$

$\emptyset t$ = 0.90 $A = Ag$; área bruta de la sección transversal.

Tn = 23.38 ton

$\emptyset t * Tn$ = 21.04 ton

Ruptura en la sección neta fuera de la conexión: $Tn = An * Fu$

$\emptyset t$ = 0.75 $A = An$; área neta de la sección transversal.

Tn = 37.70 ton

$\emptyset t * Tn$ = 28.27 ton

Ruptura en la sección neta en la conexión: $Tn = Ae * Fu$

$\emptyset t$ = 0.60 $A = Ae$; área efectiva de la sección transversal.

Tn = 37.70 ton $Ae = A * U$

$\emptyset t * Tn$ = 22.62 ton

A = Area de los elementos conectados directamente
U = 1.0 (cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras transversales).

3. MIEMBROS EN COMPRESIÓN.

$$Pu \leq \emptyset c * Pn \; ; \quad \emptyset c = 0.85$$

Pu = 3.53 ton. < $\emptyset c * Pn$ = 12.28 ton. OK

Cálculo de la resistencia axial nominal "Pn":

$Pn = Ae * Fn$

Pn = 14448.00 kgf.

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = 0.62 Fe = 6,506.43 kgf/cm²

para $\lambda_c \leq 1{,}5$ $F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right)F_y$

Fn = 2,150.00 kgf.

para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right]F_y$

Fn = No Aplica

Cálculo "Fe":

Por Pandeo Flexional: $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ Fe = 6,506.43 kgf/cm²

K= 1.00
L (cm) = 175.00 cm.

Por Pandeo Torsional: $F_e = \sigma_t$ Fe= 591,602.40 kgf/cm²

$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2}\right]$

CÁLCULO DEL ÁREA EFECTIVA.

$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{F_{cr}}}$ = 0.32 $F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2$ = 21,165.75 kgf.

cuando $\lambda \leq 0{,}673$ b = w $\lambda \leq 0{,}673$ a = h

b= 5.6 cm. a= 5.6 cm.

cuando $\lambda > 0{,}673$ b = ρ w $\rho = (1 - 0{,}22/\lambda)/\lambda$ $\lambda > 0{,}673$ a = ρ h

No Aplica No Aplica

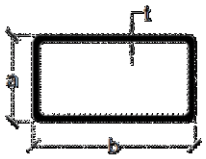
Ae = (2*b + 2*a) * t = 6.72 cm².

- Otros:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE COLUMNAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	300.00
b (mm) =	300.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2,530.00
Fu (kgf/cm²)=	4,080.00
E (kgf/cm²)=	2,040,000.00
G (kgf/cm²)=	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	47.36
Ix (cm⁴) =	6917.09
Sfx (cm³) =	461.14
Iy (cm⁴) =	6917.09
Sfy (cm³) =	461.14
rx (cm) =	12.09
ry (cm) =	12.09
r (cm) =	12.09
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	17.09
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	10373.73

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (ton) =	6.43
Mux (ton-m) =	0.00
Muy (ton-m) =	4.12

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (ton) =	36.92
ϕ Mnx (ton-m) =	7.76
ϕ Mny (ton-m) =	7.76

1. COMBINACION DE COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN.

$P_u/\phi P_n$ = 0.174 > **0.15** — No Aplica

1) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}$ = N/A

2) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y}$ = 0.67 < **1.00** — OK

donde: $\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{ex}}$ = 1.00 OK $\quad P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2}$ = 2,228.30 ton.

$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{ey}}$ = 0.90 OK $\quad P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2}$ = 63.58 ton.

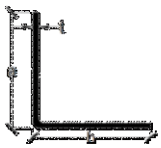
$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}$ = 0.61 < **1.00** — OK

donde: $P_{no} = A_g \times F_y$ = 95.58 ton.

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE ANGULOS "CRUCES SAN ANDRÉS"

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: ANGULO	
a (mm) =	60.00
b (mm) =	60.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	4.64
Ix (cm⁴) =	16.31
Iy (cm⁴) =	16.31
rx (cm) =	1.88
ry (cm) =	1.88

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	7.37
Vu (T) =	0.01

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	10.57
ϕ Vn (T) =	3.28

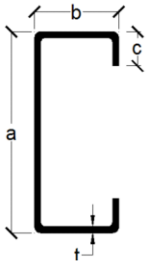
DISEÑO

TRACCIÓN:	Pu =	7.37 T.	<	ϕ Pn =	10.57 T.	OK
CORTE:	Vu =	0.01 T.	<	ϕ Vn =	3.28 T.	OK

DISEÑO DE PORTICOS EN CELOSIA
DISEÑO DE CORREAS PARA CUBIERTA

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	75.00
d (mm) =	25.00
R (mm) =	8.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2,530.00
Fu (kgf/cm²)=	4,080.00
E (kgf/cm²)=	2,040,000.00
G (kgf/cm²)=	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	14.67
Ix (cm⁴) =	866.62
Sfx (cm³) =	86.66
Iy (cm⁴) =	105.28
Sfy (cm³) =	20.24
rx (cm) =	7.69
ry (cm) =	2.68
r (cm) =	2.68
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	8.14
Cw (cm⁶) =	0.00
J (cm⁴) =	0.53

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (ton) =	0.11
Mux (ton-m) =	0.71
Muy (ton-m) =	0.04

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (ton) =	4.49
ϕ Mnx (ton-m) =	1.26
ϕ Mny (ton-m) =	0.48

1. COMBINACION DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

$P_u/\phi_c P_n \geq$ 0.03 < **0.15** OK

1) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \geq$ 0.67 < **1.00** OK

2) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \geq$ N/A No Aplica

donde: $\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{\pi_{ex}} =$ N/A $\quad P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} =$ N/A

$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{\pi_{ey}} =$ N/A $\quad P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} =$ N/A

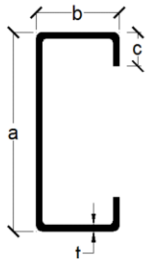
$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \geq$ N/A No Aplica

donde: $P_{nx} = A_e \times F_y =$ N/A

DISEÑO DE PORTICOS EN CELOSIA
DISEÑO DE CORREAS PARA PAREDES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	150.00
b (mm) =	50.00
d (mm) =	20.00
R (mm) =	8.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2,530.00
Fu (kgf/cm²)=	4,080.00
E (kgf/cm²)=	2,040,000.00
G (kgf/cm²)=	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	10.27
Ix (cm⁴) =	320.78
Sfx (cm³) =	42.77
Iy (cm⁴) =	30.68
Sfy (cm³) =	8.80
rx (cm) =	5.59
ry (cm) =	1.73
r (cm) =	1.73
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	5.85
Cw (cm⁶) =	0.00
J (cm⁴) =	0.53

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (ton) =	0.13
Mux (ton-m) =	0.11
Muy (ton-m) =	0.02

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (ton) =	8.47
ϕ Mnx (ton-m) =	0.67
ϕ Mny (ton-m) =	0.21

1. COMBINACION DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

	$P_u/\phi_c P_n =$	0.02	<	0.15	OK
1)	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} =$	0.27	<	1.00	OK
2)	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} =$	N/A			No Aplica

donde:

$\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{ex}} =$	N/A	$P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} =$	N/A
$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{ey}} =$	N/A	$P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} =$	N/A

$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} =$	N/A		No Aplica

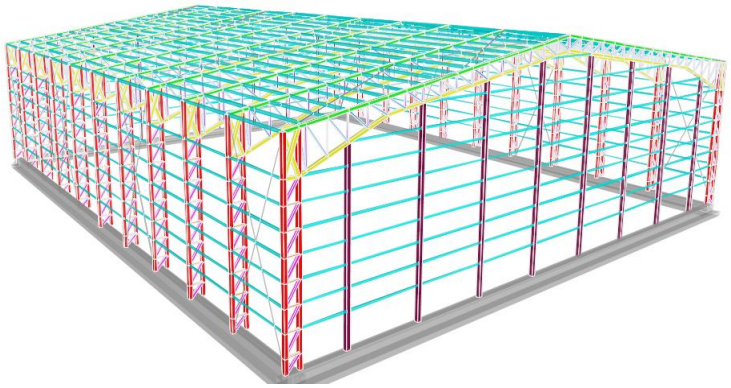
donde: $M_{nxo} = Z_x \times F_y =$ N/A

- *Control de Derivas y Deflexiones:*

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$	ΔM max. (cm.) $\Delta_{M\,max.} = 0.020 \times h$	ΔM < ΔM max.
-Wx	X⁻	5.502	20.632	23.000	OK
-Wx	X⁻	5.502	20.632	23.000	OK
-Wx	X⁻	5.480	20.550	23.000	OK
D+L	X	5.445	20.420	23.000	OK
D+L	X	5.456	20.461	23.000	OK
D+L	X	5.456	20.461	23.000	OK
-Wy	Y⁻	6.076	22.787	23.000	OK
-Wy	Y⁻	6.072	22.770	23.000	OK
-Wy	Y⁻	5.918	22.192	23.000	OK
+Ey	Y	5.036	18.886	23.000	OK
+Ey	Y	5.070	19.011	23.000	OK
+Ey	Y	5.093	19.098	23.000	OK

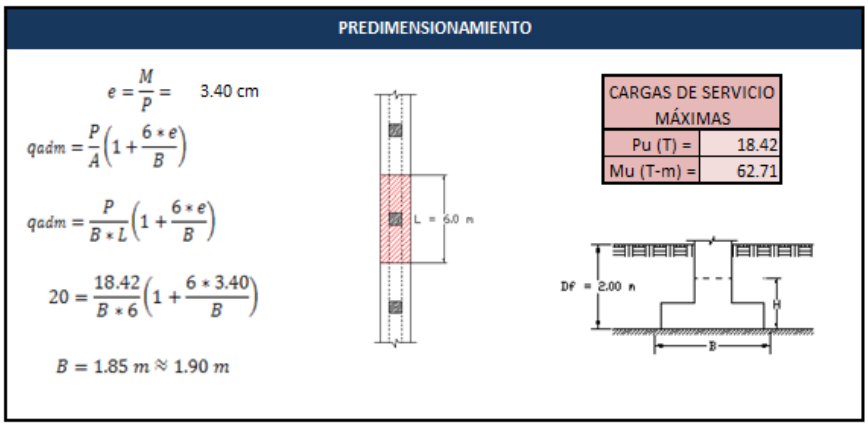
Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
405	D+L	Z⁻	19.080	20.833	OK
837	D+L	Z⁻	19.080	20.833	OK
1579	D+L	Z⁻	19.042	20.833	OK
1642	D+L	Z⁻	19.042	20.833	OK
1548	D+L	Z⁻	19.041	20.833	OK
1611	D+L	Z⁻	19.041	20.833	OK

5.2.3 Diseño de la Cimentación



Analizando los resultados del estudio de suelos y del análisis estructural, se opta por diseñar el cimiento de la estructura con vigas de cimentación.
El diseño de zapatas aisladas no fue una opción viable debido a que los grandes momentos producidos por la considerable luz, daban como resultado áreas de zapatas extremadamente grandes, llegando incluso a sobreponerse.

Para el análisis y diseño de estas vigas de cimentación se procedió a pre-dimensionar las secciones de las mismas mediante la relación entre la capacidad portante del suelo y el área de la cimentación; para luego modelar dichos elementos en el programa computacional SAP200 representando la interacción suelo-estructura a través de resortes (coeficiente de balasto). Introduciendo ésta información en el programa se obtienen las secciones y cantidad de refuerzo necesarias para trasmitir y distribuir correctamente las cargas de la estructura al suelo sin que este sobrepase su capacidad admisible.



INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Coeficiente de Balásto:

$k_b = 120 * qadm$ $\qquad$ $k_v = k_b * B$

$k_b = 120 * 20\ T/m^3$ $\qquad$ $k_v = 2400\ T/m^3 * 1.90\ m$

$k_b = 2400\ T/m^3$ $\qquad$ $k_v = 4560\ T/m^2$

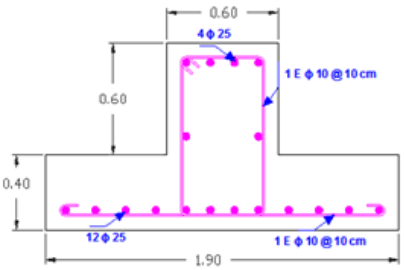
SECCIÓN TRANSVERSAL Y ACERO DE REFUERZO

DATOS	
f´c =	240.00 kg/cm²
fy =	4200.00 kg/cm²
b =	190.00 cm
bw =	60.00 cm
h =	100.00 cm
ϕb =	25.00 mm
ϕe =	10.00 mm
recub. =	7.50 cm
d =	90.25 cm

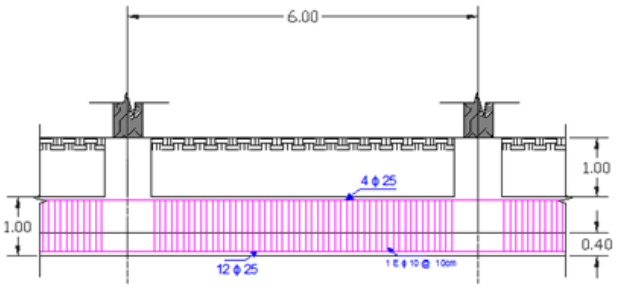
ACERO DE REFUERZO (programa)		ACERO DE REFUERZO MÍNIMO $Asmin = \frac{14}{fy} * b * d$		As (cm²)
Inferior	2.034 cm²	57.16	cm²	57.16
Superior	1.786 cm²	18.05	cm²	18.05

Acero inferior	12ϕ25 : As = 58.90 cm²
Acero superior	4 ϕ25 : As = 19.63 cm²

CORTE TRANSVERSAL



ELEVACIÓN



Verificación de la capacidad admisible del suelo						
Nudo	Combinación	δ (m.)	Kb (T/m³.)	qo (T/m²)	qadm (T/m²)	qo < qadm
52	D+L	-0.00129	2400	3.09	20.00	OK
245	D+L	-0.00129	2400	3.09	20.00	OK
135	D+L	-0.00129	2400	3.08	20.00	OK
162	D+L	-0.00129	2400	3.08	20.00	OK
9	D+L	-0.00127	2400	3.05	20.00	OK

5.2.4 Análisis Económico

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	136.229

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Estructura				
Acero estructural pórticos en celosía (provisión y montaje)	kg	136,229.00	2.54	$ 346,021.66
Cimentación				
Hormigón en cimentación f´c=240 kg/cm²	m³	265.80	155.26	$ 41,268.11
Acero de refuerzo en cimentación fy=4200 kg/cm²	kg	22,044.88	1.62	$ 35,712.71
			TOTAL	$ 423,002.47

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Acero estructural pórticos en celosía (provisión y montaje) **UNIDAD:** Kg

DETALLE:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.03
Soldadora electrica	3.00	1.00	3.00	0.0200	0.06
Cortadora de acero	1.00	1.50	1.50	0.0200	0.03
Amoladora	3.00	1.30	3.90	0.0200	0.08
Compresor/soplete	2.00	0.70	1.40	0.0200	0.03
Camión Grúa	0.15	37.50	5.63	0.0200	0.11
SUBTOTAL M					**0.34**

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro Soldador Especializado	1.00	3.02	3.02	0.0200	0.06
Soldador Eléctrico	3.00	3.02	9.06	0.0200	0.18
Pintor	2.00	2.82	5.64	0.0200	0.11
Ayudante	5.00	2.78	13.90	0.0200	0.28
Operador de Grúa	0.15	4.16	0.62	0.0200	0.01
Ayudante Grúa	0.15	2.78	0.42	0.0200	0.01
SUBTOTAL N					**0.63**

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
		A	B	C = A x B
Acero estructural en perfiles	**Kg**	1.0500	**1.08**	1.13
Electrodos	**Kg**	0.0400	**2.64**	0.11
Material Menor (Discos de corte y Gratas)	**glb**	1.0000	**0.12**	0.12
Anticorrosivo	**gl**	0.0080	**12.83**	0.10
Esmalte	**gl**	0.0040	**18.68**	0.07
Thinner	**gl**	0.0060	**6.50**	0.04
SUBTOTAL O				**1.57**

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DMT	COSTO/KM	COSTO
		A	B	C	D = A x B x C
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+		**2.54**
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	**0.00%**	**0.00**
OTROS INDIRECTOS:		
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		**2.54**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón en cimentación f´c=240 kg/cm² **UNIDAD:** m³

DETALLE:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					1.96
Vibrador	1.00	2.40	2.40	1.0000	2.40
Concretera 1 saco	1.00	3.05	3.05	1.0000	3.05
SUBTOTAL M					**7.41**

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra	1.00	2.94	2.94	1.0000	2.94
Albañil	3.00	2.82	8.46	1.0000	8.46
Peon	9.00	2.78	25.02	1.0000	25.02
Carpintero	1.00	2.82	2.82	1.0000	2.82
Ayudante de Carpintero	2.00	2.78	5.56	1.0000	5.56
SUBTOTAL N					**39.24**

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
		A	B	C = A x B
Agua	m³	0.1880	**0.92**	0.17
Cemento	Kg	390.0000	**0.15**	58.50
Arena	m³	0.6500	**13.00**	8.45
Ripio	m³	0.9500	**13.00**	12.35
Aditivo	Kg	0.3000	**1.32**	0.40
Encofrado tablero contrachapado	m²	6.0000	**4.79**	28.74
SUBTOTAL O				**108.61**

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DMT	COSTO/KM	COSTO
		A	B	C	D = A x B x C
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+		**155.26**
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	**0.00%**	**0.00**
OTROS INDIRECTOS:		
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		**155.26**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Acero de refuerzo en cimentación fy=4200 kg/cm² **UNIDAD:** Kg

DETALLE:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.01
Cortadora dobladora de hierro	1.00	0.65	0.65	0.0300	0.02
Cizalla	1.00	0.07	0.07	0.0300	0.01
SUBTOTAL M					**0.04**

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra	0.10	2.94	0.29	0.0300	0.01
Fierrero	1.00	2.82	2.82	0.0300	0.08
Ayudante de fierrero	2.00	2.78	5.56	0.0300	0.17
SUBTOTAL N					**0.26**

MATERIALES

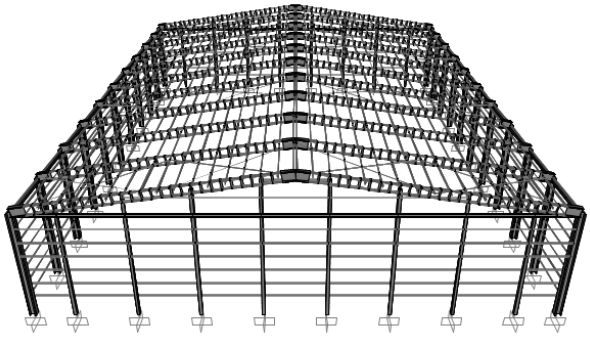
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
		A	B	C = A x B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²	**Kg**	1.0300	**1.21**	1.25
Alambre galvanizado No. 18	**Kg**	0.0300	**2.49**	0.07
SUBTOTAL O				**1.32**

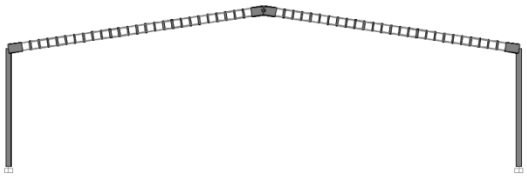
TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DMT	COSTO/KM	COSTO
		A	B	C	D = A x B x C
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+		**1.62**
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	**0.00%**	**0.00**
OTROS INDIRECTOS:		
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		**1.62**

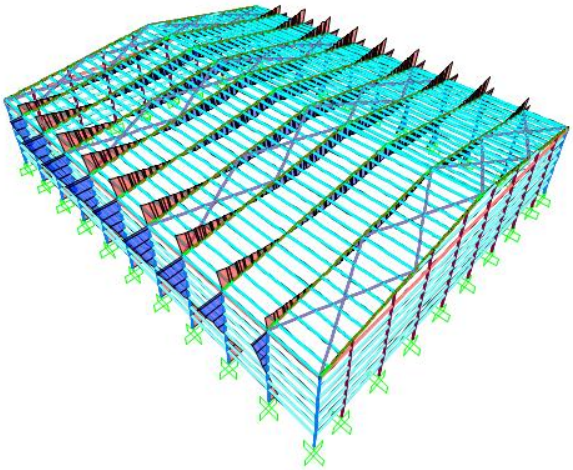
5.3 PÓRTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS.



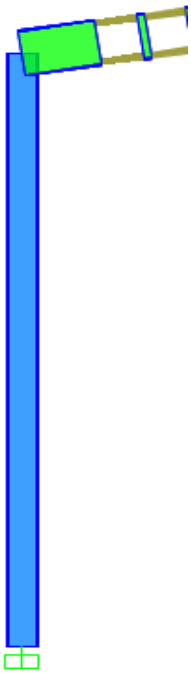


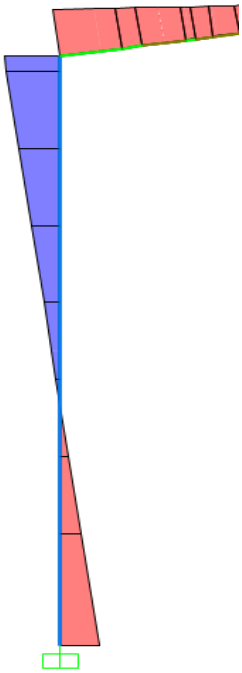
5.3.1 Análisis Estructural.

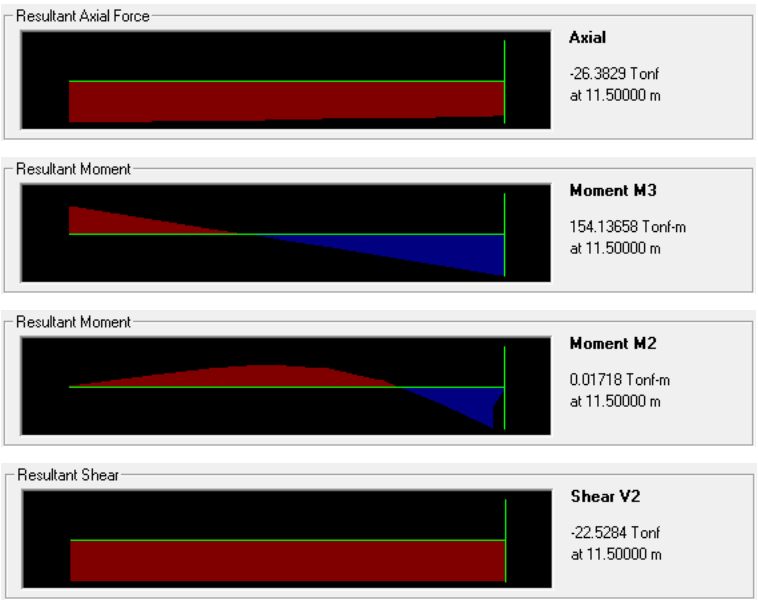
- *Resistencias requeridas de los elementos:*

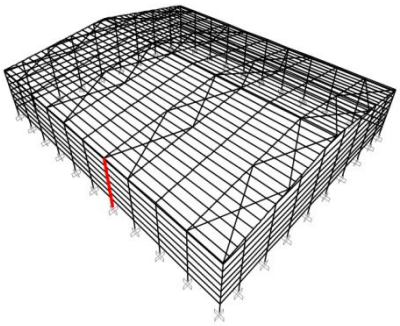


- Columna. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L

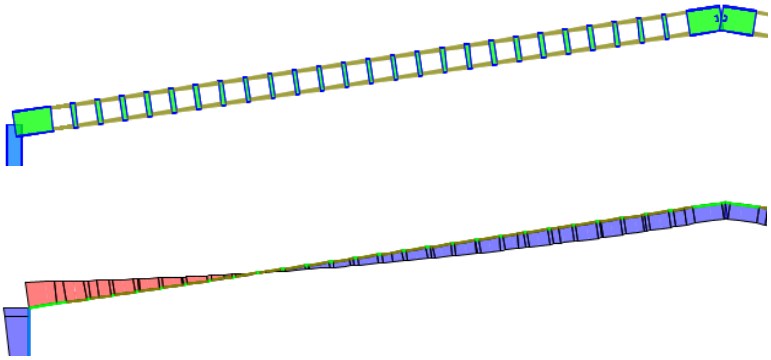


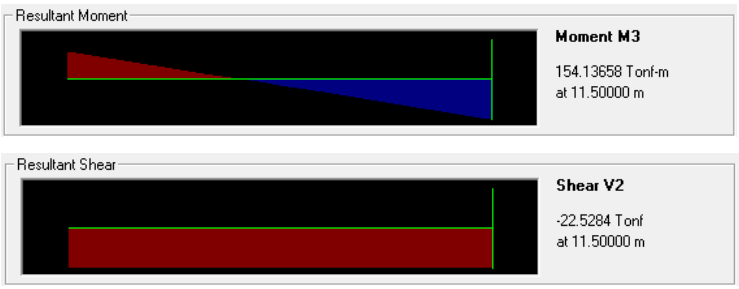


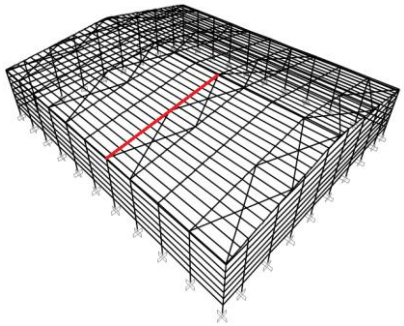




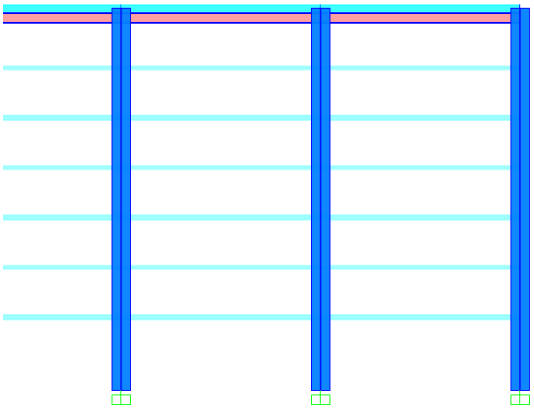
- Viga. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L

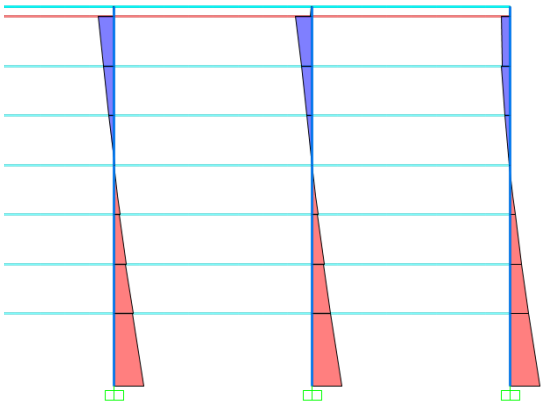


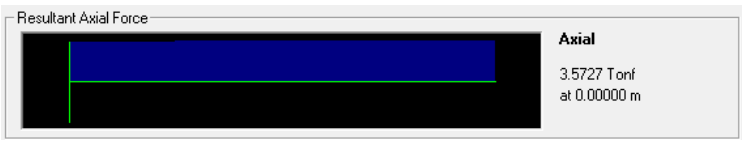


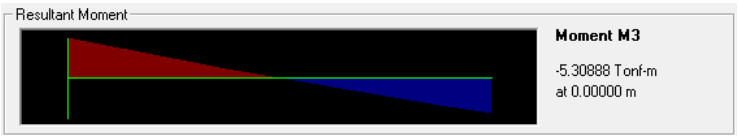


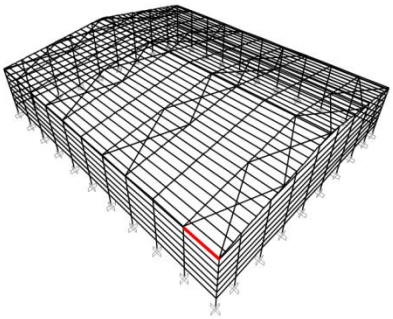
- Viga Secundaria. Combinación crítica: 1.2D – Ey + L

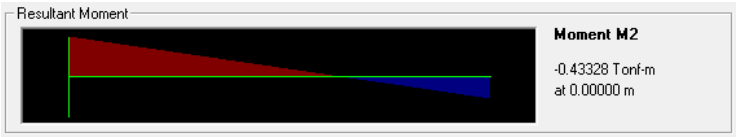


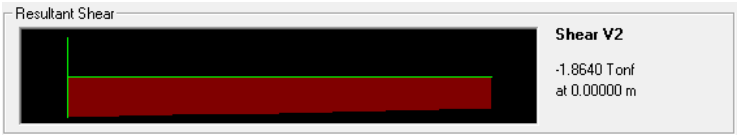




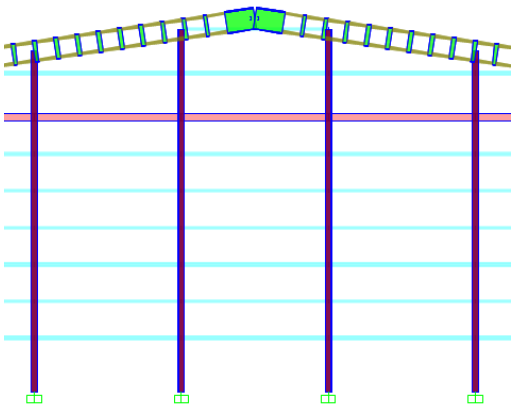


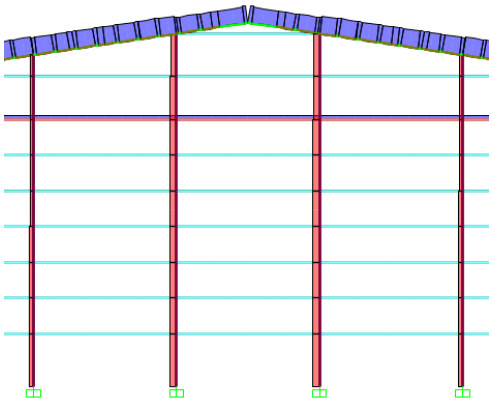


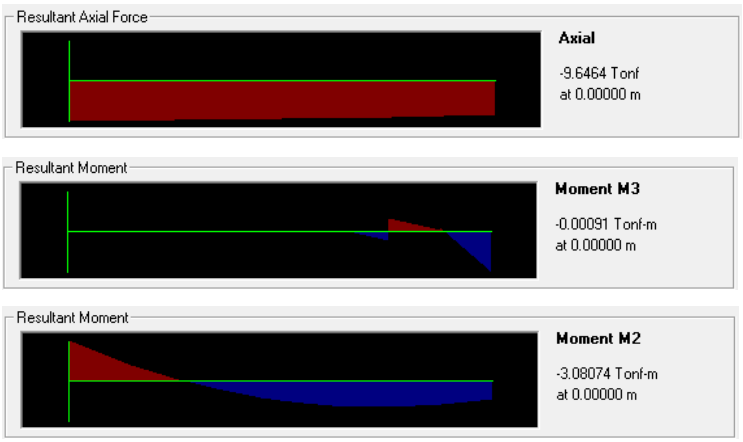


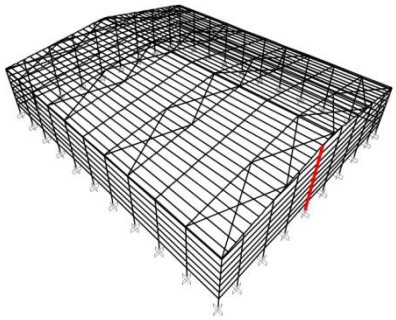


- Columna Secundaria. *Combinación crítica: 1.2D – Wy + L*

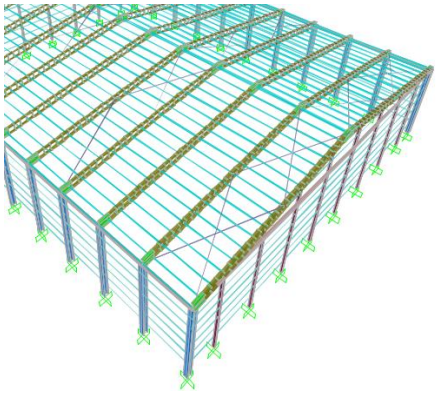


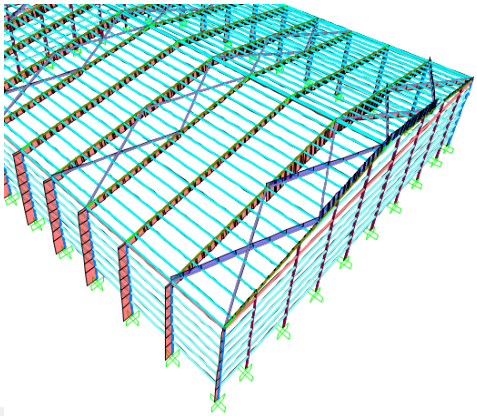


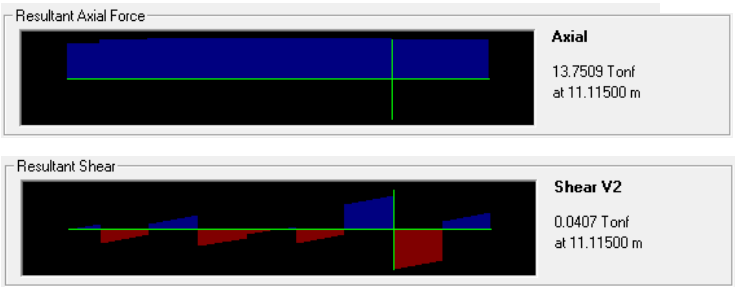


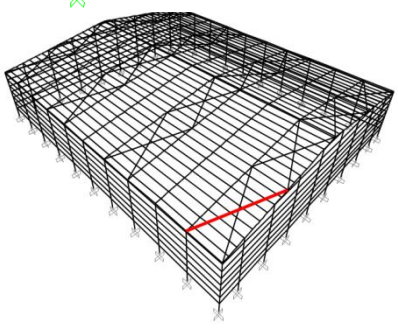


- Cruces de San Andrés. *Combinación crítica: 1.2D – Ey + L*



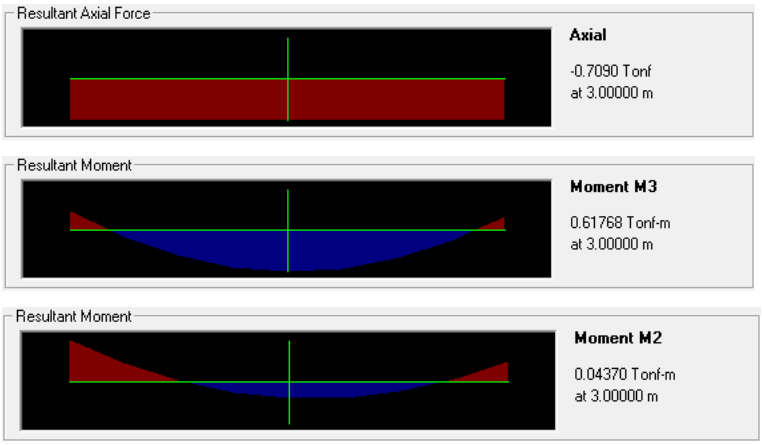


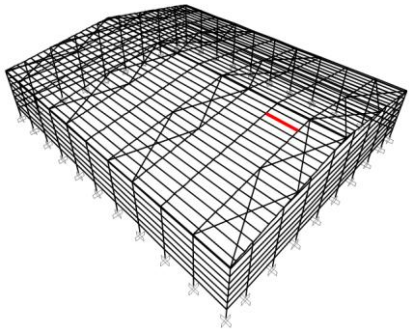




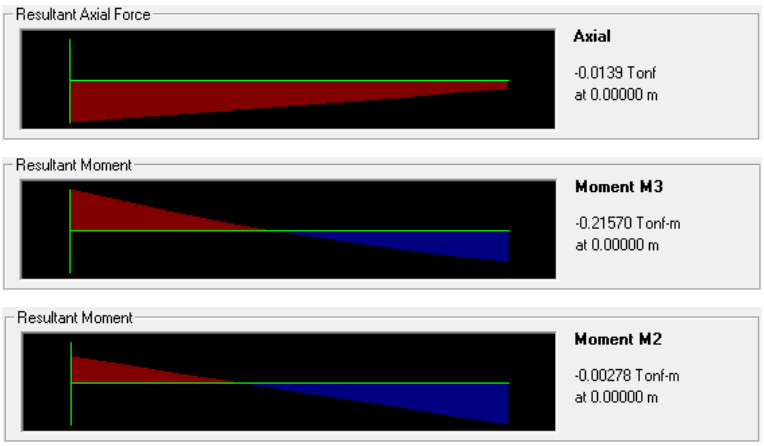
➢ Correas.

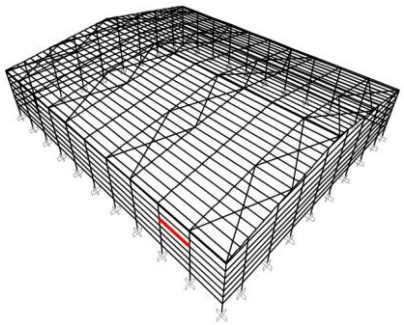
Correa de Cubierta. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L





Correa de Paredes. Combinación crítica: 1.2D - Ey + L



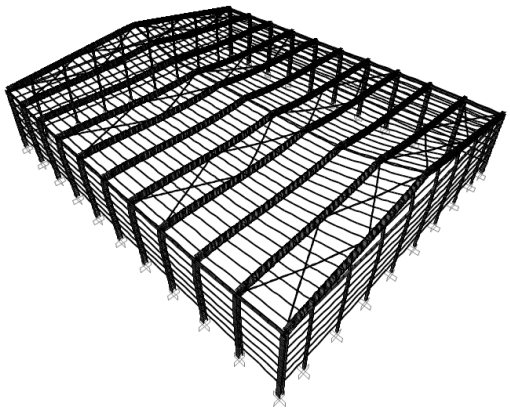


- *Desplazamientos máximos de la estructura:*

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
253	-Ex	X	-3.784
465	-Ex	X	-3.784
306	-Ex	X	-3.783
438	+Ex	X	3.783
279	+Ex	X	3.784
491	+Ex	X	3.784

Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
605	-Ey	Y	-5.232
622	-Ey	Y	-5.197
648	-Ey	Y	-5.197
51	+Ey	Y	5.197
107	+Ey	Y	5.197
34	+Ey	Y	5.232

Desplazamientos Verticales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
3289	D+L	Z	-15.288
3321	D+L	Z	-15.288
3384	D+L	Z	-15.288
3352	D+L	Z	-15.288
234	D+L	Z	-15.282
446	D+L	Z	-15.282



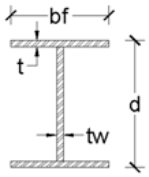
5.3.2 Diseño de los Elementos.

- Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE COLUMNAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	550.00
t (mm) =	28.00
d (mm) =	550.00
tw (mm) =	15.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	382.10
Ix (cm⁴) =	225,083.13
Iy (cm⁴) =	77,655.56
rx (cm) =	24.27
ry (cm) =	14.26
Zx (cm³) =	8,953.94
Zy (cm³) =	4,262.79
Sx (cm³) =	8,184.84
Sy (cm³) =	2,823.84
Cw (cm⁶) =	52,899,744.31
J (cm⁴) =	395.33

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	26.38
Mux (T-m) =	154.14
Muy (T-m) =	0.02
Vu (T) =	22.53

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	773.14
ϕ Mnx (T-m) =	203.88
ϕ Mny (T-m) =	97.06
ϕVn (T) =	112.71

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0{,}2$ $\quad Pr/Pc =$ 0.03

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0$$ No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0{,}2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0$$ 0.773 < 1 OK

2. COMPRESIÓN

$\phi Pn =$	773.14 T.

1) Requisitos de diseño para secciones no-esbeltas

Alas de secciones I soldadas con simetría doble

$$\frac{b}{t} \leq 0.74 * \sqrt{\frac{kc * E}{Fy}}$$



$$kc = \frac{4}{\sqrt{h/tw}} \quad ; \quad 0.35 \leq kc \leq 0.76$$

$b/t =$ 9.82 < $0.74*\sqrt{((kc*E)/Fy)} =$ 12.43 OK

Almas de secciones I con simetría doble

$$\frac{h}{tw} \leq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



$h/tw =$ 32.93 < $1.49*\sqrt{(E/Fy)} =$ 42.31 OK

2) Pandeo por flexón

$Pn = Fcr * Ag$

K =	1
L =	1150.00 cm

Cuando $\frac{KL}{r} \le 4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \le 2{,}25\right)$

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \qquad Fcr = \text{2248.23 Kgf/cm}^2$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2{,}25\right)$

$$F_{cr} = 0{,}877 F_e \qquad Fcr = \text{No Aplica}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad Fe = \text{8968.09 Kgf/cm}^2$$

$Pn=$	859.05 T.
$\phi Pn=$	773.14 T.

$\emptyset c = 0.90$

3) Pandeo torsional

$Pn = Fcr * Ag$

K =	1.2
L =	220.00 cm

Cuando $\frac{KL}{r} \le 4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \le 2{,}25\right)$

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \qquad Fcr = \text{2478.52 Kgf/cm}^2$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2{,}25\right)$

$$F_{cr} = 0{,}877 F_e \qquad Fcr = \text{No Aplica}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right] \frac{1}{I_x + I_y} \qquad Fe = \text{51510.26 Kgf/cm}^2$$

$Pn=$	947.04 T.
$\phi Pn=$	852.34 T.

$\emptyset c = 0.90$

3. FLEXIÓN

$\phi Mnx=$	203.88 T-m
$\phi Mny=$	97.06 T-m

Requisitos de diseño para secciones compactas:

Alas de secciones I soldadas con simetría doble

$$\frac{b}{t} \leq 0.38 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



$b/t=$ 9.82 < $0.38*\sqrt{(E/Fy)}=$ 10.79 OK

Almas de secciones I con simetría doble

$$\frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



$h/tw=$ 32.93 < $3.76*\sqrt{(E/Fy)}=$ 106.77 OK

Flexión en torno al eje mayor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$$Mn = Mp = Fy * Zx$$

$Mnx=$	226.53 T-m
$\phi Mnx=$	203.88 T-m

$\emptyset b = 0.90$

2) Resistencia nominal a la flexión por pandeo lateral torsional

Lb =	220.00 cm.

Cálculo de las longitudes límites Lp y Lr

$$L_p = 1{,}76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$Lp=$	712.47 cm.

$$L_r = 1{,}95 r_{ts} \frac{E}{0{,}7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7F_y}{E}\right)^2}}$$

$Lr=$	2050.33 cm.

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

$r_{ts}=$	15.74 cm.

a) Cuando Lb ≤ Lp, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

b) Cuando Lp < Lb ≤ Lr, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$Mnx=$	No Aplica
$\phi Mnx=$	No Aplica

$\emptyset b = 0.90$

c) Cuando Lb > Lr, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional elástico.

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$Mnx=$	No Aplica
$\phi Mnx=$	No Aplica

$\emptyset b = 0.90$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0{,}078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$Fcr=$ No Aplica

Flexión en torno al eje menor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$Mn = Mp = Fy * Zy \leq 1.6 * Fy * Sy$

$Mny=$	107.85 T-m
$\phi Mny=$	97.06 T-m

$\phi b = 0.90$

4. CORTE

$Vu \leq \phi v * Vn \quad ; \quad \phi v = 0.90$

$Vu=$ 22.53 < $\phi Vn=$ 112.71 OK

$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv$

$Vn=$	125.24 T
$\phi Vn=$	112.71 T

$Aw = d * tw =$ 82.50 cm²

$Cv = 1$

Alma sin atiesadores

$kv =$ 5

$h/tw =$ 32.93

a. Cuando $h/t_w \leq 1{,}10\sqrt{k_v E/F_y}$ $Cv=$ 1

$C_v = 1{,}0$

$1.10*\sqrt{((kv*E)/Fy)} =$ 69.84

b. Cuando $1{,}10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1{,}37\sqrt{k_v E/F_y}$ $Cv=$ N/A

$$C_v = \frac{1{,}10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$$

$1.37*\sqrt{((kv*E)/Fy)} =$ 86.99

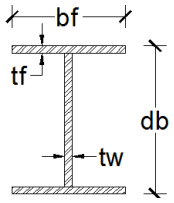
c. Cuando $h/t_w > 1{,}37\sqrt{k_v E/F_y}$ $Cv=$ N/A

$$C_v = \frac{1{,}51Ek_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

- Vigas:

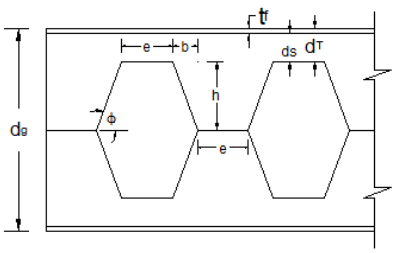
DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADO CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	450.00
tf (mm) =	25.00
db (mm) =	900.00
tw (mm) =	12.00



PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2530.00
Fu (Kg/cm²) =	4080.00
E (Kg/cm²) =	2040000.00
G (Kg/cm²) =	784615.40

GEOMETRIA DE LA VIGA CALADA	
PERFIL: TIPO I	
h (mm) =	300.00
dg (mm) =	900.00
dt (mm) =	150.00
ds (mm) =	125.00
θ (°) =	45.00
e (mm) =	150.00



RESISTENCIAS REQUERIDAS ULTIMAS (DEL PROGRAMA)	
Mu (T-m) =	154.14
Vu (T) =	22.53

RESISTENCIAS REQUERIDAS DE SERVICIO (SIN FACTORAR)	
M (T-m) =	110.10
V (T) =	16.09

a) Módulo de sección requerido para la viga calada

$Sg = M/(0.60 * Fy) =$ 7252.82 cm³

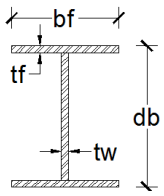
b) Selección de un perfil tipo I

Seleccionar un perfil I con un módulo de sección igual a:

$Sb = Sg/K1 =$ 4835.22 cm³

K1 =	1.5	"Asumir un valor de K1"

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	450.00
tf (mm) =	25.00
db (mm) =	600.00
tw (mm) =	12.00

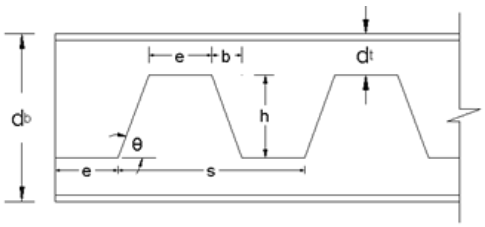


PROPIEDADES DE LA SECCION		
A (cm²) =	291.00	
Ix (cm⁴) =	202,731.25	
Iy (cm⁴) =	37,976.67	
Sx (cm³) =	6,757.71	"Comparar con Sb"
Sy (cm³) =	1,687.85	

Rectificar K1 con el módulo de sección real de la viga seleccionada

K1 = 1.073

c) Altura de corte h



h = db * (K1 - 1) = 4.40 cm

h = 4 cm

La altura h no debe exceder:

$h \leq db - 2 * d_T =$ 46.75 cm

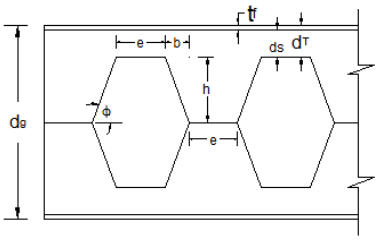
$d_T = \frac{V}{2 * tw * \tau} =$ 6.63 cm

Altura de corte definitivo:

h calc. =	4 cm

h real =	30 cm

d) Geometría de la sección de la viga calada



$dg = db + h =$ 90 cm

$dT = \frac{dg}{2} - h =$ 15 cm

$ds = dT - tf =$ 12.5 cm

θ = 45 °

e) Determinación del esfuerzo admisible de compresión por flexión en la sección completa

$$\sigma = \left[1.0 - \frac{(L/r)^2}{2 * Cc^2 * Cb}\right] * 0.60 * \sigma y = 1{,}207.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * E}{\sigma y}} = 126.16$$

$$L = \frac{h}{\text{sen}(\theta)} = 42.43 \text{ cm.}$$

$$r = \frac{tw}{\sqrt{12}} = 0.35 \text{ cm.}$$

Verificar:

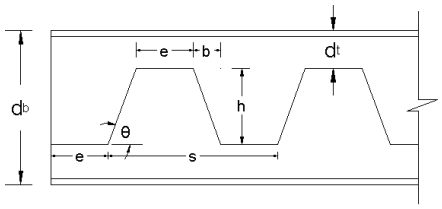
$$\tau = \frac{4 * \theta^2}{3 * \tan(\theta)} * \sigma = 992.71 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.40 * \sigma y$$

OK

f) Estimación del máximo esfuerzo cortante

$$\tau_{max} = 1.16 * \tau_{av} = 1.16 * \frac{V^*}{t_w * d_g} =$$ 164.19 kg/cm²

g) Cálculo de la relación K_2 y determinación de las longitudes e y s de la viga calada

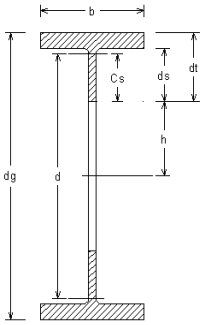


$$K_2 = \frac{\tau_{max}}{\tau} = 0.17 = \frac{e}{s}$$

$$e \geq \frac{2 * h * \tan(\theta)}{\frac{1}{K_2} - 2} = 14.83 \approx 15 \text{ cm.}$$

$$s = 2 * (e + h * \tan\theta) = 89.66 \text{ cm.}$$

h) Determinación de las propiedades de la viga calada



Área total de la sección T de la viga calada:

$$A_T = A_f + A_s = b^* t_f + d_s^* t_w =$$ 127.50 cm.

Momento estático de área de la sección T de la viga calada:

$$M_y = A_f \left(d_s + \frac{t_f}{2}\right) + A_s * \frac{d_s}{2} =$$ 1,640.63 cm³.

Inercia de la sección T con respecto a la base:

$$I_y = A_f \left(d_s^2 + d_s * t_f + \frac{t_f^2}{3}\right) + A_s * \frac{d_s^2}{3} =$$ 22,109.38 cm⁴.

Eje neutro de la sección T de la viga calada:

$$c_s = \frac{M_y}{A_T} =$$ 12.87 cm.

Inercia de la sección T con respecto a su eje neutro:

$$I_T = I_y - c_s * M_y =$$ 998.39 cm⁴.

Módulo de sección parcial (sección T) :

$$S_s = \frac{I_T}{c_s} =$$ 77.59 cm³.

Distancia entre centroides de las secciones T:

$$d = 2 * (h + c_s) =$$ 85.74 cm.

Inercia total de la sección abierta de la viga calada con respecto al eje neutro:

$$I_g = 2 * I_T + \frac{A_T * d^2}{2} =$$ 231,496.78 cm⁴.

Módulo de sección de la viga calada:

$$S_g = \frac{2 * I_g}{d_g} =$$ 5,144.37 cm³.

i) Determinacion del esfuerzo admisible por flexión en la sección agujereada

$$\sigma = \left[1.0 - \frac{(L/r)^2}{2 * Cc^2 * Cb}\right] * 0.60 * \sigma y = \quad 1{,}479.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * E}{\sigma y}} = \quad 126.16$$

$$L = e = \quad 15.00 \text{ cm.}$$

$$r = \frac{tw}{\sqrt{12}} = \quad 0.35 \text{ cm.}$$

i) Revisión del esfuerzo secundario de flexión por corte en la sección agujereada

$$\sigma T = \frac{Vx * e}{4 * Ss} = \quad 777.72 \text{ kg/cm}^2$$

σ VIGA		σ ADM	
777.72	<	1,479.12 kg/cm²	OK

j) Revisión del esfuerzo principal de flexión debido a las cargas en la sección agujereada

Esfuerzo de compresión o tensión:

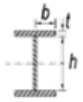
$$\sigma b = \frac{F}{AT} = \frac{M}{d * AT} = \quad 1{,}439.19 \text{ kg/cm}^2$$

σ VIGA		σ ADM	
1,439.19	<	1,479.12 kg/cm²	OK

k) Compacidad de la sección

Alas de secciones I soldadas con simetría doble

$$\frac{b}{t} \leq 0.38 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



$b/t =$ 9.00 < $0.38 * \sqrt{(E/Fy)} =$ 10.79 OK

Almas de secciones I con simetría doble

$$\frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



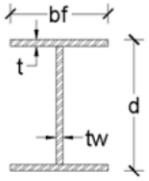
$h/tw =$ 75.00 < $3.76 * \sqrt{(E/Fy)} =$ 106.77 OK

- Otros:

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
bf (mm) =	200.00
t (mm) =	12.00
d (mm) =	300.00
tw (mm) =	8.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	70.08
Ix (cm⁴) =	11,360.68
Iy (cm⁴) =	1,601.18
rx (cm) =	12.73
ry (cm) =	4.78
Zx (cm³) =	843.55
Zy (cm³) =	244.42
Sx (cm³) =	757.38
Sy (cm³) =	160.12
Cw (cm⁶) =	332,020.19
J (cm⁴) =	17.65

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	3.57
Mux (T-m) =	5.31
Muy (T-m) =	0.43
Vu (T) =	1.86

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	159.57
ϕ Mnx (T-m) =	13.64
ϕ Mny (T-m) =	5.57
ϕ Vn (T) =	32.79

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$Pr/Pc =$ 0.02

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

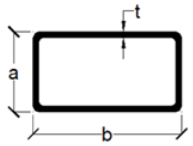
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

0.365 < 1.0 OK

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA
DISEÑO DE COLUMNAS SECUNDARIAS

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	250.00
b (mm) =	250.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2,530.00
Fu (kgf/cm²)=	4,080.00
E (kgf/cm²)=	2,040,000.00
G (kgf/cm²)=	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	39.36
Ix (cm⁴) =	3970.90
Sfx (cm³) =	317.67
Iy (cm⁴) =	3970.90
Sfy (cm³) =	317.67
rx (cm) =	10.04
ry (cm) =	10.04
r (cm) =	10.04
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	14.20
Cw =	0.00
J (cm⁴) =	5954.77

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (ton) =	9.65
Mux (ton-m) =	0.00
Muy (ton-m) =	3.08

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (ton) =	24.11
ϕ Mnx (ton-m) =	5.84
ϕ Mny (ton-m) =	5.84

1. COMBINACION DE COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN.

$P_u/\phi_c P_n =$ 0.400 > **0.15** — No Aplica

1) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} =$ N/A

2) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} =$ 1.00 < **1.00** — OK

donde:

$\alpha_x = 1 - \frac{\bar{P}}{P_{Ex}} =$ 0.99 OK $\quad P_{Ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} =$ 1,279.20 ton.

$\alpha_y = 1 - \frac{\bar{P}}{P_{Ey}} =$ 0.74 OK $\quad P_{Ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} =$ 36.50 ton.

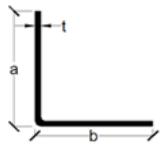
$\frac{P_u}{\phi_c P_{no}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} =$ 0.66 < **1.00** — OK

donde: $Pno = Ae \times F_y =$ 88.25 ton.

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS POR VIGAS CALADAS
DISEÑO DE ANGULOS "CRUCES SAN ANDRÉS"

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: ANGULO	
a (mm) =	60.00
b (mm) =	60.00
t (mm) =	6.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00
G (Kg/cm²) =	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCION	
A (cm²) =	6.84
Ix (cm⁴) =	23.33
Iy (cm⁴) =	23.33
rx (cm) =	1.85
ry (cm) =	1.85

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (T) =	13.75
Vu (T) =	0.04

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (T) =	15.57
ϕ Vn (T) =	4.92

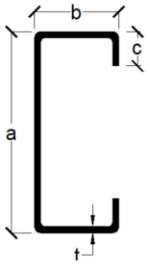
DISEÑO

TRACCIÓN:	Pu =	13.75 T.	<	ϕ Pn =	15.57 T.	OK
CORTE:	Vu =	0.04 T.	<	ϕ Vn =	4.92 T.	OK

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE CORREAS PARA CUBIERTA

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	200.00
b (mm) =	75.00
d (mm) =	25.00
R (mm) =	8.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2,530.00
Fu (kgf/cm²)=	4,080.00
E (kgf/cm²)=	2,040,000.00
G (kgf/cm²)=	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	14.67
Ix (cm⁴) =	866.62
Sfx (cm³) =	86.66
Iy (cm⁴) =	105.28
Sfy (cm³) =	20.24
rx (cm) =	7.69
ry (cm) =	2.68
r (cm) =	2.68
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	8.14
Cw (cm⁶) =	0.00
J (cm⁴) =	0.53

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (ton) =	0.71
Mux (ton-m) =	0.62
Muy (ton-m) =	0.04

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (ton) =	4.49
ϕ Mnx (ton-m) =	1.26
ϕ Mny (ton-m) =	0.48

1. COMBINACION DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

$P_u/\phi_c P_n$ = 0.16 > 0.15 — No Aplica

1) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}$ = N/A

2) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y}$ = 0.65 < 1.00 — OK

donde: $\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{ex}}$ = 1.00 OK $\quad P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2}$ = 436.21 ton.

$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{ey}}$ = 0.99 OK $\quad P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2}$ = 52.99 ton.

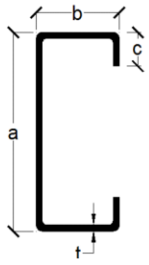
$\frac{P_u}{\phi_c P_{nc}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}$ = 0.60 < 1.00 — OK

donde: $P_{nc} = A_s \times F_y$ = 35.85 ton.

DISEÑO DE PORTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS
DISEÑO DE CORREAS PARA PAREDES

DIMENSIONES DEL PERFIL	
Perfil:	Doble G
a (mm) =	150.00
b (mm) =	50.00
d (mm) =	20.00
R (mm) =	8.00
t (mm) =	4.00

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO	A36
Fy (kgf/cm²)=	2,530.00
Fu (kgf/cm²)=	4,080.00
E (kgf/cm²)=	2,040,000.00
G (kgf/cm²)=	790,000.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A (cm²) =	10.27
Ix (cm⁴) =	320.78
Sfx (cm³) =	42.77
Iy (cm⁴) =	30.68
Sfy (cm³) =	8.80
rx (cm) =	5.59
ry (cm) =	1.73
r (cm) =	1.73
xo (cm) =	0.00
ro (cm) =	5.85
Cw (cm⁶) =	0.00
J (cm⁴) =	0.53

RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Pu (ton) =	0.01
Mux (ton-m) =	0.22
Muy (ton-m) =	0.00

RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ϕ Pn (ton) =	8.47
ϕ Mnx (ton-m) =	0.67
ϕ Mny (ton-m) =	0.21

1. COMBINACION DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

	$P_u/\phi_c P_n =$	0.00	<	0.15	OK
1)	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} =$	0.34	<	1.00	OK
2)	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} =$	N/A			No Aplica

donde:

$\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{ex}} =$	N/A	$P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} =$	N/A
$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{ey}} =$	N/A	$P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} =$	N/A

$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} =$	N/A	No Aplica

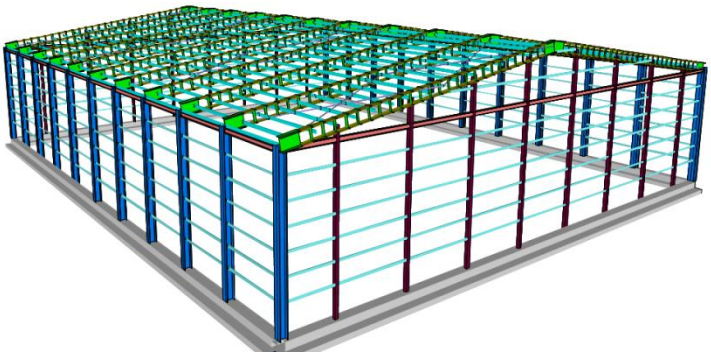
donde: $M_{nxo} = Z_x \times F_y =$ N/A

➢ *Control de Derivas y Deflexiones:*

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	ΔE (cm.) $\Delta_E = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm.) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$	ΔM max. (cm.) $\Delta_{M\,max.} = 0.020 \times h$	ΔM < ΔM max.
-Ex	X⁻	3.784	14.191	23.000	OK
-Ex	X⁻	3.784	14.191	23.000	OK
-Ex	X⁻	3.783	14.186	23.000	OK
+Ex	X	3.783	14.186	23.000	OK
+Ex	X	3.784	14.191	23.000	OK
+Ex	X	3.784	14.191	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.232	19.619	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.197	19.490	23.000	OK
-Ey	Y⁻	5.197	19.490	23.000	OK
+Ey	Y	5.197	19.490	23.000	OK
+Ey	Y	5.197	19.490	23.000	OK
+Ey	Y	5.232	19.619	23.000	OK

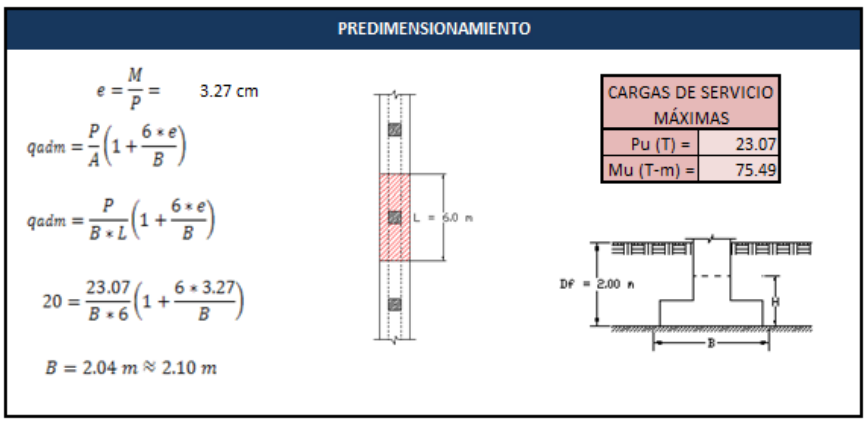
Control de Deflexiones					
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm.)	δ max. (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	δ < δ max.
3289	D+L	Z⁻	15.288	20.83	OK
3321	D+L	Z⁻	15.288	20.83	OK
3384	D+L	Z⁻	15.288	20.83	OK
3352	D+L	Z⁻	15.288	20.83	OK
234	D+L	Z⁻	15.282	20.83	OK
446	D+L	Z⁻	15.282	20.83	OK

5.3.3 Diseño de la Cimentación



Analizando los resultados del estudio de suelos y del análisis estructural, se opta por diseñar el cimiento de la estructura con vigas de cimentación.
El diseño de zapatas aisladas no fue una opción viable debido a que los grandes momentos producidos por la considerable luz, daban como resultado áreas de zapatas extremadamente grandes, llegando incluso a sobreponerse.

Para el análisis y diseño de estas vigas de cimentación se procedió a pre-dimensionar las secciones de las mismas mediante la relación entre la capacidad portante del suelo y el área de la cimentación; para luego modelar dichos elementos en el programa computacional SAP200 representando la interacción suelo-estructura a través de resortes (coeficiente de balasto). Introduciendo ésta información en el programa se obtienen las secciones y cantidad de refuerzo necesarias para trasmitir y distribuir correctamente las cargas de la estructura al suelo sin que este sobrepase su capacidad admisible.



INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Coeficiente de Balásto:

$k_b = 120 * qadm$ $\qquad$ $k_v = k_b * B$

$k_b = 120 * 20\ T/m^3$ $\qquad$ $k_v = 2400\ T/m^3 * 2.10\ m$

$k_b = 2400\ T/m^3$ $\qquad$ $k_v = 5040\ T/m^2$

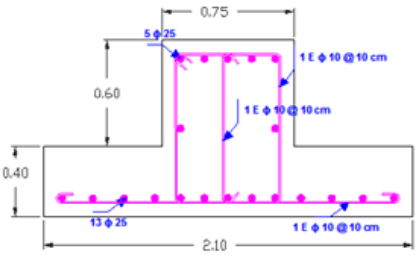
SECCIÓN TRANSVERSAL Y ACERO DE REFUERZO

DATOS	
f´c =	240.00 kg/cm²
fy =	4200.00 kg/cm²
b =	210.00 cm
bw =	75.00 cm
h =	100.00 cm
ϕb =	25.00 mm
ϕe =	10.00 mm
recub. =	7.50 cm
d =	90.25 cm

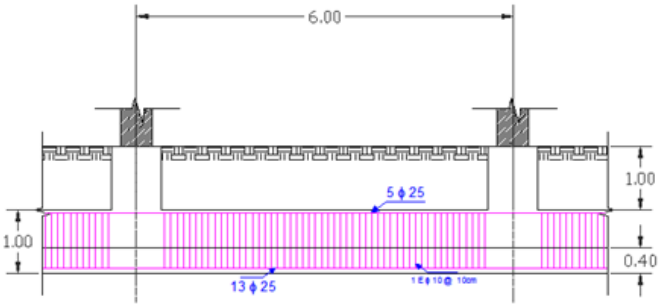
ACERO DE REFUERZO (programa)		ACERO DE REFUERZO MÍNIMO $Asmin = \frac{14}{fy} * b * d$		As (cm²)
Inferior	2.586 cm²	63.18	cm²	63.18
Superior	2.280 cm²	22.56	cm²	22.56

Acero inferior	13ϕ25 : As = 63.81 cm²
Acero superior	5 ϕ25 : As = 24.54 cm²

CORTE TRANSVERSAL



ELEVACIÓN



Verificación de la capacidad admisible del suelo						
Nudo	Combinación	δ (m.)	Kb (T/m³.)	qo (T/m²)	qadm (T/m²)	qo < qadm
32	D+L	-0.00148	2400	3.56	20.00	OK
89	D+L	-0.00148	2400	3.56	20.00	OK
603	D+L	-0.00148	2400	3.56	20.00	OK
630	D+L	-0.00148	2400	3.56	20.00	OK
28	D+L	-0.00145	2400	3.47	20.00	OK

5.3.4 Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	251.842

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Estructura				
Acero estructural pórticos conformados con vigas caladas (provisión y montaje)	kg	251,842.00	2.69	$ 677,454.98
Cimentación				
Hormigón en cimentación f´c=240 kg/cm²	m³	300.18	155.26	$ 46,605.17
Acero de refuerzo en cimentación fy=4200 kg/cm²	kg	25,097.60	1.62	$ 40,658.11
			TOTAL	$ 764,718.26

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Acero estructural pórticos conformados con vigas caladas (provisión y montaje) **UNIDAD:** Kg

DETALLE:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.02
Soldadora electrica	3.00	1.00	3.00	0.0100	0.03
Cortadora de acero	1.00	1.50	1.50	0.0100	0.02
Amoladora	3.00	1.30	3.90	0.0100	0.04
Compresor/soplete	2.00	0.70	1.40	0.0100	0.01
Camión Grúa	0.30	37.50	11.25	0.0100	0.11
SUBTOTAL M					**0.23**

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro Soldador Especializado	1.00	3.02	3.02	0.0100	0.03
Soldador Eléctrico	3.00	3.02	9.06	0.0100	0.09
Pintor	2.00	2.82	5.64	0.0100	0.06
Ayudante	5.00	2.78	13.90	0.0100	0.14
Operador de Grúa	0.30	4.16	1.25	0.0100	0.01
Ayudante Grúa	0.30	2.78	0.83	0.0100	0.01
SUBTOTAL N					**0.32**

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
		A	B	C = A x B
Acero estructural en perfiles prefabricados	**Kg**	1.0500	**1.75**	1.84
Electrodos	**Kg**	0.0200	**2.64**	0.05
Material Menor (Discos de corte y Gratas)	**glb**	1.0000	**0.05**	0.05
Anticorrosivo	**gl**	0.0080	**12.83**	0.10
Esmalte	**gl**	0.0040	**18.68**	0.07
Thinner	**gl**	0.0060	**6.50**	0.04
SUBTOTAL O				**2.15**

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DMT	COSTO/KM	COSTO
		A	B	C	D = A x B x C
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+		**2.69**
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	**0.00%**	**0.00**
OTROS INDIRECTOS:		
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		**2.69**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón en cimentación f´c=240 kg/cm² **UNIDAD:** m³

DETALLE:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					1.96
Vibrador	1.00	2.40	2.40	1.0000	2.40
Concretera 1 saco	1.00	3.05	3.05	1.0000	3.05
SUBTOTAL M					**7.41**

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra	1.00	2.94	2.94	1.0000	2.94
Albañil	3.00	2.82	8.46	1.0000	8.46
Peon	9.00	2.78	25.02	1.0000	25.02
Carpintero	1.00	2.82	2.82	1.0000	2.82
Ayudante de Carpintero	2.00	2.78	5.56	1.0000	5.56
SUBTOTAL N					**39.24**

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
		A	B	C = A x B
Agua	m³	0.1880	**0.92**	0.17
Cemento	Kg	390.0000	**0.15**	58.50
Arena	m³	0.6500	**13.00**	8.45
Ripio	m³	0.9500	**13.00**	12.35
Aditivo	Kg	0.3000	**1.32**	0.40
Encofrado tablero contrachapado	m²	6.0000	**4.79**	28.74
SUBTOTAL O				**108.61**

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DMT	COSTO/KM	COSTO
		A	B	C	D = A x B x C
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+		**155.26**
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	**0.00%**	**0.00**
OTROS INDIRECTOS:		
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		**155.26**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Acero de refuerzo en cimentación fy=4200 kg/cm² **UNIDAD:** Kg

DETALLE:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.01
Cortadora dobladora de hierro	1.00	0.65	0.65	0.0300	0.02
Cizalla	1.00	0.07	0.07	0.0300	0.01
SUBTOTAL M					**0.04**

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra	0.10	2.94	0.29	0.0300	0.01
Fierrero	1.00	2.82	2.82	0.0300	0.08
Ayudante de fierrero	2.00	2.78	5.56	0.0300	0.17
SUBTOTAL N					**0.26**

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
		A	B	C = A x B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²	**Kg**	1.0300	**1.21**	1.25
Alambre galvanizado No. 18	**Kg**	0.0300	**2.49**	0.07
SUBTOTAL O				**1.32**

TRANSPORTE

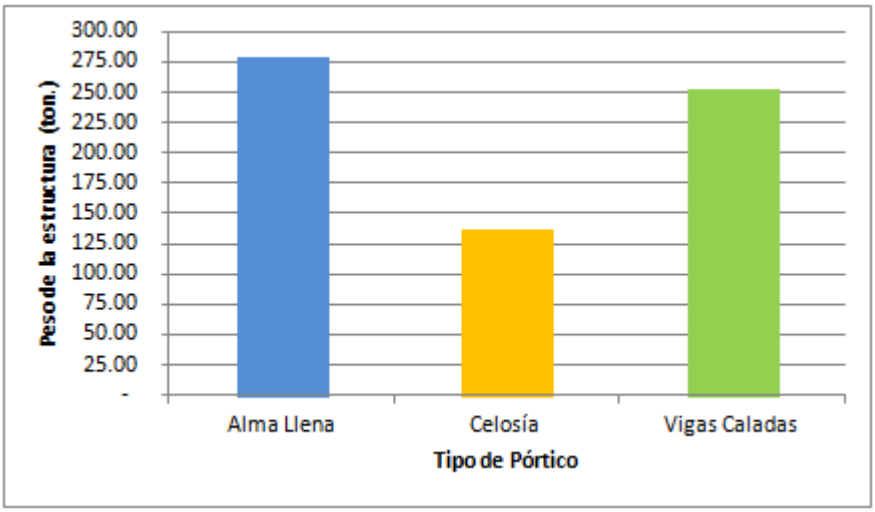
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DMT	COSTO/KM	COSTO
		A	B	C	D = A x B x C
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+		**1.62**
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	**0.00%**	**0.00**
OTROS INDIRECTOS:		
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		**1.62**

5.4 ANÁLISIS COMPARATIVO.

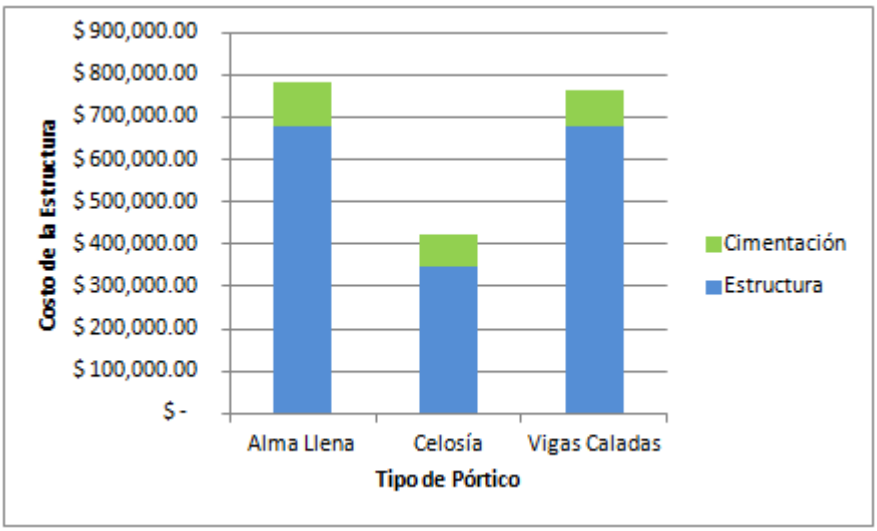
- *Comparación de pesos de la estructura.*

Peso de la Estructura (ton.)			
	Alma Llena	Celosía	Vigas Caladas
Estructura	278.43	136.23	251.84



- *Comparación de costos de la estructura.*

Costo de la Estructura (usd.)			
	Alma Llena	Celosía	Vigas Caladas
Estructura	$ 676,594.62	$ 346,021.66	$ 677,454.98
Cimentación	$ 106,231.37	$ 76,980.81	$ 87,263.28
TOTAL	$ 782,825.99	$ 423,002.47	$ 764,718.26



CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1 CONCLUSIONES

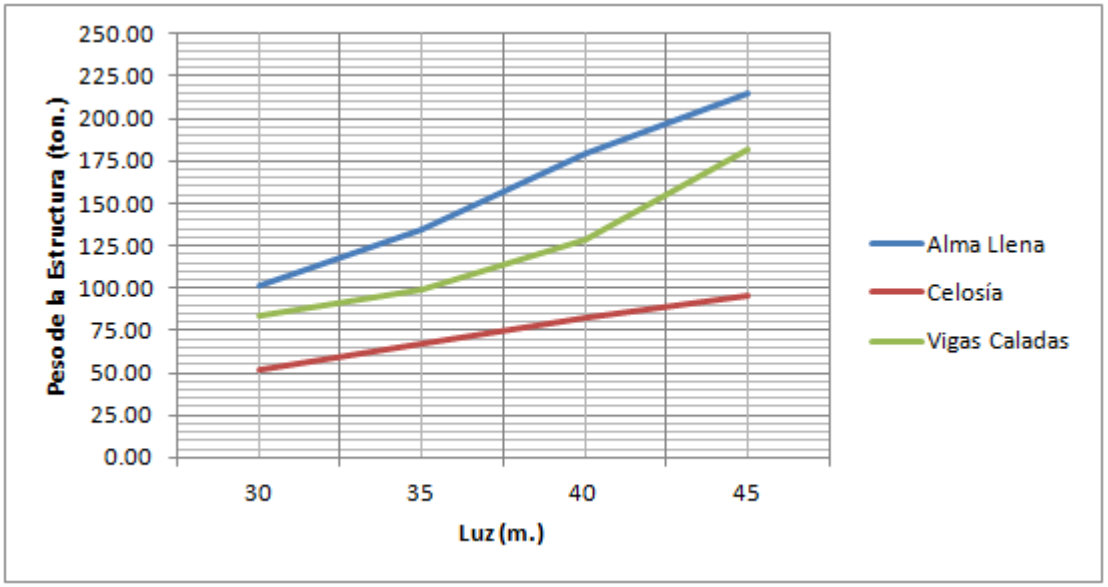
Del Análisis Estructural:

- ✓ El análisis estructural y el diseño mediante programas computacionales son de gran ayuda para el ingeniero, sin embargo para la utilización de este tipo de programas se requiere un buen criterio técnico, verificando siempre estos resultados con programas propios (hojas de cálculo) que utilicen códigos vigentes y actualizados.
- ✓ Del análisis estructural de cada tipo de pórtico se puede concluir que a pesar de que cada uno de estos cumple con las deflexiones admisibles, la estructuración que presenta mayores deflexiones es la conformada por secciones de alma llena. Esto debido a la combinación de las características propias de la sección (mayor peso) y las grandes luces consideradas.
- ✓ En comparación, los pórticos conformados con vigas caladas presentan menores deflexiones que los conformados por secciones de alma llena ya que al aumentar la rigidez de las vigas (altura de la sección) no aumenta mayormente el peso.
- ✓ El control de deflexiones para pórticos en celosía es el más sencillo de entre las tres alternativas, ya que su peso es muy ligero y las características de su conformación le dan una gran resistencia a las deformaciones verticales.
- ✓ Al ser la carga sísmica directamente proporcional al peso de la estructura, para los pórticos con secciones de alma llena y los conformados con vigas caladas, las mayores derivas (desplazamientos laterales) son producto de ésta fuerza lateral.
- ✓ Para los pórticos en celosía los desplazamientos laterales críticos están dados por las cargas de viento, ya que al ser una estructuración sumamente ligera, el viento produce efectos más adversos que el sismo.
- ✓ De los resultados del estudio de suelos y del análisis estructural, se puede concluir que el tipo de cimentación más adecuado para éste tipo de estructuras es el de vigas de cimentación, ya que es la opción que presentó

las secciones más eficientes para resistir los grandes momentos producidos por la considerable luz.

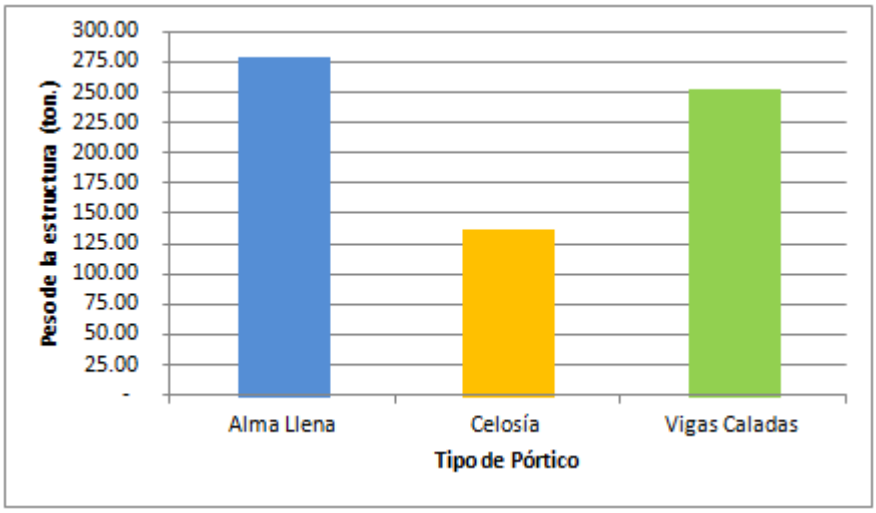
Del Análisis Comparativo de Pesos:

- ✓ Del análisis comparativo de pesos de las estructuras se puede concluir que para los pórticos con sección de alma llena y en celosía, la variación del peso a medida que aumenta la luz es lineal, presentando una pendiente más pronunciada en el caso de los pórticos con sección de alma llena, ya que es necesario aumentar considerablemente las secciones a medida que incrementa la luz para poder resistir los esfuerzos y controlar las deflexiones que son notablemente mayores que para el caso de los pórticos en celosía.
- ✓ Para el caso de los pórticos conformados con vigas caladas se presenta una tendencia exponencial en la variación del peso cuando aumenta la luz, esto debido a que la teoría para el diseño de este tipo de vigas emplea secciones que no aumentan proporcionalmente a medida que varía la luz.



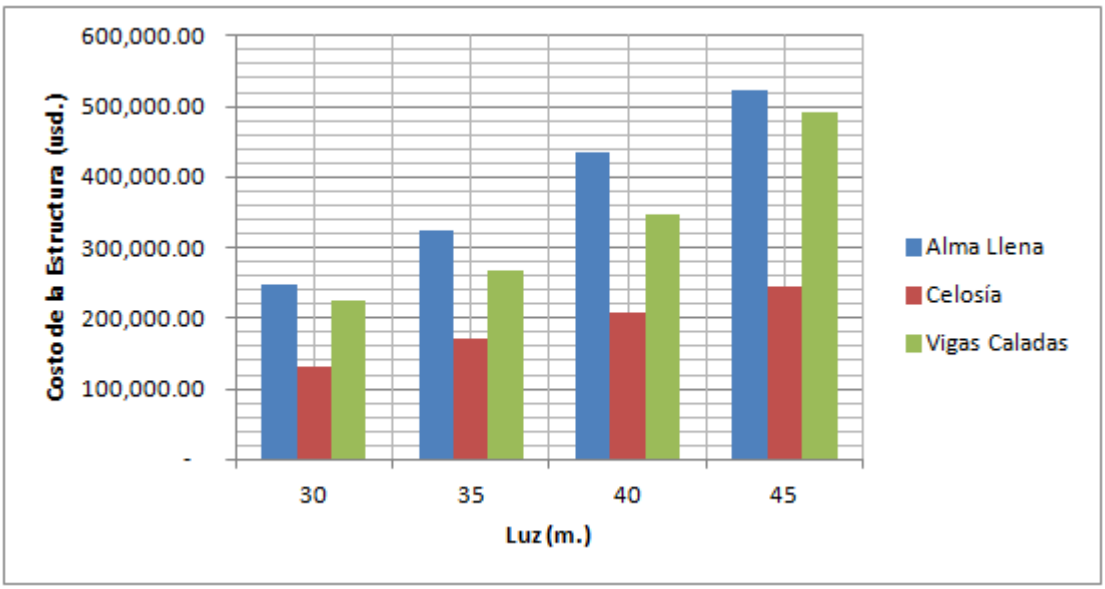
- ✓ Es importante mencionar que en este análisis estuvo enfocado en la utilización de perfiles únicamente compactos para el caso de los pórticos con secciones de alma llena y los conformados con vigas caladas (en columnas y vigas secundarias), por lo que se puede apreciar la gran diferencia en pesos con referencia a la celosía; en el caso en que su hubiesen empleado solamente perfiles semi-compactos o no compactos es probable que esta diferencia hubiese sido mucho menor, lo que puede ser motivo de otro estudio más enfocado en el tema.

- ✓ Como se había previsto del análisis de luces, para la luz de 50 metros, el sistema estructural más ligero es el de pórticos en celosía, seguido por los pórticos conformados por vigas caladas, siendo el más pesado el de pórticos con sección de alma llena.



Del Análisis Comparativo de Costos

- ✓ A medida que disminuye la luz de los pórticos la diferencia entre los costos finales para cada estructuración también disminuye, lo que nos permite proyectar que para luces pequeñas de pórticos los costos de las estructuras pueden llegar a ser similares, en donde sin lugar a dudas la alternativa más eficiente va a ser la de los pórticos de alma llena por su facilidad y rapidez de fabricación y montaje.



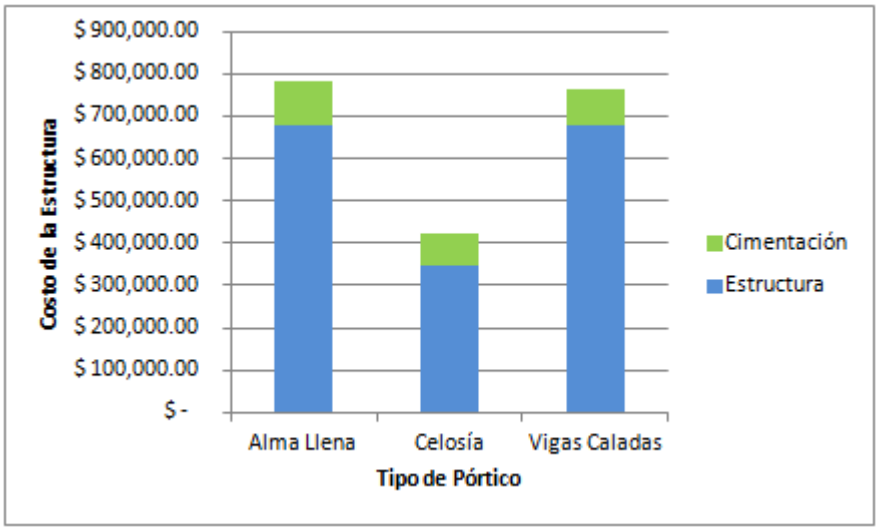
- ✓ Al comparar económicamente el costo de provisión, fabricación y montaje, de kilogramo de acero estructural para cada tipo de pórtico, se puede concluir que el costo para pórticos con sección de alma llena (2.43 USD/kg) es similar al de

los pórticos en celosía (2.54 USD/kg), siendo éste último un poco más costoso debido a que involucra mayor tiempo de fabricación y por tanto mayor mano de obra. Mientras que para el caso de pórticos conformados con vigas caladas el costo es notablemente mayor (2.69 USD/kg) debido a que aparte de emplear perfiles prefabricados con los cortes y dimensiones diseñados, se requiere mano de obra calificada para su elaboración.

- ✓ Los Análisis de Precios Unitarios son específicos para cada proyecto, y se basan en estimaciones del analista referidas al proceso constructivo, ubicación, disponibilidad de recursos, experiencia, entre otras; por lo cual no son cien por ciento exactos y son válidos únicamente en el momento del cálculo para las condiciones especificas de la obra.
- ✓ Del costo final (estructura y cimentación) de cada sistema estructural; pórticos con sección de alma llena ($ 782,825.99), pórticos en celosía ($ 423,002.47), y pórticos conformados con vigas caladas ($ 764,718.26), se puede corroborar que la estructuración más económica es la de pórticos en celosía, existiendo una gran brecha (aproximadamente $ 350,000) con las otras dos alternativas.
- ✓ Para éste tipo de análisis lo determinante en el costo final de cada alternativa es el peso de la estructura ya que la diferencia del precio de acero estructural (provisión, fabricación y montaje) por kilogramo para cada tipo de estructuración no es significativa.
- ✓ Sin embargo al comparar el costo de la estructura conformada por pórticos con secciones de alma llena $ 676,594.62 y pórticos conformados con vigas caladas $ 677,454.98, existe una compensación entre el peso de cada estructura con su respectivo costo; aunque las vigas caladas son un poco más ligeras, el costo de fabricación de las mismas es mayor.
- ✓ Al comparar la cimentación para los tres tipos de sistemas estructurales, es lógico concluir que mientras más pesada sea la estructura, mayores deberán ser las dimensiones de la cimentación, y por tanto mayor su costo. Sin embargo la diferencia que existe del costo de la cimentación entre los tres tipos de pórticos es mínima (aproximadamente $ 25,000) en relación a la diferencia que existe entre el costo de la estructura de los mismos. Por lo cual se puede concluir que el diseño y costo de la cimentación depende más de la luz entre ejes (grandes momentos) que del tipo de estructuración a emplearse.

- ✓ Finalmente como principal conclusión del presente análisis se puede establecer que el diseño óptimo del galpón industrial con las características

específicas del proyecto, entre otras con luz de 50 metros, es mediante la estructuración conformada con pórticos en celosía. Este tipo de pórticos es el más eficiente de entre las tres alternativas presentadas ya que presenta los mejores resultados de funcionalidad y economía, brindando los mayores beneficios tanto para el proyectista como para el cliente.



6.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Los programas computacionales son de gran ayuda para el ingeniero al momento de analizar y diseñar estructuras, sin embargo siempre es bueno verificar estos resultados con programas propios que utilicen códigos vigentes y actualizados.
- ✓ Cuando el tiempo sea un factor determinante a la hora de construir una nave industrial con estas características, se recomienda emplear pórticos con sección de alma llena, los cuales representan un gran ahorro de tiempo por su rapidez constructiva.
- ✓ A pesar que el costo final de una estructura conformada por pórticos con sección de alma llena es similar al costo de una estructura con pórticos conformados con vigas caladas, se recomienda la alternativa con vigas caladas, ya que al ser una estructura más ligera se facilita su montaje, aparte de presentar menores esfuerzos, menores deformaciones, y mayor rigidez en vigas.
- ✓ Es importante recalcar que para la estructuración de un galpón con pórticos en celosía se pueden utilizar diferentes alternativas de perfiles conformados en frío (ángulos, canales, tubos, etc.), los cuales dependen directamente de las preferencias del diseñador y/o cliente, características del proyecto, y disponibilidad en el medio.

- ✓ Es viable utilizar pórticos conformados con vigas caladas para la construcción de estructuras industriales siempre y cuando se verifique la disponibilidad de mano de obra calificada para la correcta fabricación de las mismas.
- ✓ Al emplearse pórticos con sección de alma llena o pórticos conformados con vigas caladas para la construcción de una nave industrial, es muy importante que la fabricación de los mismos sea en un taller especializado, para así obtener dimensiones y resultados más precisos.
- ✓ Los pórticos conformados con vigas caladas son una gran alternativa para sustituir a los pórticos con sección de alma llena, pero se debería profundizar en el estudio de la teoría del diseño de este tipo de vigas para obtener elementos más eficientes que brinden beneficios aún mayores.
- ✓ Al ser la capacidad admisible del suelo basada en un estudio de suelos de un área de construcción adyacente, se recomienda realizar un estudio geotécnico del sitio donde se pretende construir la estructura, para definir con mayor precisión el tipo de cimentación, capacidad de carga y profundidad de cimentación.
- ✓ En el caso de no encontrar la capacidad admisible de suelo para la profundidad de cimentación, es recomendable excavar y cimentar donde el suelo presente una capacidad portante similar, y/o realizar una sustitución de suelo, lo que resulte más conveniente.

BIBLIOGRAFÍA

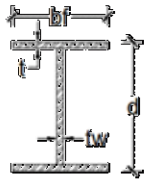
- American Concrete Institute. "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario." ACI 318S-08. 2008.
- American Institute of Steel Construction. "Specification for Structural Steel Buildings." AISC 360-10. 2010.
- American Iron and Steel Institute. "North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members." AISI S100-2007. 2007.
- American Society of Civil Engineers. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures." ASCE 7-10. 2010.
- Argüelles Alvarez, Ramón. Estructura Metálica Hoy. Segunda. Vol. 1. Madrid: Librería Técnica Bellisco, 1975.
- Blodgett, Omer W. Design of Welded Structures. The James F. Lincoln Welding Foundation, 1996.
- Bresler, Boris. Diseño de Estructuras de Acero. Primera. México D.F.: Editorial Limusa-Wiley, 1970.
- Construpedia. <http://www.construmatica.com/construpedia/Vigas_Met%C3%A1licas_de_Alma_Aligerada>.
- Gaylord, Edwin H. & Gaylord, Charles. N. Diseño de Estructuras de Acero. Primera. México D.F.: Cia. Editorial Continental, 1983.
- McCormac, Jack C. Diseño de Estructuras de Acero método LRFD. Segunda. México D.F.: Alfaomega Grupo Editor, 2002.
- Nilson, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. Duodécima. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill Interamericana, 1999.
- "Norma Ecuatoriana de la Construcción." NEC-11. 2011.
- Segui, William T. Steel Design. Cuarta. Memphis: Thomson, 2007.
- Valencia Clement, Gabriel. Estructuras de Acero: Diseño con factores de carga y de resistencia. Segunda. Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2004.
- Williams, Clifford D. & Harris, Ernest C. Diseño de Estructuras Metálicas. Segunda. México D.F.: Cia. Editorial Continental, 1960.

ANEXOS

Resumen de perfiles.

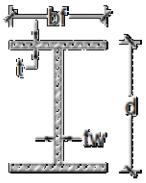
RESUMEN DIMENSIONES DE PERFILES DE PÓRTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA

VIGAS



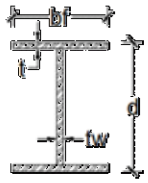
LUZ	DIMENSIONES			
	d (mm)	bf (mm)	t (mm)	tw (mm)
Luz 30 m	650	300	15	15
Luz 35 m	650	350	18	15
Luz 40 m	700	400	20	18
Luz 45 m	750	400	20	18
Luz 50 m	800	400	22	18

COLUMNAS



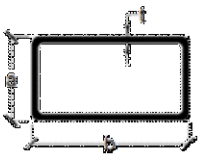
LUZ	DIMENSIONES			
	d (mm)	bf (mm)	t (mm)	tw (mm)
Luz 30 m	350	350	18	10
Luz 35 m	400	400	20	12
Luz 40 m	450	450	22	12
Luz 45 m	500	500	25	12
Luz 50 m	650	600	28	18

VIGAS SECUNDARIAS



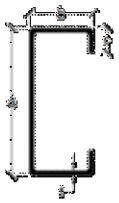
LUZ	DIMENSIONES			
	d (mm)	bf (mm)	t (mm)	tw (mm)
Luz 30 m	200	150	8	6
Luz 35 m	200	150	10	6
Luz 40 m	300	150	12	8
Luz 45 m	350	200	15	10
Luz 50 m	250	125	12	8

COLUMNAS SECUNDARIAS



LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	t (mm)	
Luz 30 m	150	200	4	
Luz 35 m	200	200	4	
Luz 40 m	200	250	4	
Luz 45 m	200	250	4	
Luz 50 m	250	300	4	

CORREAS CUBIERTA



LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)
Luz 30 m	200	75	25	4
Luz 35 m	200	75	25	4
Luz 40 m	200	75	25	4
Luz 45 m	200	75	25	4
Luz 50 m	200	75	25	4

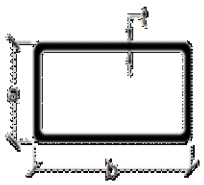
CORREAS PAREDES



LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)
Luz 30 m	150	50	15	4
Luz 35 m	150	50	15	4
Luz 40 m	150	50	15	4
Luz 45 m	150	50	15	4
Luz 50 m	150	50	15	4

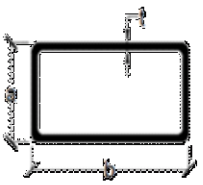
RESUMEN DIMENSIONES DE PERFILES DE PÓRTICOS EN CELOSÍA

VIGAS: CORDÓN SUPERIOR



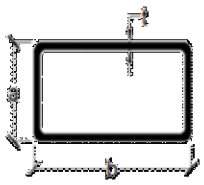
LUZ	DIMENSIONES		
	a (mm)	b (mm)	t (mm)
Luz 30 m	200	150	3
Luz 35 m	150	150	4
Luz 40 m	200	150	4
Luz 45 m	200	150	5
Luz 50 m	200	200	5

VIGAS: CORDÓN INFERIOR



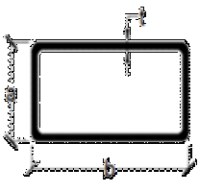
LUZ	DIMENSIONES		
	a (mm)	b (mm)	t (mm)
Luz 30 m	200	150	4
Luz 35 m	150	150	6
Luz 40 m	250	150	4
Luz 45 m	200	150	5
Luz 50 m	200	200	5

VIGAS: PARANTE VERTICAL



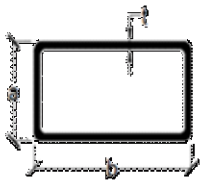
LUZ	DIMENSIONES		
	a (mm)	b (mm)	t (mm)
Luz 30 m	60	60	3
Luz 35 m	80	80	2
Luz 40 m	80	80	3
Luz 45 m	80	80	3
Luz 50 m	100	80	3

VIGAS: PARANTE INCLINADO



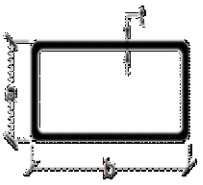
LUZ	DIMENSIONES		
	a (mm)	b (mm)	t (mm)
Luz 30 m	80	80	3
Luz 35 m	80	80	3
Luz 40 m	80	80	3
Luz 45 m	80	80	3
Luz 50 m	80	80	3

COLUMNAS: CORDONES



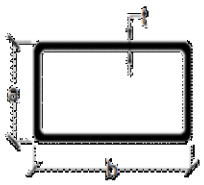
LUZ	DIMENSIONES		
	a (mm)	b (mm)	t (mm)
Luz 30 m	150	200	4
Luz 35 m	200	150	6
Luz 40 m	200	300	5
Luz 45 m	200	300	5
Luz 50 m	250	300	6

COLUMNAS: PARANTE HORIZONTAL



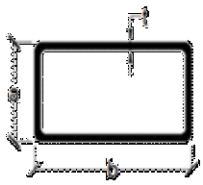
LUZ	DIMENSIONES		
	a (mm)	b (mm)	t (mm)
Luz 30 m	60	60	1.5
Luz 35 m	60	60	2
Luz 40 m	60	60	3
Luz 45 m	80	80	3
Luz 50 m	80	80	3

COLUMNAS: PARANTE INCLINADO



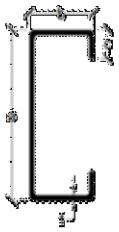
LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	t (mm)	
Luz 30 m	100	100	2	
Luz 35 m	100	100	3	
Luz 40 m	125	100	4	
Luz 45 m	150	100	4	
Luz 50 m	150	150	4	

COLUMNAS SECUNDARIAS



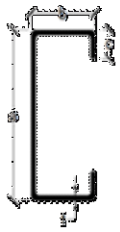
LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	t (mm)	
Luz 30 m	150	250	4	
Luz 35 m	150	250	4	
Luz 40 m	200	250	5	
Luz 45 m	200	300	4	
Luz 50 m	300	300	4	

CORREAS CUBIERTA



LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)
Luz 30 m	200	75	25	4
Luz 35 m	200	75	25	4
Luz 40 m	200	75	25	4
Luz 45 m	200	75	25	4
Luz 50 m	200	75	25	4

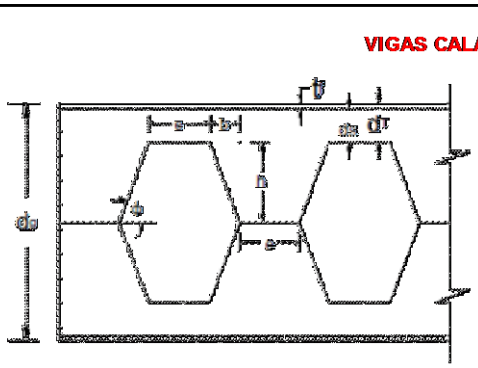
CORREAS PAREDES

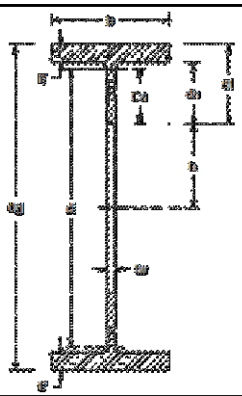


LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)
Luz 30 m	150	50	15	4
Luz 35 m	150	50	15	4
Luz 40 m	150	50	15	4
Luz 45 m	150	50	15	4
Luz 50 m	150	50	15	4

RESUMEN DIMENSIONES DE PERFILES DE PÓRTICOS CONFORMADOS CON VIGAS CALADAS

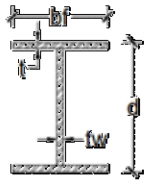
VIGAS CALADAS





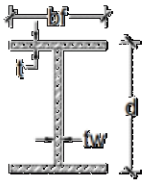
LUZ	DIMENSIONES									
	dg (mm)	h (mm)	e (mm)	b (mm)	dt (mm)	ds (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	Φ (deg)
Luz 30 m	700	200	100	200	150	135	300	15	8	45
Luz 35 m	800	250	100	250	150	135	300	15	10	45
Luz 40 m	850	300	110	300	125	105	300	20	12	45
Luz 45 m	850	300	130	300	125	103	400	22	12	45
Luz 50 m	900	300	150	300	150	125	450	25	12	45

VIGAS SECUNDARIAS



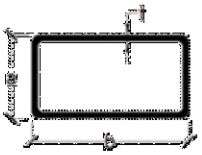
LUZ	DIMENSIONES			
	d (mm)	bf (mm)	t (mm)	tw (mm)
Luz 30 m	200	150	10	6
Luz 35 m	200	150	10	6
Luz 40 m	200	150	12	6
Luz 45 m	200	150	12	6
Luz 50 m	300	200	12	8

COLUMNAS



LUZ	DIMENSIONES			
	d (mm)	bf (mm)	t (mm)	tw (mm)
Luz 30 m	400	300	18	10
Luz 35 m	400	350	18	10
Luz 40 m	450	400	20	12
Luz 45 m	500	500	25	15
Luz 50 m	550	550	28	15

COLUMNAS SECUNDARIAS



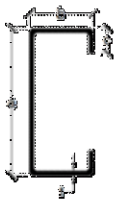
LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	t (mm)	
Luz 30 m	150	250	4	
Luz 35 m	150	250	4	
Luz 40 m	150	250	4	
Luz 45 m	150	250	4	
Luz 50 m	250	250	4	

CORREAS CUBIERTA



LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)
Luz 30 m	200	75	25	4
Luz 35 m	200	75	25	4
Luz 40 m	200	75	25	4
Luz 45 m	200	75	25	4
Luz 50 m	200	75	25	4

CORREAS PAREDES



LUZ	DIMENSIONES			
	a (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)
Luz 30 m	150	50	15	4
Luz 35 m	150	50	15	4
Luz 40 m	150	50	15	4
Luz 45 m	150	50	15	4
Luz 50 m	150	50	15	4