

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**DISERTACION PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
INGENIERA CIVIL**



**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS DE
PÓRTICOS PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO DE ALMA
LLENA CONFORMADO POR PLACAS SOLDADAS”**

PRISCILLA VANESSA SÓCOLA RIVERA

DIRECTOR: ING. MARCELO GUERRA AVENDAÑO

QUITO, 2015

DEDICATORIA

Principalmente a Dios, y sobre todo a mi familia, que con tanto esfuerzo y sacrificio supo brindarme todo su apoyo a lo largo de mi vida y carrera estudiantil, dándome ejemplos dignos de superación y entrega, porque gracias a ellos hoy puedo ver alcanzada mi meta.

Gracias por haber fomentado en mí el deseo de superación y el anhelo de triunfo en la vida.

También quiero manifestar que sin ustedes no lo hubiera logrado, tantas desveladas sirvieron de algo y aquí está el fruto.

PRISCILLA VANESSA SÓCOLA RIVERA

AGRADECIMIENTO.

A mi familia, por darme todo su apoyo sobre todas las cosas.

A mis compañeros y amigos, al director y correctores de tesis por su colaboración y sabios conocimientos impartidos, con los que he aprendido las herramientas suficientes y necesarias para seguir adelante.

A la Pontificia Universidad Católica Del Ecuador, por darme la oportunidad de desarrollarme técnicamente, y a la facultad de Ingeniería, por haberme dado los conocimientos necesarios, los cuales me permitieron realizar esta tesis, cumpliendo la meta propuesta.

CARTA DEL DIRECTOR.

Ingeniero

Estuardo Páez

DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

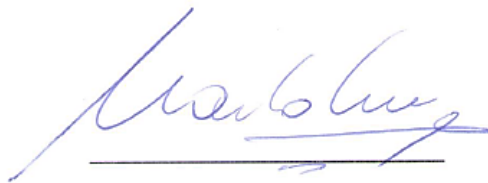
Presente

De mi consideración:

Por medio de la presente pongo en su conocimiento que el trabajo de Disertación titulado: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS DE PÓRTICOS PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO DE ALMA LLENA CONFORMADOS POR PLACAS SOLDADAS”**, presentado y desarrollado por la señorita **PRISCILLA VANESSA SÓCOLA RIVERA**, previo a la obtención del Título de Ingeniera Civil, considero ha concluido satisfactoriamente.

Por la atención que se sirva dar a la presente, le anticipo mis agradecimientos.

Atentamente,

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Marcelo Guerra Avendaño', is written over a horizontal line.

Ing. Marcelo Guerra Avendaño, MSc.

DIRECTOR DE TESIS

TABLA DE CONTENIDOS

TABLA DE CONTENIDOS	V
ÍNDICE DE TABLAS.....	IX
RESUMEN.....	X
CAPITULO I GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.2.1 Objetivo General.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos.....	3
1.3 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO.....	3
1.3.1 Requisitos Constructivos y de Diseño.....	4
1.3.2 Estudio de Suelos.....	5
CAPITULO II 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.....	7
2.1.3 Procedimiento de Diseño.....	8
2.2 DISEÑO DE ELEMENTOS.....	9
2.2.1 Miembros en Tensión.....	9
2.2.1 Miembros en Compresión	11
2.2.2 Miembros en Flexión	12
2.2.3 Miembros en Flexo – Compresión.....	15
2.2.4 Diseño de Conexiones.....	16
2.2.5 Cimentación	20
2.2.6 Cubierta para Estructuras Industriales.....	21
2.3 PÓRTICOS DE SECCIÓN DE ALMA LLENA CONFORMADAS EN FRÍO PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES	24
2.3.1 Diseño de Pórticos con Sección de Alma Llena.....	25
2.3.1.1 DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN.....	26
2.3.1.2 DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN.....	27
2.3.1.3 DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE.....	30
2.3.1.4 DISEÑO DE CONEXIONES.....	34
CAPITULO III CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA... 38	
3.1 CARGAS	38
3.1.1 Carga Muerta.....	38
3.1.1.1 Peso Propio.....	39
3.1.1.2 Cubierta.....	39

3.1.1.3 Instalaciones.....	40
3.1.2 Carga Viva.....	41
3.1.2.1 Cargas de piso.....	42
3.1.2.2 Cargas de tránsito en puentes.....	42
3.1.2.3 Cargas de impacto.....	42
CAPITULO L.....	42
3.1.2.4 Cargas longitudinales.....	42
3.1.2.5 Otras cargas vivas.....	43
3.1.2.6 Carga de Viento.....	47
3.1.2.7 Carga Sísmica.....	67
3.2 FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA.....	76
CAPITULO IV ESTUDIO SOBRE LA INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DE LUZ DE PÓRTICOS EN LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES PROPUESTOS.....	78
4.1 PÓRTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA – CONFORMADOS.....	78
4.1.1 Elementos críticos para este tipo de pórticos.....	79
4.1.2 Luz 30 metros.....	80
4.1.3 Luz 35 metros.....	93
4.1.4 Luz 40 metros.....	105
4.1.5 Luz 45 metros.....	118
4.2 PÓRTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA – LAMINADOS.....	131
4.2.1 Elementos críticos para este tipo de pórticos.....	131
4.2.2 Luz 30 metros.....	132
4.2.3 Luz 35 metros.....	138
4.2.4 Luz 40 metros.....	144
4.2.4 Luz 45 metros.....	150
4.3 ANÁLISIS COMPARATIVO.....	156
4.3.1 Deflexiones de la estructura según la variación de Luz.....	156
4.3.2 Pesos de la estructura según la variación de Luz.....	156
4.3.3 Costos de la estructura según la variación de Luz.....	157
CAPITULO V ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA DE LUZ DE 50 METROS CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO..	158
5.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	158
5.1.1 Diseño de los Elementos.....	164
5.2 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	175
5.3 ANÁLISIS ECONÓMICO.....	178

5.4	ANÁLISIS COMPARATIVO	182
5.4.1	Comparación de pesos de la estructura.	182
5.4.2	Comparación de costos de la estructura.	182
CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		184
6.1	CONCLUSIONES	184
6.2	RECOMENDACIONES	187
BIBLIOGRAFÍA.....		189
ANEXO		191
ANEXO A DIMENSIÓN DE PERFILES DE PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA – CONFORMADOS.....		191
ANEXO B DIMENSIÓN DE PERFILES DE PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA – LAMINADOS.		192

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1.1 Pórtico con Sección de Alma Llena.....	2
Figura 1.2 Estructura del galpón en la actualidad.....	4
Figura 2.1 Perfiles Laminados en Frío.....	7
Figura 2.2 Tipos de miembros a Tensión.....	11
Figura 2.3 Tipos de miembros a Compresión.....	12
Figura 2.3 Material elástico - perfectamente plástico.....	13
Figura 2.4 Viga bajo momento uniforme.....	14
Figura 2.5 Momento nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente, del patín de compresión.....	15
Figura 2.6 Longitudes de Arriostamiento AIS.....	15
Figura 2.7 Conexiones Apernadas.....	17
Figura 2.8 Conexiones Soldadas (Arquitectura en Acero).....	17
Figura 2.9 Tipos de Soldadura.....	18
Figura 2.10 Tipo de juntas de la Soldadura.....	19
Figura 2.11 Posición de la Soldadura.....	19
Figura 2.12 Clasificación de las Cimentaciones.....	20
Figura 2.13 para Estructuras Industriales.....	22
Figura 2.14 Estructuración de cubierta para nave industrial.....	23
Figura 4.1 Pórticos con Sección de Alma Llena. Ancho Cooperante de correa.....	41
Figura 4.3 Pórticos con Sección de Alma Llena. Ancho Cooperante de correa.....	45
Figura 4.4 Mapa Isotacas del Ecuador.....	49
Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10, 2010.....	53
Figura 4.5 Dirección de Viento - Barlovento y Sotavento.....	56
Figura 4.6 Disposición de los coeficientes de presión externa para cubiertas a dos aguas....	57
Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10, 2010.....	57
Figura 4.5 Disposición de los coeficientes de presión externa para cubiertas a dos aguas....	60
Figura 4.6 Dirección del viento - Barlovento.....	64
Figura 4.7 Dirección del viento - Sotavento.....	64
Figura N° 26 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona "Z".	73
Figura N° 27 Viga de Cimentación.....	175

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 3.1 Razones Ancho – Espesor: Elementos en compresión	32
Miembros Sujetos a Compresion Axial	32
Tabla 3.2 Razones Ancho – Espesor.....	33
Elementos en Compresión de miembros en flexión.....	33
Tabla 3.3. Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete.....	34
Tabla 3.4 Resistencia Disponible de Juntas Soldadas T (kN).....	36
Tabla 4.1 Carga muerta por longitud uniformemente distribuida.	41
Tabla 4.2 Factores de Impacto para carga viva.....	42
Tabla 4.3 Carga de acuerdo al uso ocupacional (NEC, 2013)	44
Tabla 4.4 Carga viva por longitud uniformemente distribuida.	45
Tabla. Factores de reduccion R1	46
Tabla. Factores de reduccion R2.....	46
Tabla 4.5 Determinación de la categoría de riesgo según el tipo de ocupación de la edificación. - Tipo de Ocupación de la Estructura.....	47
Tabla 4.6 Factor de direccionalidad.....	50
Tabla 4.7 Tipo de exposición de la edificación.....	51
Tabla 4.8 Edificaciones según sus aberturas.....	52
Tabla 4.9 Coeficiente de presión interna.	53
Tabla 4.10 Constante de exposición del terreno	54
Tabla N° 10 Coeficientes de Presión en Muros, Cp	57
Tabla N° 11 Coeficientes de Presión en Cubiertas, Cp, para uso con qh	58
Tabla N° 12 Coeficientes de Presión en Muros, Cp	61
Tabla N° 13 Coeficientes de Presión en Cubiertas, Cp, para uso con qh.	62
Tabla 4.8 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	69
Tabla 4.9 Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.....	70
Tabla N° 16 Configuraciones estructurales recomendadas.....	71
Tabla N° 17 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	74
Tabla N° 18 Valor del factor Z en la población de Calderón.....	74
Tabla N° 19 Clasificación de los perfiles de suelo.	74
Tabla N° 20 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.	75
Tabla N° 21 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	75
Tabla N° 22 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico de subsuelo Fs	75

RESUMEN

En este proyecto se ha realizado el diseño comparativo para el proyecto de la estructura industrial por la empresa Marglobal, ubicado en la parroquia Calderón, cantón Quito, provincia de Pichincha, realizando pórticos con sección de alma llena conformado por placas soldada.

Se realizó un análisis estructural y económico para la alternativa propuesta. Para el análisis estructural se utilizó el programa computacional SAP2000 y consistentemente se relacionará con la normativa, especificaciones vigentes en nuestro país.

Para el análisis económico se desarrolló mediante una segregación de Análisis de Precios Unitarios de las partes específicas de la estructura, adquiriendo los resultados del diseño y así se complementará la disertación “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.” de Jaime Felipe Luna Ribadeneira y César Andrés Muñoz Navas.

Finalmente, se obtienen conclusiones y recomendaciones que surgieron al comparar dichas disertaciones.

CAPITULO I GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El uso del acero estructural en la construcción empezó a inicios del siglo XIX considerado uno de los materiales estructurales más versátiles, teniendo en cuenta la gran resistencia, poco peso, facilidad en la construcción (montaje), y la posibilidad de prefabricación. La mayor desventaja es la necesidad de un mantenimiento permanente con el objetivo de que la estructura perdure.

En los últimos tiempos la construcción de estructuras de acero ha incrementado en el mundo por las diferentes ventajas que se obtiene del acero estructural y con el comportamiento similar de estructuras de hormigón bajo la amenaza de un sismo, motivo por la cual han optado utilizar el acero para la construcción, por su fácil montaje. En el país ha crecido el uso de placas delgadas de acero doblada en frío en los últimos años. Este tipo de placas son utilizadas en pórticos de medianas y grandes luces, cubiertas de coliseos, piscinas, fábricas; usualmente son sometidas a cargas ligeras y moderadas.

La disponibilidad de una gran variedad de perfiles ha permitido una gran versatilidad en geometrías para el diseño de estructuras.

La presente disertación de grado presentará un análisis comparativo de pórticos con secciones de alma llena conformadas por placas soldadas aplicados a estructuras de pórticos industriales, con los pórticos conformados por perfiles laminados y pórticos en celosía.

La presente disertación complementará la disertación “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.” de Jaime Felipe Luna Ribadeneira y César Andrés Muñoz Navas.

Se realizará un análisis comparativo de pórticos de diferentes longitudes utilizando perfiles conformados de placas soldadas; para revisar las diferencias en peso, costo, constructibilidad; con los pórticos conformados por perfiles laminados y pórticos en celosía.

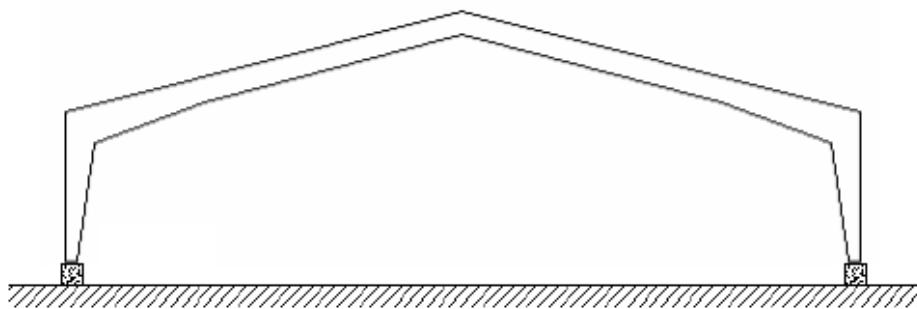


Figura 1.1 Pórtico con Sección de Alma Llena
Fuente: Tipos de Pórticos, Universidad de Sevilla, 2006

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General.

La presente disertación de grado tiene como objeto realizar un análisis comparativo de pórticos secciones de alma llena conformados de placas soldadas, con los pórticos por perfiles laminados y pórticos en celosía.

1.2.2 Objetivos Específicos.

- Analizar estructuralmente pórticos con secciones de alma llena conformadas por placas soldadas aplicados a estructuras de pórticos industriales.
- Diseñar los elementos estructurales del pórtico de acero, recurriendo a los códigos actuales.
- Comparar el comportamiento de las diferentes alternativas de luz del pórtico.
- Efectuar el análisis económico para la propuesta de diseño, establecido en la situación económica del país.

1.3 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO.

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 alojan oficinas de logística y estructuras industriales destinadas al almacenamiento de diferentes tipos de productos no inflamables, entre ellos: domésticos, industriales y agrícolas, así como también maquinaria liviana.

El análisis se basa en la modelación de pórticos con secciones de alma llena conformadas por placas soldadas y pórticos conformados por perfiles laminados y pórticos en celosía a estructuras industriales a estructuras de pórticos industriales, con el fin de obtener un mejor servicio, para lo cual debe cumplir con los requerimientos adoptados por la empresa.



Figura 1.2 Estructura del galpón en la actualidad
Fuente: Aring Construcciones

1.3.1 Requisitos Constructivos y de Diseño.

El proyecto en la actualidad es una estructura industrial de 11 m x 25 m, los pórticos están separados de 6 m entre ejes, las cimentaciones son de 250 m³ de hormigón armado, el contra piso cuenta con 600 m³ de hormigón que incluye colocación y juntas, el sistema de alcantarillado consta de 700 ml, 900 m³ de relleno compactado, 950 m² de mampostería, la fabricación y montaje que consta de 59.000 kg de acero

para estructuras industriales, 30 extractores eólicos instalados y suministros de instalaciones eléctricas generales.

La estructura a modelar tendrá una altura libre para las estanterías de 11.50 m y con una pendiente de 15% para las vigas del pórtico, lo cual será considerado para la cubierta. Se colocarán correas sobre las vigas para que pueda resistir el Steel panel de la cubierta. Se diseñará con hormigón armado la cimentación de acuerdo a los estudios realizados anteriormente del suelo y del análisis estructural.

1.3.2 Estudio de Suelos.

El terreno en la cual está construida la empresa Marglobal, está conformada por arenas y limos arenosos, que con los datos obtenidos la capacidad de carga admisible del suelo varía entre 14 t/m² y 25 t/m². Debido a dichos estudios se recomienda una fundación con una profundidad no menor a dos metros para la cimentación directa, donde la cual la capacidad de carga admisible 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 finalidad del diseño estructural es obtener edificaciones económicas y seguras, lo cual el diseñador deberá conocer la normativa adecuada para el tipo de estructura a considerarse, por lo que deberá conocer del tipo de material, su comportamiento y deberá considerar las diferentes alternativas con las que trabajará en conjunto con el diseñador arquitectónico y los requerimientos del cliente, con lo cual se debe atener a la limitaciones impuestas, para que así se logre un correcto diseño del proyecto.

Para fabricar un proyecto eficiente y económico se debe conocer el proyecto total y diseño de cada uno de sus componentes. El precio en sí implica en la durabilidad de los componentes a usarse en el diseño, ya que las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, y con un adecuado mantenimiento las estructuras duraran indefinidamente.

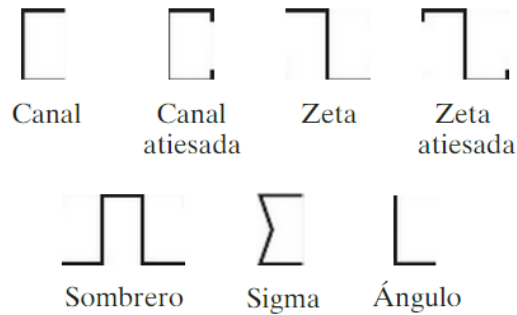


Figura 2.1 Perfiles Laminados en Frío

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD, McCormac, 2002

2.1.2 Diseño por el Método LRFD.

Este método LRFD (Load and Resistance Factor Design = Diseño por Factores de Resistencia y Carga) contiene varias de las características de los procedimientos asociados con el diseño en el criterio de estados límites. Un estado de límite se define ante la capacidad de carga que ofrece la estructura y también se refiere al comportamiento de la estructura con aspectos asociados con el uso y ocupación.

En perfiles laminado en frío se conocen los estados límites, alcanzar la resistencia por fluencia, por pandeo, por postpandeo, desarrollar deformaciones o vibraciones excesivas.

Estados límites establecidos por el método LRFD son:

- Estado Límite de Resistencia. Capacidad de carga de un elemento estructural bajo cargas extremas (pandeo, fractura, fatiga, volteo).

- Estado Límite de Servicio. Comportamiento de un elemento estructural asociada con el uso y ocupación (deflexiones excesivas, deslizamiento vibraciones, agrietamiento).

El método LRFD se enfoca en especificaciones de estados límites de resistencia, ya que la seguridad ocupacional se considera más importante lo que significa que al diseñador se le da más libertad en el área de servicio (uso y ocupación).

2.1.3 Procedimiento de Diseño.

Se realiza para que la estructura cumpla con su función, grado de seguridad razonable y condiciones de servicio adecuadas.

- Estructuración.

Etapa más importante en el diseño del proyecto, ya que se selecciona el material a utilizar, se define el sistema estructural para su correcta funcionalidad y se detallan las dimensiones de los diferentes miembros y conexiones.

- Estimación de solicitaciones.

En esta segunda etapa del proyecto, no se conoce con exactitud las acciones que van a actuar en el sistema estructural durante su vida útil. Entre las acciones se encuentran, cargas permanentes, peso propio de la estructura, cargas accidentales como el viento y el sismo.

- Análisis Estructural.

Es el procedimiento que lleva la determinación del sistema estructural mediante sollicitaciones externas, que conducen al conocimiento de las acciones internas como momentos flexionantes, fuerzas cortantes y axiales.

Para obtener dichos valores se realiza un esquema de las características geométricas principales de la estructura; se dimensionan los miembros y conexiones tomando en cuenta la mano de obra calificada, facilidad de fabricación, manejo y mantenimiento.

- Etapa Final.

En esta etapa se revisa si la estructura cumple adecuadamente con los requisitos, especificaciones de seguridad y sollicitaciones que se estimó.

2.2 DISEÑO DE ELEMENTOS.

Parámetros a seguir para el diseño de estructuras industriales.

2.2.1 Miembros en Tensión

Elementos estructurales que están sujetas a fuerzas axiales causadas por fuerzas estáticas a lo largo de su eje central, miembros sujetos a tensión como armaduras de techos, arriostramientos, miembros usados como tirantes, entre otros.

Un miembro dúctil, sin agujeros y sometido a carga axial de tensión, puede resistir, una carga mayor que al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, sin fracturarse, debido al endurecimiento por deformación.

Un miembro a tensión con agujeros para tornillos, falla en la sección neta que pasa por los agujeros por fractura. Los miembros escogidos deben tener las siguientes propiedades:

- Deberán ser compactas
- Tener dimensiones que concuerden con la relación razonable a las dimensiones de los miembros de la estructura.
- Minimizar el retardo del cortante con las conexiones adecuadas.

No existe límite de esbeltez máxima para miembros a tensión, pero la especificación sugiere que la relación $L/r < 300$.

El propósito de dicha limitación para los miembros a tensión es garantizar que posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones indeseadas. (McCormac, 2002)

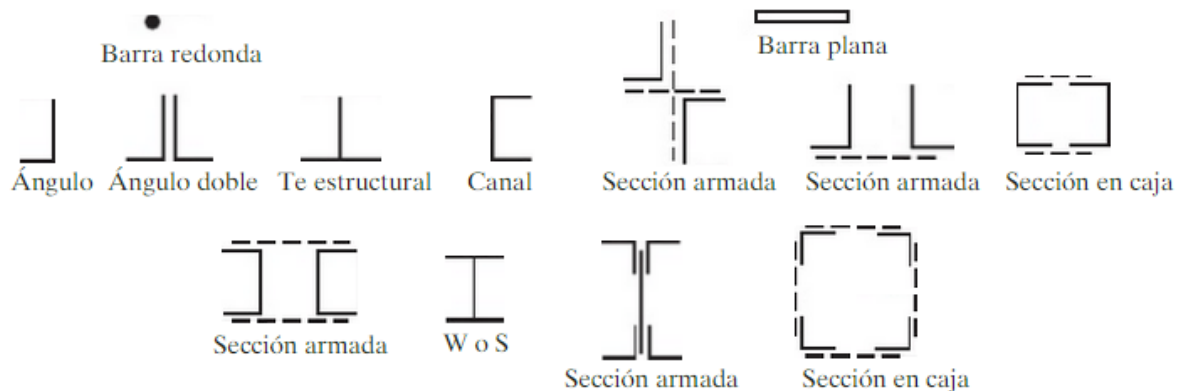


Figura 2.2 Tipos de miembros a Tensión

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD, McCormac, 2002

2.2.1 Miembros en Compresión

Elementos estructurales que están sujetas a fuerzas axiales aplicadas en el eje centroidal. La columna es el miembro que trabaja a compresión más conocido, entre otros tenemos, miembros de arriostamiento, cuerdas superiores de armaduras, patines a compresión de vigas laminadas. Existen tres modos en los cuales los miembros cargados axialmente pueden fallar:

- Pandeo Flexionante. Falla analizada para todos los casos. Los miembros son inestables cuando se someten a flexión.
- Pandeo Local. Falla una parte de la sección transversal del miembro, antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir.
- Pandeo Torsional. Los miembros fallan por torsión o la combinación de pandeo torsional y flexionante.

El pandeo depende de los siguientes factores: tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material y torceduras iniciales en la columna, esfuerzos residuales de fabricación. La relación de esbeltez $KL/r < 200$ para que los factores no se vean afectados.

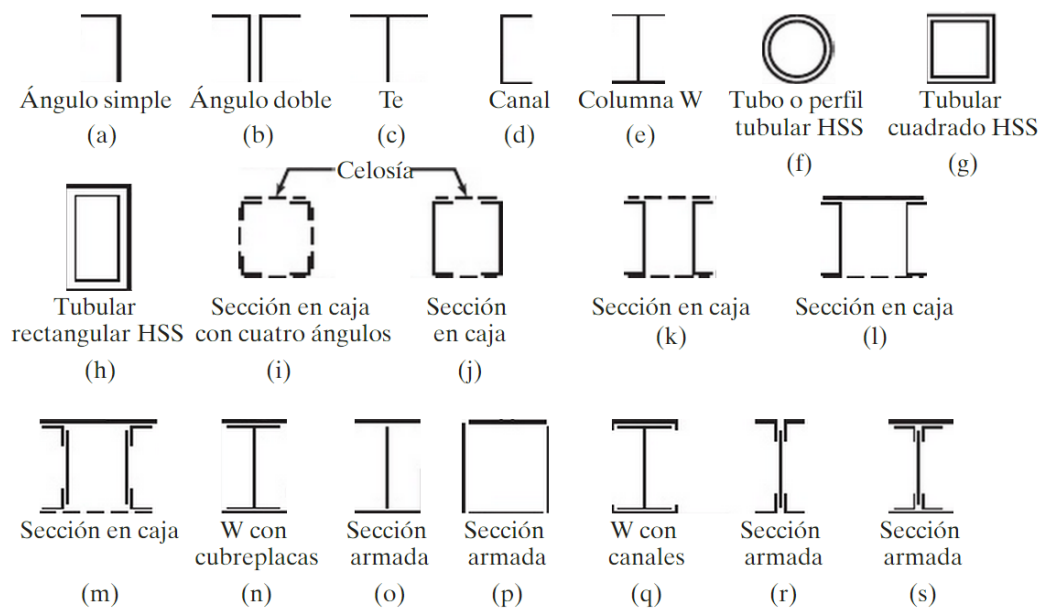


Figura 2.3 Tipos de miembros a Compresión

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD, McCormac, 2002

2.2.2 Miembros en Flexión

Un miembro a flexión está sujeto a cargas perpendiculares a su eje, las que pueden incluir momentos puntuales aplicados en el tramo o los extremos del elemento. Las cargas generan momentos flectores y corte en el miembro, es la viga es el miembro a flexión más conocido.

Existen tres modos principales de falla de los miembros en flexión. Estos son:

1. Plastificación
2. Volcamiento
3. Pandeo local

El modo de falla dominante se juzgará debido a los resultados que corresponda la viga.

La falla por plastificación representa un estado de límite de la sección transversal del miembro en flexión. El acero debe estar en la zona elástica antes de llegar al comportamiento plástico. De esta manera el miembro deberá fallar por inestabilidad, fractura o fatiga.

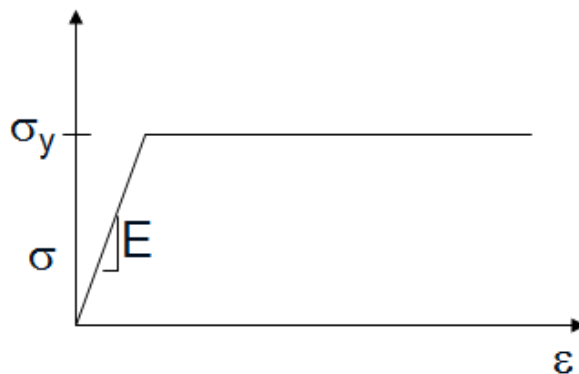


Figura 2.3 Material elástico - perfectamente plástico

Fuente: Programa de Apoyo a la Enseñanza de la Construcción en Acero, Herrera Mardones, 2006

La falla por volcamiento conocido también como pandeo lateral-torsional de la viga.

Los factores más importantes que afectan el pandeo lateral-torsional de una viga son los volcamientos, elástico e inelástico.

Volcamiento Elástico.

Factores que afectan M_{cr} :

- Condiciones de apoyo
- Arriostramientos intermedios
- Relación de inercias
- Cargas aplicadas
- Punto de aplicación de la carga

Volcamiento Inelástico.

Causas:

- Plastificación parcial de la sección
- Tensiones residuales
- Imperfecciones iniciales

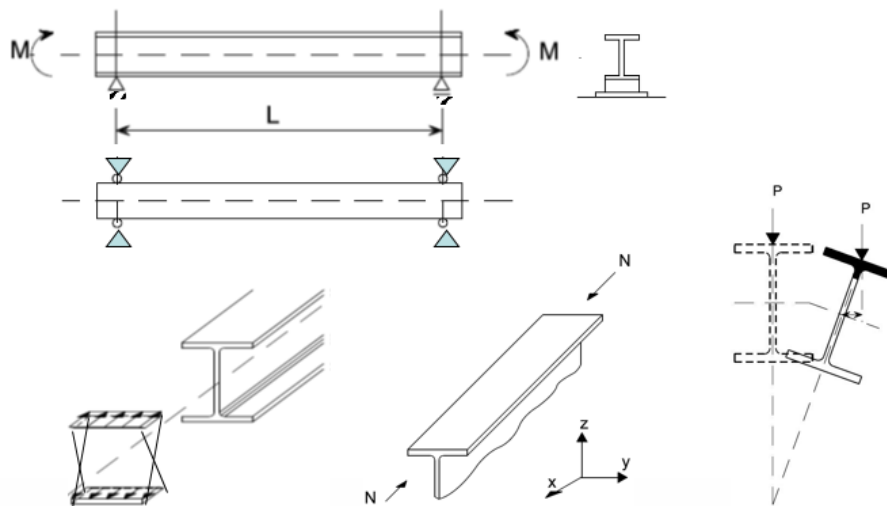


Figura 2.4 *Viga bajo momento uniforme*

Fuente: Programa de Apoyo a la Enseñanza de la Construcción en Acero, Herrera Mardones, 2006

La falla por pandeo local se presenta cuando existe esbeltez en la sección transversal de los miembros, lo que hace que falle por inestabilidad local, ocasionando la falla del miembro completo.

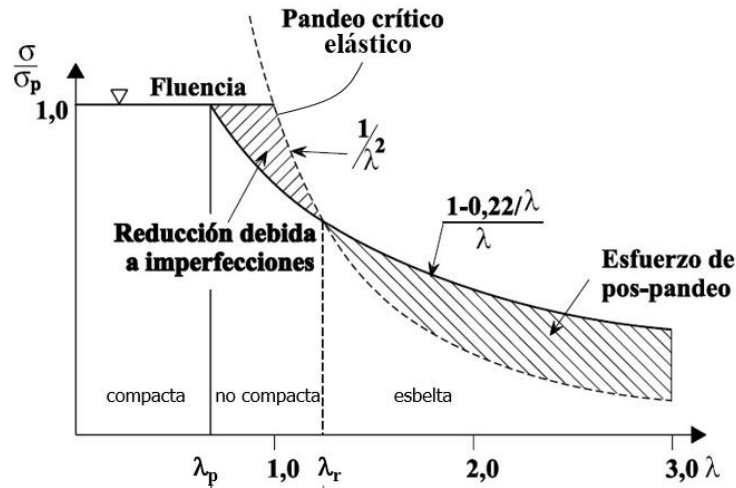


Figura 2.5 Momento nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente, del patín de compresión

Fuente: Programa de Apoyo a la Enseñanza de la Construcción en Acero, Herrera Mardones, 2006

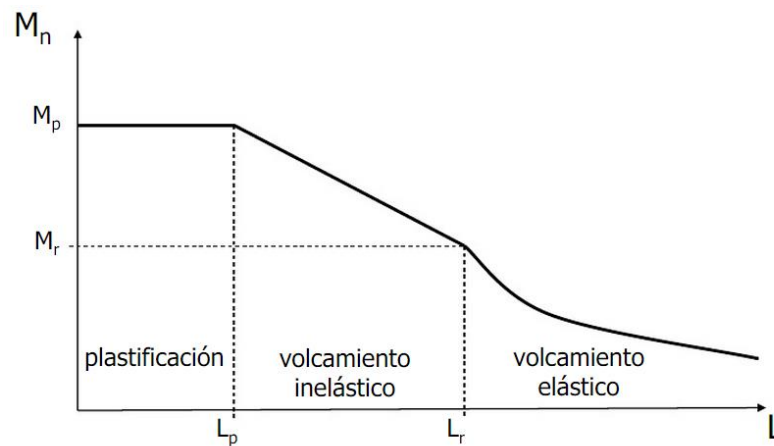


Figura 2.6 Longitudes de Arriostamiento AIS

Fuente: Programa de Apoyo a la Enseñanza de la Construcción en Acero, Herrera Mardones, 2006

2.2.3 Miembros en Flexo – Compresión

Miembros sujetos a compresión axial y flexión son marcos, armaduras y en puntales de muros exteriores. Las columnas son los miembros más comunes que soportan

momentos flexionantes. Pueden ser producidos por cargas transversales o momentos aplicados en los extremos o claros del miembro, lo que significa que son peligrosos ya que incrementan las deflexiones laterales debido a la compresión. Para evitar tales deflexiones se deben diseñar miembros rígidos.

Existen dos métodos de análisis estructural para elementos sometidos a ese tipo de sollicitación. 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)

2.2.4 Diseño de Conexiones.

Las estructuras de acero requieren las conexiones de acuerdo a su grado de rigidez, montaje, sollicitaciones y lugar de ejecución de la obra (obra o taller). Las ventajas y desventajas se toman en cuenta considerando las condiciones específicas y locales del proyecto, como: accesibilidad, transporte, visibilidad de la conexión, disponibilidad de talleres, mano de obra calificada y equipamiento local.

Los tornillos de alta resistencia se pueden apretar hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del tornillo y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción. (McCormac, 2002)

La soldadura tiene la gran ventaja en el área de la economía, se usan menos piezas, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra. Sin embargo, se necesita mano de obra calificada para la soldadura y la inspección.

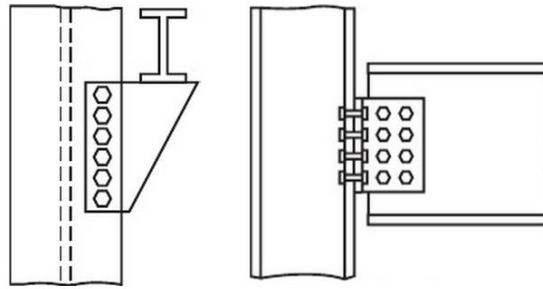


Figura 2.7 Conexiones Apernadas
 Fuente: Uniones y Conexiones, Arquitectura en Acero



Figura 2.8 Conexiones Soldadas (Arquitectura en Acero)
 Fuente: Uniones y Conexiones, Arquitectura en Acero

Clasificación por el tipo de soldadura.

Filete: Está formado para unir una sección transversal formando un ángulo de acuerdo a las especificaciones. Se usan el 80% en conexiones de miembros estructurales.

Penetración parcial: Si no penetra por completo la soldadura entre las placas, o si una placa es más delgada que la otra.

Penetración completa: Si la soldadura atraviesa totalmente las placas, se usa más cuando se requiere que las placas estén en el mismo plano. Aproximadamente el 15% de estructuras son de este tipo de soldadura.

Soldadura de tapón y ranura: Se emplean cuando la longitud de filete no es suficiente para proporcionar toda la resistencia de la conexión. Forman aproximadamente el 5% de las estructuras metálicas.

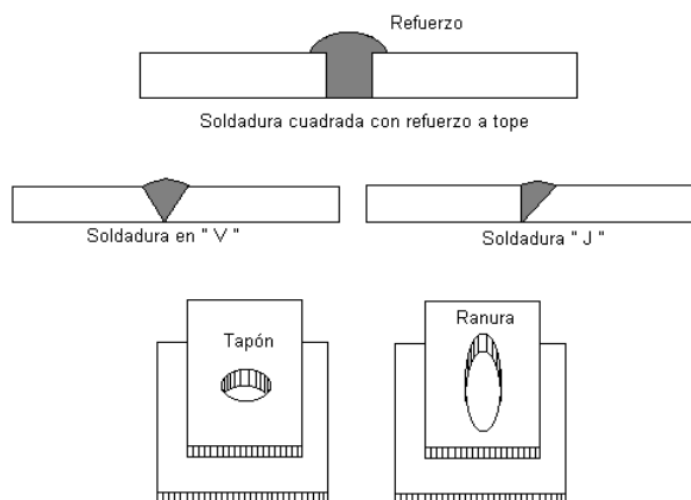


Figura 2.9 Tipos de Soldadura

Fuente: Manual de Aceros Inoxidables para Soldadores, INDURA, 2010

Clasificación por el tipo de junta.

Soldadura a tope: Soldadura de una junta va fijando sus extremos sin acoplarlos.

Traslape: Se sueldan fijando las caras de placas una sobre la otra.

Te: Se van fijando al soldar perpendicularmente las placas metálicas.

De canto: Las caras de soldadura se van fijando con los extremos de las caras. Es parecida a la soldadura de tope.

En esquina: Se suelda perpendicularmente en las esquinas, y se van fijando las partes de los miembros.

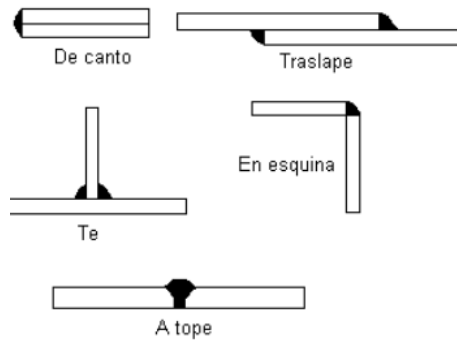


Figura 2.10 Tipo de juntas de la Soldadura

Fuente: Manual de Aceros Inoxidables para Soldadores, INDURA, 2010

Clasificación por la posición de la soldadura.

Soldadura plana, Filete plano, Penetración vertical, Fileta vertical, Filete de cabeza, Soldadura de penetración de cabeza.

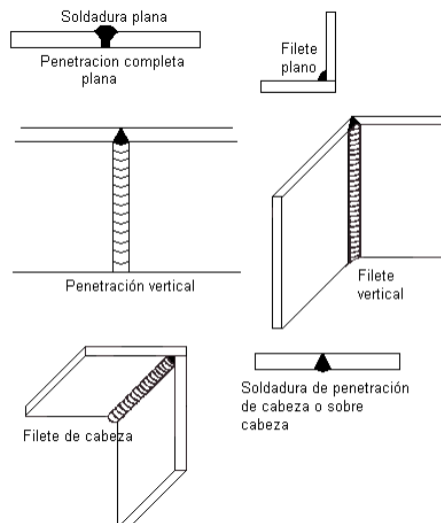


Figura 2.11 Posición de la Soldadura

Fuente: Manual de Aceros Inoxidables para Soldadores, INDURA, 2010

2.2.5 Cimentación

La cimentación es parte de la estructura conocida como subestructura, cuya función es transmitir y distribuir las cargas de la edificación al suelo. Además es un elemento de enlace y en su diseño ha de tomarse en cuenta tanto las características de la edificación, como las del terreno.

Estos factores deben ser examinados para definir cuál es la solución técnica que mejor convenga y se adapte al tipo de problema. De hecho se podrá resolver de varias formas, todas igualmente satisfactorias, pero lo más importante es la seguridad, resistencia y economía para el proyecto.

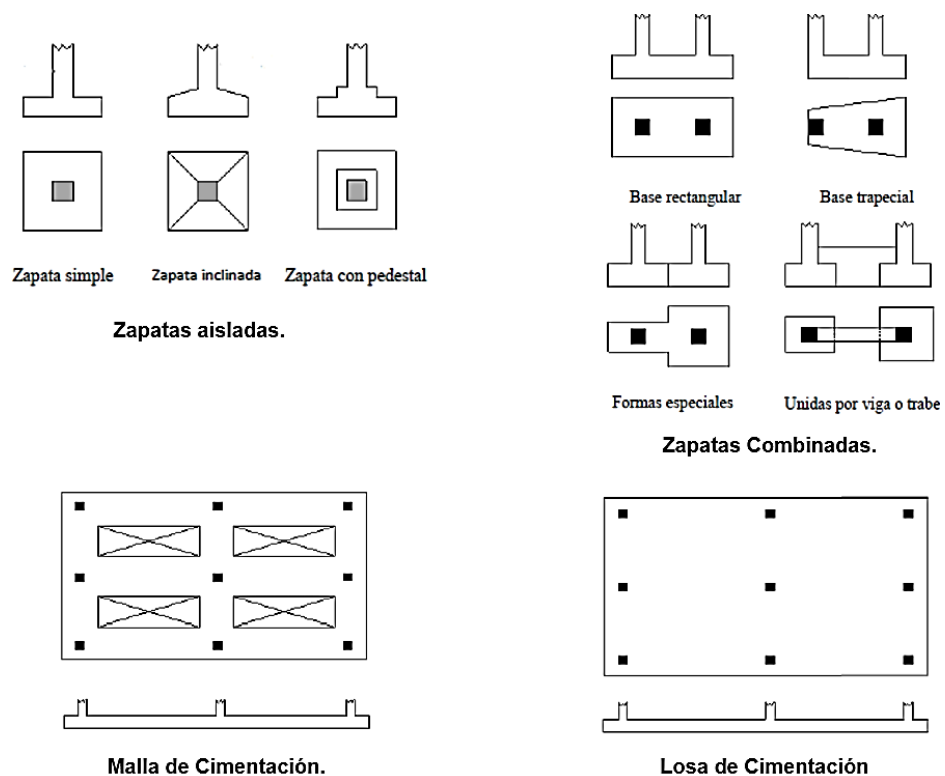


Figura 2.12 Clasificación de las Cimentaciones
 Fuente: Apuntes de Cimentaciones, Ing, Patricio Torres, 2014

Para el diseño y construcción de la cimentación, se utilizó Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11).

Lo primordial para el diseño de cimentación es suponer que son rígidas, lo que da como resultado una zapata resistente por el hormigón sin necesidad de reforzar por el efecto de corte. La distribución de presiones puede ser razonablemente asumida que varía linealmente, reemplazando esfuerzo con áreas complejas por figuras geométricas sencillas con efectos razonablemente equivalentes.

Para el diseño a corte en plintos de hormigón armado, se busca que el hormigón resista este esfuerzo, ya que con esto generalmente se determina el peralte de la cimentación. Se conocen dos tipos de cortantes: corte unidireccional o de viga ancha y corte bidireccional o de punzonamiento.

2.2.6 Cubierta para Estructuras Industriales.

La cubierta es la parte de la estructura industrial importante, que constituye la cubierta de la misma; la colocación más utilizada es mediante placas ligeras que apoyan directamente sobre las correas, las cuales a su vez se apoyan en las cerchas o dintel de los pórticos. Además para garantizar la seguridad longitudinal de la estructura industrial, en las luces de los dinteles se colocan arriostramientos que están conformados por correas, las vigas de celosía en las cubiertas. Las cubiertas de las estructuras industriales son placas ligeras que son apoyadas directamente sobre las correas.

El material de la cubierta debe poseer: Impermeabilidad, larga duración, aislamiento térmico y peso reducido.

Las cubiertas para estructuras industriales más comercializadas son: Planchas onduladas de fibro-cemento, planchas de acero galvanizado, planchas de aluminio, placas traslúcidas.

SECCIÓN TRANSVERSAL ONDULADA



SECCIÓN TRANSVERSAL TRAPEZOIDAL



SECCIÓN TRANSVERSAL ACANALADA



Figura 2.13 para Estructuras Industriales
Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Las cargas que actúan sobre la cubierta son:

- Peso propio de las chapas de la cubierta.
- Peso propio de los anclajes.
- Peso propio de las correas.
- Sobrecarga de nieve.
- Sobrecarga de viento.

- Sobrecarga de uso.
- Efecto sísmico.

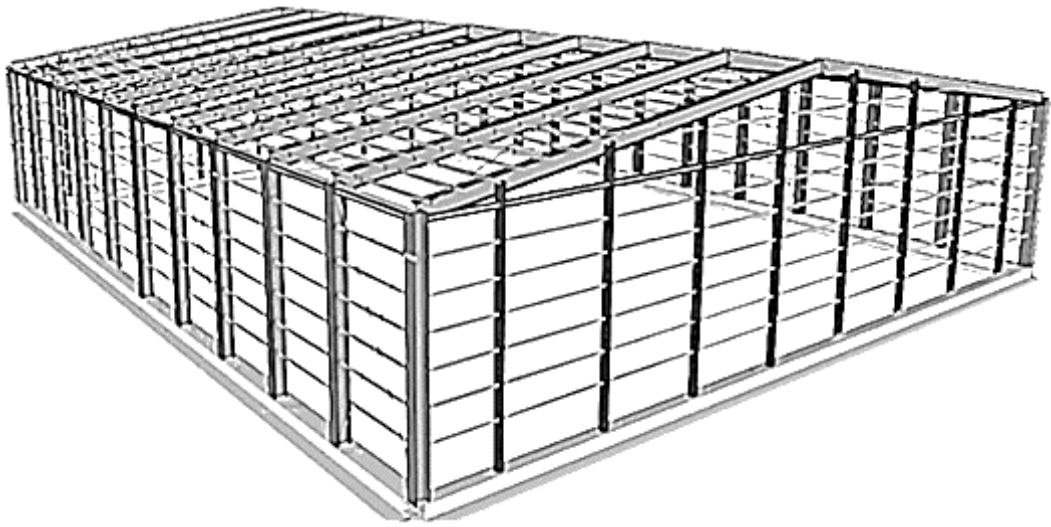


Figura 2.14 Estructuración de cubierta para nave industrial
Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

2.3 PÓRTICOS DE SECCIÓN DE ALMA LLENA CONFORMADAS EN FRÍO PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES

El diseño de esta estructura está conformada principalmente por secciones de dos tipos: laminados o armados. Se usaran perfiles conformados, que están formados por varios elementos planos ensamblados entre sí, con los perfiles armados se podrá diseñar con grandes luces.

Los perfiles de acero con secciones de alma llena conformadas por placas soldadas, se fabrican doblando delgadas láminas de acero de bajo carbono o baja aleación en cualquier sección transversal deseada. En general el uso del material delgado y el proceso de

formación de los perfiles laminados en frío son diferentes de aquellos que se utilizan en los perfiles laminados en caliente.

Debido a que el espesor es pequeño en relación a su ancho, estos perfiles están sometidos a compresión, cortante o aplastamiento, lo que resulta que el pandeo es uno de los criterios más importantes en el diseño.

Pórtico Especial. Presentan mayor capacidad de disipación de energía, debido a eso se diseña con un factor de reducción de respuesta estructural elevado ($R=8$). Se desarrollan deformaciones principales en las vigas y en menor medida en las columnas. Se exige una rotación inelástica menor, para lo cual se requiere el uso de conexiones precalificadas.

Pórtico Intermedio. Presentan una capacidad de disipación de energía moderada, para lo cual se diseña con un factor de reducción de respuesta estructural menor que el especial ($R=4.5$). Se espera que las deformaciones principales sean en las vigas. Los requisitos son menos estrictos que pórticos especiales.

El pórtico a diseñar es un pórtico ordinario o convencional, ya que se perfila especialmente para soportar rotaciones plásticas limitadas, menores que las esperadas en pórticos especiales o intermedios. El factor de reducción de respuesta estructural es reducido ($R=3.5$) debido a la menor capacidad de disipación de energía que presenta este tipo de pórticos. (Diseño sismorresistente de construcciones de acero., 2005)

2.3.1 Diseño de Pórticos con Sección de Alma Llena.

Esta sección está basada con en las *Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero - Asociación Latinoamericana del Acero 2010*, porque es necesario el uso de las fórmulas de las especificaciones de acuerdo a cada perfil, para el análisis comparativo de pórticos con secciones de alma llena con perfiles conformados.

Para la modelación de este tipo de pórtico se utilizaron perfiles tipo I conformados, de tal forma que los perfiles previamente seleccionados cumplan con las especificaciones recomendadas por el manual de Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, bajo el método de diseño del Factor de Carga y Resistencia (LRFD). Estas recomendaciones corresponden al diseño a tensión y compresión, se detallan a continuación.

Miembros Armados.

Para límites en el espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo consistentes en una plancha y un perfil o dos planchas, ver Sección J3.5.

Nota: Las dimensiones en (a) y (b) no se aplican para elementos consistentes en dos perfiles en contacto continuo.

2.3.1.1 DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN.

E7. MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS.

Límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \text{ (o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25) \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

Donde

F_e = tensión crítica de pandeo elástico.

Q = factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos en compresión = 1,0 para miembros sin elementos esbeltos, para elementos en compresión uniforme.

= $Q_s Q_a$ para miembros con secciones de elementos esbeltos, para elementos en compresión uniforme.

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Q_s .

El factor de reducción Q_s para elementos esbeltos no atiesados se define a continuación:

- (b) Para alas, ángulos, y planchas proyectadas de columnas armadas u otro miembro en compresión:

(ii) Cuando $0,64\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1,415 - 0,65\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

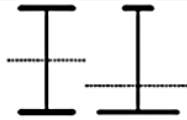
(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 1,17\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0,90Ek_c}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad 0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

2.3.1.2 DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN.

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR.

TABLA Notas F1.1				
Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB, TFY
<p>Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto</p>				

1. Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pc}M_{yc} = R_{pc}F_yS_{xc}$$

donde

M_{yc} = momento de fluencia en el ala en compresión, T-m. (N-mm)

2. Pandeo Lateral-Torsional

- (a) Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional
 (b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$,

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

- (c) Cuando

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc}$$

Donde:

$$M_{yc} = F_y S_{xc}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2}$$

La longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, L_p , debe ser determinada como:

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

La longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo inelástico lateral-torsional, debe ser determinada como:

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresión

- (a) Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala en compresión.
 (b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

- (c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = \frac{0,9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2}$$

Donde:

F_L = es definido en Ecuaciones F4-6a y F4-6b.

R_{pc} = es el factor de plastificación del alma, determinado por Ecuación F4-9.

k_c = $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ y no debe tomarse menor que 0,35 ni mayor que 0,76 para propósito de cálculo.

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{r_x}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad 0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

r_{yf} = r_x es la esbeltez límite para ala no compacta, tabla D4.10

F7. PERFILES TUBULARES CUADRADOS Y RECTANGULARES

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala, y pandeo local del alma en flexión pura.

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z$$

donde

Z = módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión, cm^3 (mm^3).

2. Pandeo Local de Ala

(a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.

(b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3,57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4,0 \right) \leq M_p$$

(c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_y S_{eff}$$

donde:

S_e = módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del ala en compresión calculado como:

$$b_e = 1,92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0,38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b$$

3. Pandeo Local de Alma

- (a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- (b) Para secciones con almas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0,305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0,738 \right) \leq M_p$$

2.3.1.3 DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE.

G2. MIEMBROS CON ALMAS NO ATIESADAS O ATIESADAS.

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

- (b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina de la siguiente manera:

(i) Cuando $h/t_w \leq 1,10 \sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = 1,0$$

(ii) Cuando $1,10 \sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1,37 \sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1,10 \sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$$

(iii) Cuando $h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

Donde

A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, dt_w , cm^2 (mm^2)

h = para secciones laminadas, la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina, cm (mm); para secciones armadas soldadas, la distancia libre entre alas, cm (mm); para secciones armadas apernadas, la distancia entre líneas de sujetadores, cm (mm); para secciones T, la altura total, cm (mm)

t_w = espesor del alma, cm (mm)

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

(i) Para almas sin atiesadores transversales y con $h/t_w \leq 260$:

$$k_y = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_y = 1,2$.

(ii) Para almas atiesadas:

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

donde

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

G5. TUBOS DE SECCIÓN RECTANGULAR Y CAJÓN.

La resistencia de corte nominal, V_n , de tubos rectangulares y cuadrados debe ser determinada usando las disposiciones de la Sección G2.1 con $A_w = 2ht$

donde:

h = el ancho resistente a la fuerza de corte, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado, cm (mm)

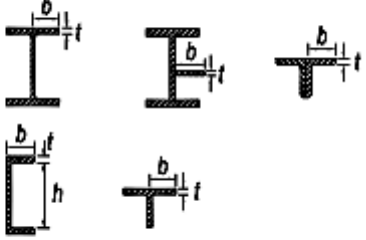
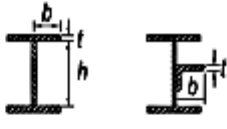
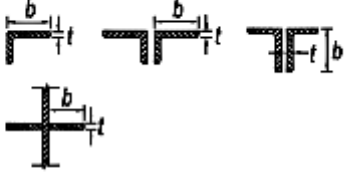

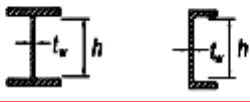

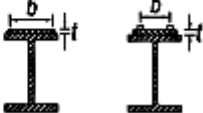


t = espesor de diseño de la pared, igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared para HSS soldadas por resistencia eléctrica (ERW), o espesor nominal para HSS soldadas mediante arco-sumergido (SAW), cm (mm)

$t_w = t$, cm (mm)

$k_v = 5$.

Si el radio de esquina es desconocido, h debe tomarse como la respectiva dimensión exterior menos tres veces el espesor.

Tabla 3.1 Razones Ancho – Espesor: Elementos en compresión
Miembros Sujetos a Compresión Axial

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_c (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos	
Elementos No-Atiesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^[a]	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t _w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atiesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, Norma Chilena, 2010

Tabla 3.2 Razones Ancho – Espesor
Elementos en Compresión de miembros en flexión

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos	
			λ_p (compacto-no compacta)	λ_c (esbelto-no esbelto)		
10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Elementos No-Atiesados	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^{(a) (b)}	
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c}{t_w} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ^(c) $\left(\frac{0.54 M_x}{M_y} - 0.09 \right)^2 \leq \lambda_c$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20	Tubos redondos.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, Norma Chilena, 2010

2.3.1.4 DISEÑO DE CONEXIONES.

J. DISEÑO DE CONEXIONES.

1. Disposiciones Generales.

1.1 Ubicación de Soldaduras y Pernos.

Los grupos de soldaduras y pernos deben transmitir la carga axial de tal manera que el centro de gravedad del grupo coincida con el centro de gravedad del miembro.

2. Soldaduras.

2.1 Soldadura de Filete.

2.1.1 Área Efectiva.

Será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva, lo que debe ser la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura.

2.1.2 Limitaciones.

Tabla 3.3. Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete

Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^[a] , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Fuente: Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, Norma Chilena, 2010

$$\beta = 1,2 - 0,002(L/w) \leq 1,0$$

Donde

L = longitud existente de la soldadura en los extremos cargados, mm

w = tamaño de la soldadura, mm

2.2 Resistencia.

La resistencia de diseño, ϕR_n o la resistencia admisible, de juntas soldadas debe ser el valor menor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límites de ruptura en tracción y ruptura en corte y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia, como se menciona a continuación:

Para el metal base

$$R_n = F_{nBM} A_{nBM}$$

Donde

F_{nBM} = tensión nominal del metal base, kgf/cm² (MPa)

A_{nBM} = área de la sección transversal del metal base, cm² (mm²)

Tabla 3.4 Resistencia Disponible de Juntas Soldadas T (kN)

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{nBM} o F_{nv}) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{eM} o A_{we}) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte ^[a] ^[b]
Compresión Columna a plancha base y empalmes de columna diseñadas por Sección J1.4(a)	No se necesita considerar la tensión de compresión en el diseño de soldaduras que conectan las partes.				resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
Compresión Conexiones de miembros diseñados para soportar que no sean columnas como se describe en Sección J1.4(b)	Base	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,60 F_{Exx}$	Ver J2.1a	
Compresión Conexiones no terminadas para soporte	Base	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,90 F_{Exx}$	Ver J2.1a	
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Corte	Base	Gobernado por J4			
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{Exx}$	Ver J2.1a	
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESMIADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{Exx}$ ^[c]	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA					
Corte Paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{Exx}$	Ver J2.3a	
^[a] Para metal de soldadura compatible con metal base ver la Sección 3.3 de AWS D1.1. ^[b] Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia un nivel mayor que aquel compatible con metal base. ^[c] Se pueden usar metales de aporte con un nivel de resistencia menor que aquel compatible con metal base para soldaduras de tope entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde la alta condición de restricción es una preocupación. En estas aplicaciones, la junta soldada puede ser detallada y la soldadura puede ser diseñada utilizando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 0,80$, $\Omega = 1,88$ y $0,60 F_{Exx}$ como resistencia nominal. ^[d] Alternativamente, se permiten las disposiciones de la Sección J2.4(a) cuando se considera la compatibilidad de deformaciones de los variados elementos de soldadura. Alternativamente, las Secciones J2.4(b) y (c) son aplicaciones especiales de la Sección J2.4(a) que proveen la compatibilidad de deformación.					

Fuente: Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, Norma Chilena, 2010

J3.5 Distancias a los Bordos y Espaciamiento Máximo.

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno o remache hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración < 150mm. El espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo consistentes de un perfil o dos planchas debe ser la siguiente:

- (a) Para miembros pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder de 24 veces el espesor de la plancha más delgada o 305mm.
- (b) Para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la plancha más delgada o 180mm.

Planchas de asiento deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia entre las líneas de soldadura o sujetadores conectándolas a los componentes del miembro. El espesor de tales planchas de asiento no debe ser menor que un quinto de la distancia entre estas líneas. El espaciamiento longitudinal de soldaduras o sujetadores intermitentes en planchas de asiento no debe exceder de 15 cm (150 mm).

Nota: El espaciamiento longitudinal de conectores entre componentes, de preferencia, debería limitar la razón de esbeltez en cualquier componente entre conectores al valor de 300.

CAPITULO III CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.

3.1 CARGAS

Las cargas son aquellas fuerzas que se aplican sobre la estructura, de tal manera que actúen de acuerdo a su intensidad, permanencia y posición. Se deben hacer estudios para definir donde se ubicaran las cargas, y así no dejar a un lado una condición potencial de falla.

Las cargas y combinaciones de cargas serán definidas por la normativa de edificación aplicable. Las cargas y combinaciones serán las estipuladas con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y con las especificaciones “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” (ASCE 7-10). Para propósitos de diseño, las cargas nominales serán aquellas estipuladas en la normativa de edificación aplicable.

3.1.1 Carga Muerta.

Las cargas muertas son cargas que permanecen fijas en un mismo lugar. Éstas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ella. Para una estructura de acero, se define como carga muerta toda la estructura. Para diseñar una estructura se consideran los pesos o cargas muertas de las diversas partes.

Las dimensiones y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se hace el análisis estructural y se seleccionan los miembros de la estructura.

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

3.1.1.1 Peso Propio.

Se toman en cuenta todos los pesos de los elementos de la estructura con la ayuda del programa computacional SAP200.

CM1= variable

3.1.1.2 Cubierta.

Se usarán paneles de acero galvanizado aislado tipo SSR (Standing Seam Roof), de tal forma se apoyara en las correas formando el sistema de cubierta. Este tipo de cubierta es ideal para estructuras industriales mejorando su hermeticidad e impermeabilidad.

Se considerará un panel con un peso aproximado de 10 kg/m² y de 0.40 mm de espesor, ya considerando el efecto de traslape y accesorios.

CM2= 10.0 kg/m²

3.1.1.3 Instalaciones.

Se consideran como principales para el diseño de la estructura industrial: instalaciones eléctricas, ventilación, sistemas contra incendios, etc. los cuales se estima 10.0 kg/m² de carga muerta que generará adicionalmente.

$$CM_3 = 10.0 \text{ kg/m}^2$$

La carga muerta total aplicada a la estructura industrial será:

$$CMT = CM_1 + CM_2 + CM_3$$

$$CMT = \text{variable} + 10.0 \text{ kg/m}^2 + 10.0 \text{ kg/m}^2$$

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

Las cargas ingresadas en el programa computacional serán la de cubierta e instalaciones, que serán aplicadas únicamente en las correas, que a su vez transmitirán esas cargas al pórtico en sí.

$$CM = CM_2 + CM_3$$

$$CM = 10.0 \text{ Kg/m}^2 + 10.0 \text{ kg/m}^2$$

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

Para colocar esta carga por longitud uniformemente distribuida en las correas se necesita el ancho cooperante.

$$q_M = CM \times A_i$$

Donde:

q_M = carga muerta de cubierta e instalaciones.

CM = carga muerta por longitud uniformemente distribuida en cada correa.

A_i = ancho cooperante para cada correa.

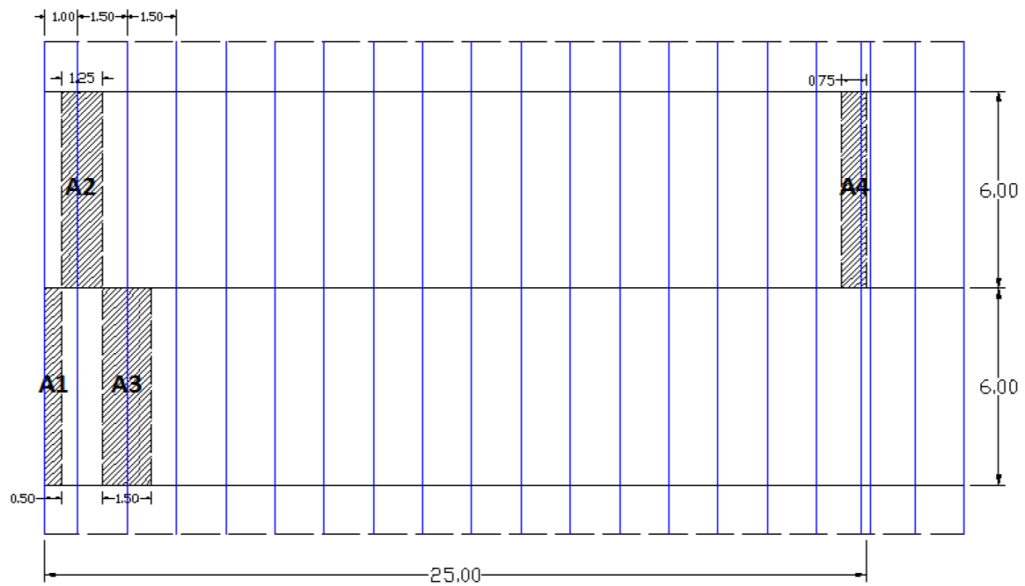


Figura 4.1 Pórticos con Sección de Alma Llena. Ancho Cooperante de correa.

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Tabla 4.1 Carga muerta por longitud uniformemente distribuida.

	Ancho cooperante (m)	CM (kg/m ²)	qM (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

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

3.1.2 Carga Viva.

Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Son cargas que se mueven bajo su propio impulso como camiones, gente, grúas, etc., se denominan:

3.1.2.1 Cargas de piso.

Cargas mínimas por gravedad que deben usarse en el diseño de edificios especifican claramente en los códigos de construcción.

3.1.2.2 Cargas de tránsito en puentes.

Los puentes están sujetos a una serie de cargas concentradas de magnitud variable causadas por grupos de caminos o ruedas de trenes.

3.1.2.3 Cargas de impacto.

Causadas por la vibración de las cargas móviles o movibles.

Tabla 4.2 Factores de Impacto para carga viva

Maquinaria para elevador	100 %
Maquinaria impulsada por motores	100 %
Maquinaria reciprocante	

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

3.1.2.4 Cargas longitudinales

Son otro tipo de cargas vivas que necesitan considerarse en el diseño de ciertas estructuras.

3.1.2.5 Otras cargas vivas.

Presión del suelo, presión ejercida por la tierra en muros o las subpresiones sobre las cimentaciones.

Presión hidrostática, presión hidráulica contra las presas, presión de levantamiento sobre tanques y estructuras de sótanos.

Fuerzas térmicas y centrífugas, causadas por cambios de temperatura y por efectos curvos en puentes, respectivamente.

1. Cargas ambientales:

1.1 Nieve,

1.2 Lluvia,

1.3 Carga de Viento,

1.4 Cargas sísmicas

Para las estructuras industriales se consideran las cargas vivas y cargas ambientales, como: carga de mantenimiento (uso), carga de lluvia, carga de hielo (granizo), carga de ceniza volcánica, etc. las cuales ejercen la carga directamente sobre la cubierta.

Las cargas ambientales o también conocidas como cargas especiales, son las más difíciles de estimar debido a que no se sabe con exactitud cuánto generan estas cargas sobre las estructuras.

La carga de viento es la carga que probablemente más afecte a la estructura, ya que ejerce una presión o succión sobre la superficie de la misma. La intensidad de la carga de viento varía dependiendo de la localidad, altura sobre nivel del mar y el tipo de terreno en que está rodeada la estructura.

Con las especificaciones ASCE 7-10 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se podrán estimar estas cargas.

Tabla 4.3 Carga de acuerdo al uso ocupacional (NEC, 2013)

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		8.90

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2013

En región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.

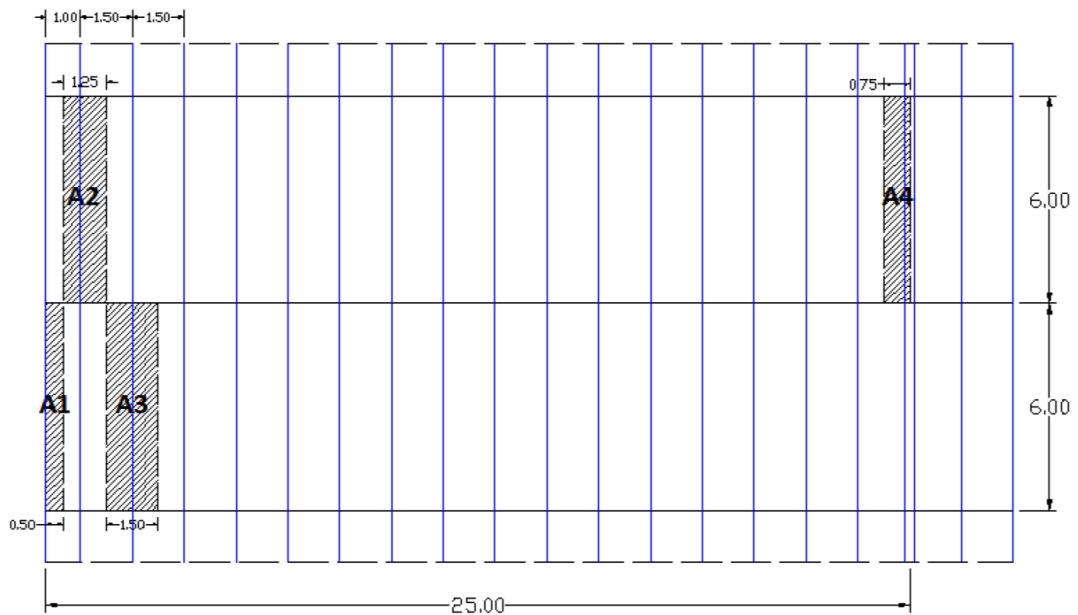


Figura 4.3 Pórticos con Sección de Alma Llena. Ancho Cooperante de correa.
 Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Tabla 4.4 Carga viva por longitud uniformemente distribuida.

	Ancho cooperante (m)	CV (Kg/m ²)	qV (Kg/m)
A1	0.50	100.00	50.00
A2	1.25	100.00	125.00
A3	1.50	100.00	150.00
A4	0.75	100.00	75.00

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Reducción de carga viva en cubiertas planas, inclinadas y curvas; se lo hace por área colaborante o pendiente, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2013 (NEC-13) establece una carga mínima de 0.70kN/m², y no se permite reducción de la carga viva para prevenir caídas de granizo o ceniza, desde una cota de 1000 m.s.n.m; caso contrario, en el ASCE-7 establece como carga básica 1kN/m².

$$L_r = L_o R_1 R_2 \text{ donde } 0.60 \leq L_r \leq 1.00$$

Dónde:

Lr Sobrecarga reducida de cubierta en proyección horizontal, Kn/m²

Lo Sobrecarga no reducida de cubierta en proyección horizontal, Kn/m²

R1 y R2 Factores de reducción de conformidad con las siguientes tablas:

Tabla. Factores de reduccion R1

Condición	R1
$A_T \leq 18.00m^2$	1
$18.00m^2 < A_T < 56.00m^2$	$1.2 - 0.011AT$
$A_T \geq 56.00m^2$	0.6

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Dónde:

AT Área tributaria en metros cuadrados soportada por el elemento

Tabla. Factores de reduccion R2

Condición	R1
$F \leq 33.33\%$	1
$33.33\% < F < 100\%$	$1.2 - 0.006F$
$F \geq 100\%$	0.6

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Dónde:

F Pendiente de la cubierta (%)

Al tratarse de una norma que se debe regir, contiene pequeñas inconsistencias, que al momento de aplicar la reducción de carga en la región costera no van a influir considerablemente en el proceso de cálculo, debido a que existe una variación de 0.3 kN/m²; lo que también sucede con el ASCE-7, donde su rango de diferencia es 8 psf (0.38 kN/m²), pero la reducción se aplica al diseño de miembros rígidos con el fin de establecer continuidad, se aplicará a tramos adyacentes o para tramos alternos, lo que produce el mayor efecto de carga desfavorable.

3.1.2.6 Carga de Viento

Debido a que los componentes y elementos de la estructura industrial no son modelados en el programa computacional SAP2000, se enfocará únicamente en el sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV) de la estructura.

Este sistema se presenta en el código ASCE 7-10, que trata en el Capítulo 27 sobre el diseño del sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV) de las edificaciones, sus componentes y elementos de revestimiento, lo cual consiste en separar cargas de viento aplicadas en barlovento, sotavento y paredes laterales; los cuales se presenta a continuación.

Tabla 4.5 Determinación de la categoría de riesgo según el tipo de ocupación de la edificación. - Tipo de Ocupación de la Estructura

Uso u ocupación de los edificios y estructura.	Categoría de riesgo.
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de fallo.	I
Todos los edificios y otras estructuras, excepto los enumerados en las categorías de riesgo I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras, cuyo fallo podría suponer un riesgo substancial para la vida humana.	III
Edificios y otras estructuras, no incluidos en riesgo categoría IV, con potencial para causar un impacto económico substancial andor masa la interrupción de la vida civil cotidiana en caso de fallo.	
Edificios y otras estructuras no incluidas en la categoría de riesgo IV (incluyendo pero no limitado a, instalaciones de fabricación, procesan, manejan, almacenan, utilizan o disponen de sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o explosivas donde su cantidad excede una cantidad umbral establecida por la autoridad competente y	

personas que representan una amenaza para el público si se libera.	
Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.	IV
Edificios y otras estructuras, cuyo fallo podría plantear un peligro sustancial para la comunidad.	
Edificios y otras estructuras (incluyendo pero no limitado a, instalaciones de fabricación, procesan, manejan, almacenan, usan o disponen de sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos o residuos peligrosos) que contiene cantidades de personas de sustancias altamente tóxicas donde la cantidad sobrepase un umbral establecido por la autoridad competente para ser peligroso para el público si se libera y personas representan una amenaza para el público si se libera.a	
Edificios y otras estructuras necesarias para mantener la funcionalidad de otras estructuras de riesgo categoría IV.	
a Edificios y otras estructuras que contienen tóxicos, muy tóxicos o explosivos será elegibles para la clasificación a una categoría de riesgo inferior si se puede demostrar a satisfacción de la autoridad competente por una evaluación de riesgo como se describe en la sección 1.5.2 que una liberación de las sustancias es acorde con el riesgo asociado a esa categoría de riesgo.	

Fuente: American Society of Civil Engineers, ASCE 7-10, 2010

- **Determinación de la velocidad básica del viento “V”.**

La empresa Marglobal está ubicada en la parroquia Calderón, cantón Quito, provincia de Pichincha, que según los datos de Isotacas de la República del Ecuador, la velocidad básica del viento es de 17.00 m/s (61.20 Km/h).

Sin embargo en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), especifica que la velocidad del viento no será menor a 75 Km/h (20.83 m/s). $V = 20.83 \text{ m/s}$

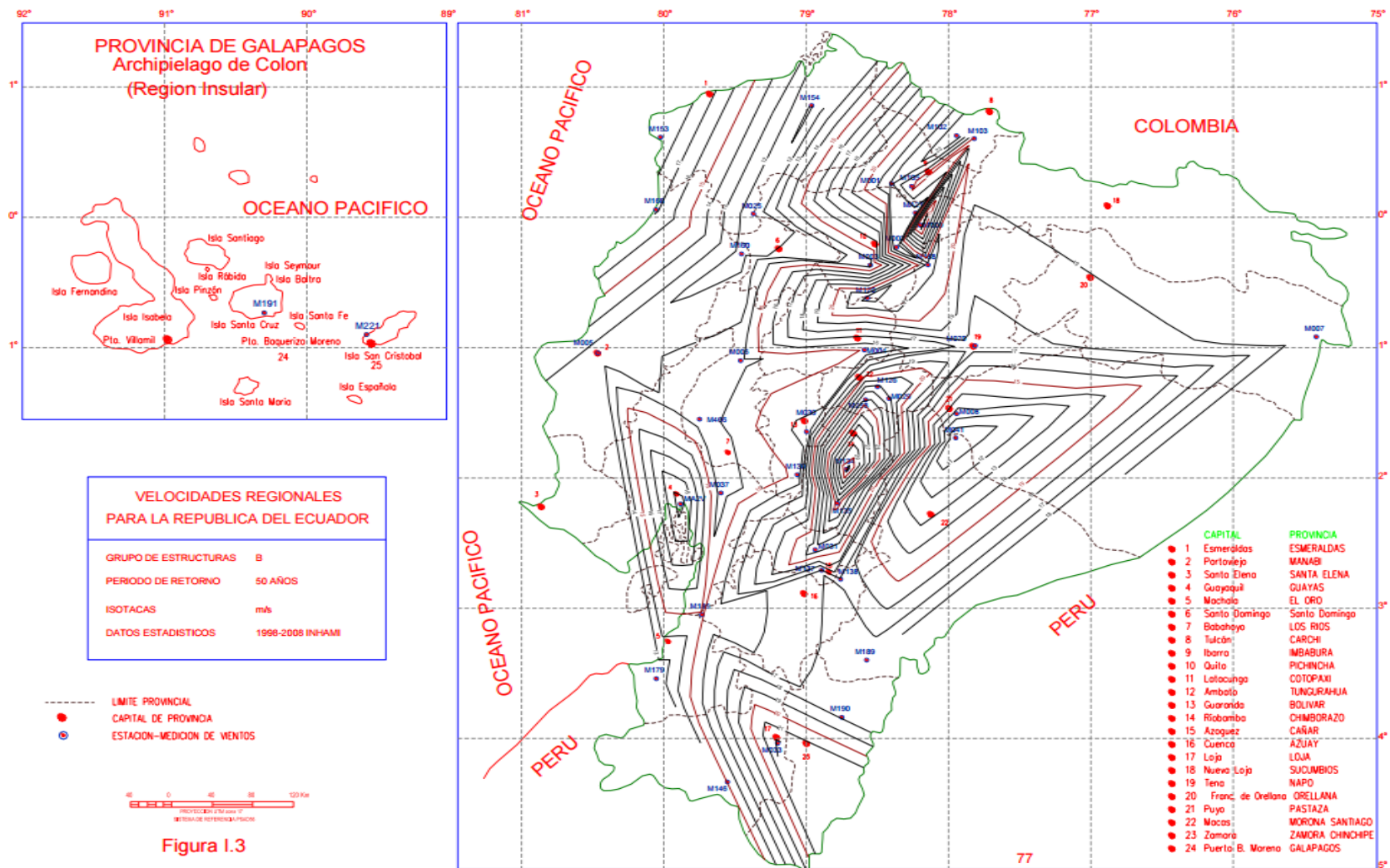


Figura 4.4 Mapa Isotacas del Ecuador.
Fuente: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI, 2013)

- Determinar los parámetros de carga de viento.

Determinación del factor de direccionalidad del viento “Kd”.

Tabla 4.6 Factor de direccionalidad

Tipo de Estructura	Factor de direccionalidad “Kd”
Edificios	
Fuerza principal del viento de sistema de resistencia	0.85
Componentes y revestimientos	0.85
Techos de arco	0.85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Plaza	0.9
Hexagonal	0.95
Ronda	0.95
Sólidos y sólidos muros independientes	0.85
Muestras independientes y adosadas	
Señales abiertas y marco del enrejado	0.85
Torres de atado	
Triangular, cuadrada, rectangular	0.85
Otras secciones	0.95

Fuente: American Society of Civil Engineers, ASCE 7-10, 2010

Sistema principal resistente a fuerzas de viento (SPRFV) es 0.85.

$$K_d = 0.85$$

Determinación del tipo de exposición de la edificación.

Tabla 4.7 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.

Fuente: American Society of Civil Engineers, ASCE 7-10, 2010

Determinación del factor topográfico “Kzt”.

Se estimaron condiciones del terreno como colinas aisladas, o escarpes, lo que el factor topográfico depende de las características de cada uno de ellas. Para la estructura industrial se estimó un factor topográfico igual a 1, debido a no encontrar dichas condiciones especiales en el terreno.

$$K_{zt} = 1.00$$

Determinación del factor de efecto de ráfaga “G”.

Este factor depende de la rigidez de la estructura, para edificaciones de poca altura se pueden considerar rígidas siempre y cuando cumplas con lo siguiente:

- Altura media de la cubierta menor o igual a 18 m.
- Altura media de la cubierta no exceda la menor dimensión horizontal de la edificación.

La estructura industrial del proyecto a estudiarse, cumple con las condiciones, quiere decir que el factor de efecto de ráfaga es igual a 0.85.

$$G = 0.85$$

Clasificación de la edificación según sus aberturas.

Tabla 4.8 Edificaciones según sus aberturas.

CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES SEGÚN SUS ABERTURAS
<p>Edificación 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 $A_o = 0.8A_g$. Donde: A_o = Área total de aberturas en una pared que reciba presión externa positiva, en m². A_g = Área total de la pared a la cual A_o hace referencia.</p>
<p>Edificación 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%.</p>
<p>Edificación Cerrada.- Una edificación que no cumpla los requerimientos de edificaciones abiertas o parcialmente cerradas.</p>

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10, 2010

La estructura industrial no presenta aberturas, se lo considera como edificación cerrada.

Tipo de edificación según sus aberturas: Edificación Cerrada

Determinación del coeficiente de presión interna “GCpi”.

Tabla 4.9 Coeficiente de presión interna.

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

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10, 2010

Notas:

- Los signos positivos y negativos significan presiones actuando hacia y desde las superficies internas, respectivamente.
- Los valores (GCpi) deben ser utilizados con qz o qh.
- Dos casos debes ser considerados para determinar la carga crítica requerida para las condiciones apropiadas.
 - Un valor positivo de (GCpi) aplicado a todas las superficies internas.
 - Un valor negativo de (GCpi) aplicado a todas las superficies internas.

$$GC_{pi} = \pm 0.18$$

- **Determinación del coeficiente de exposición de presión por velocidad “Kz o Kh”.**

- Para $4.6 m \leq z \leq z_g$

$$K_z = 2.01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha}$$

- Para $z < 4.6 m$

$$K_z = 2.01 \left(\frac{4.6}{z_g} \right)^{2/\alpha}$$

Tabla 4.10 Constante de exposición del terreno

Exposure	α	z_r (m)	\hat{a}	\hat{b}	$\bar{\alpha}$	\bar{b}	c	ℓ (m)	$\bar{\epsilon}$	z_{min} (m)*
B	7.0	365.76	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.54	1/3.0	9.14
C	9.5	274.32	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152.4	1/5.0	4.57
D	11.5	213.36	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198.12	1/8.0	2.13

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10, 2010

Aplicando las fórmulas se obtienen los siguientes resultados de K_z y K_h para la altura del techo de 14 m.

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

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

$$K_h = 0.791$$

- **Determinación de la presión por velocidad “qz o qh”.**

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$q_h = 0.613 K_h K_{zt} K_d V^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Donde:

$K_z = \text{varía según la altura}$

$$K_h = 0.791$$

$$K_{zt} = 1.00$$

$$K_d = 0.85$$

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

z (m)	Kz	qz (N/m ²)
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

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

$$q_h = 178.89 \text{ N/m}^2$$

- **Determinación del coeficiente de presión externa “Cp”.**

Este coeficiente se basa en la dirección del viento con respecto a la implantación de la estructura.

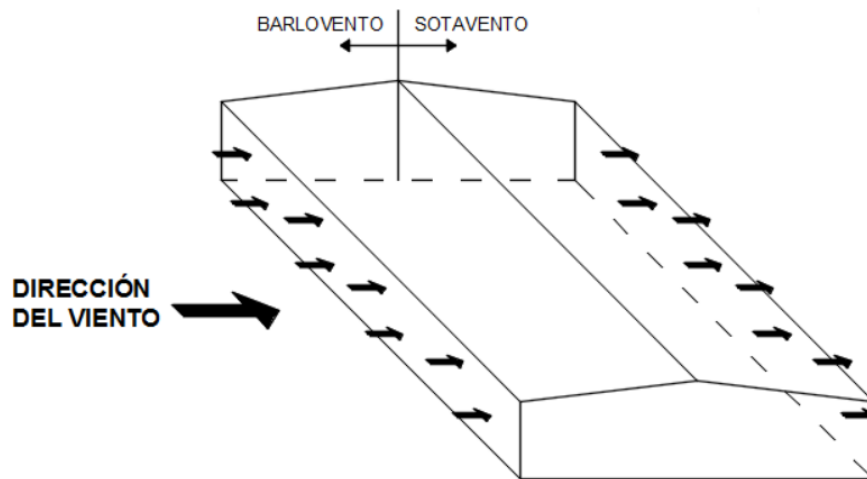
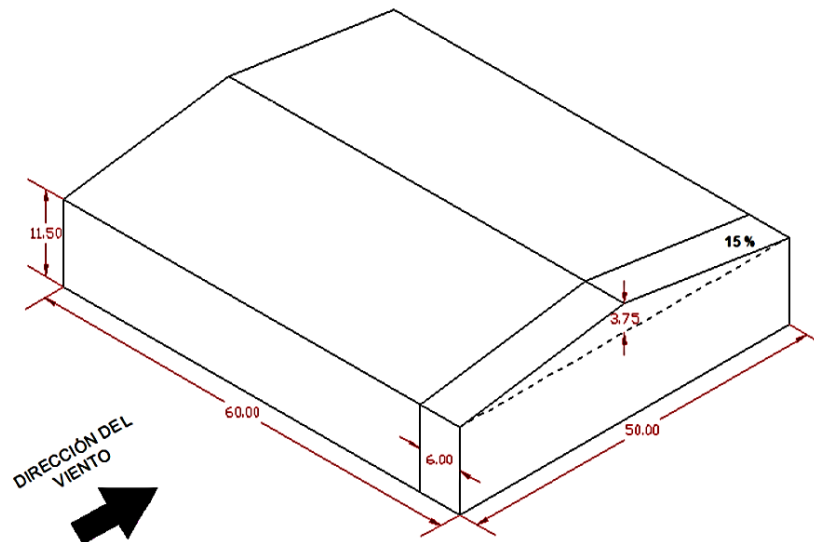


Figura 4.5 Dirección de Viento - Barlovento y Sotavento.
Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

➤ Viento en Dirección X



Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

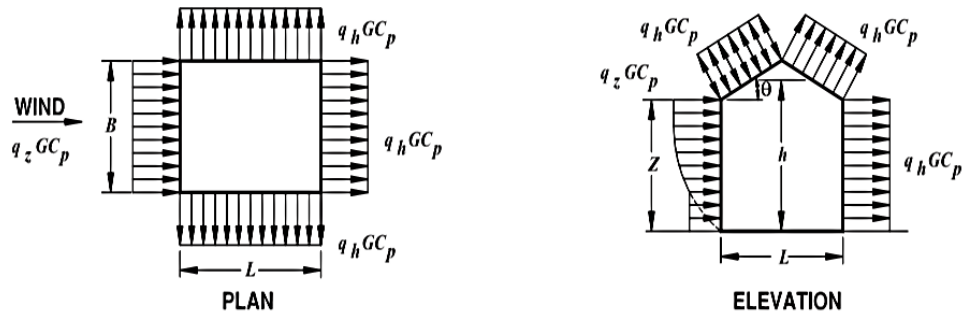


Figura 4.6 Disposición de los coeficientes de presión externa para cubiertas a dos aguas.
Fuente: American Society of Civil Engineers, ASCE 7-10, 2010

Donde:

- B, dimensión horizontal de la edificación medida en dirección normal al viento.

$$B = 60 \text{ m.}$$

- L, dimensión horizontal de la edificación medida en dirección paralela al viento.

$$L = 50 \text{ m.}$$

- h, altura media de la cubierta.

$$h = 14 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{50}{60} = 0.83$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{50} = 0.28$$

Tabla N° 1 Coeficientes de Presión en Muros, C_p

Wall Pressure Coefficients, C_p			
Surface	L/B	C_p	Use With
Windward Wall	All values	0.8	q_z
Leeward Wall	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Side Wall	All values	-0.7	q_h

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10, 2010

Entonces:

- Pared a barlovento, $C_p = 0.8$.
- Pared a sotavento, $C_p = -0.5$.
- Paredes laterales, $C_p = -0.7$.

Tabla N° 2 Coeficientes de Presión en Cubiertas, C_p , para uso con q_h

Roof Pressure Coefficients, C_p , for use with q_h												
Wind Direction	Windward									Leeward		
	Angle, θ (degrees)									Angle, θ (degrees)		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20
Normal to ridge for $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0.0*	0.4	0.01 θ	-0.3	-0.5	-0.6
	0.5	-0.9	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0.0*	0.01 θ	-0.5	-0.5	-0.6
	≥ 1.0	-1.3**	-1.0	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0.0*	0.01 θ	-0.7	-0.6	-0.6

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10, 2010

Notas:

- Signo positivo y negativo significa presión y succión que actúa sobre la superficie, respectivamente.
- Se permite interpolar para valor L/B, h/L y θ .
- Se debe diseñar con ambas condiciones la cubierta a barlovento si aparecen dos valores de C_p , lo que quiere decir que está sujeta a presión o succión. Para la interpolación de h/L se debe hacer con valores de C_p del mismo signo.

Para determinar los coeficientes de presión externa se necesita realizar una interpolación lineal con los valores para la relación entre h/L = 0.28 y los valores de igual signo de C_p .

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
0.25	-0.18
0.5	-0.18
0.25	0.00
0.03	-0.022
0.28	-0.022

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Entonces:

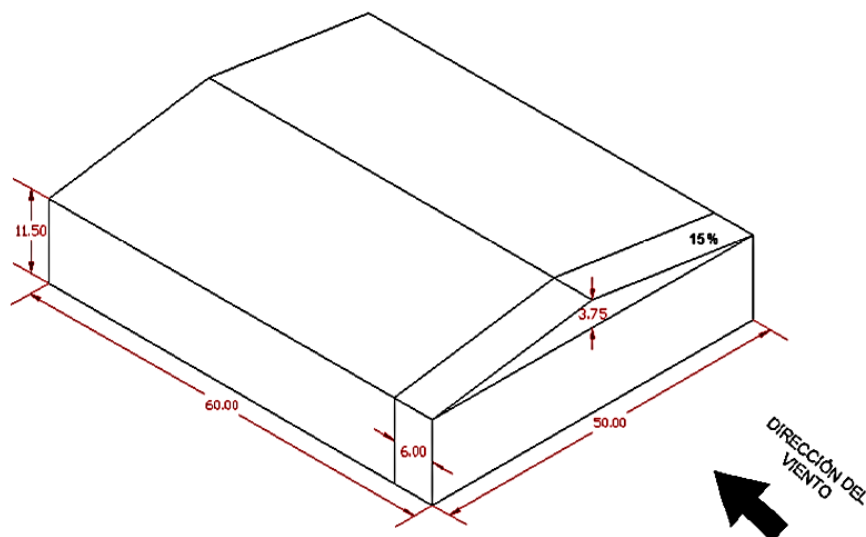
- Coeficiente de presión externa para cubierta en barlovento:

$$Cp1 = -0.524$$

$$Cp2 = -0.022$$

- Coeficiente de presión externa para cubierta en sotavento: $Cp = -0.500$

➤ Viento en Dirección Y



Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

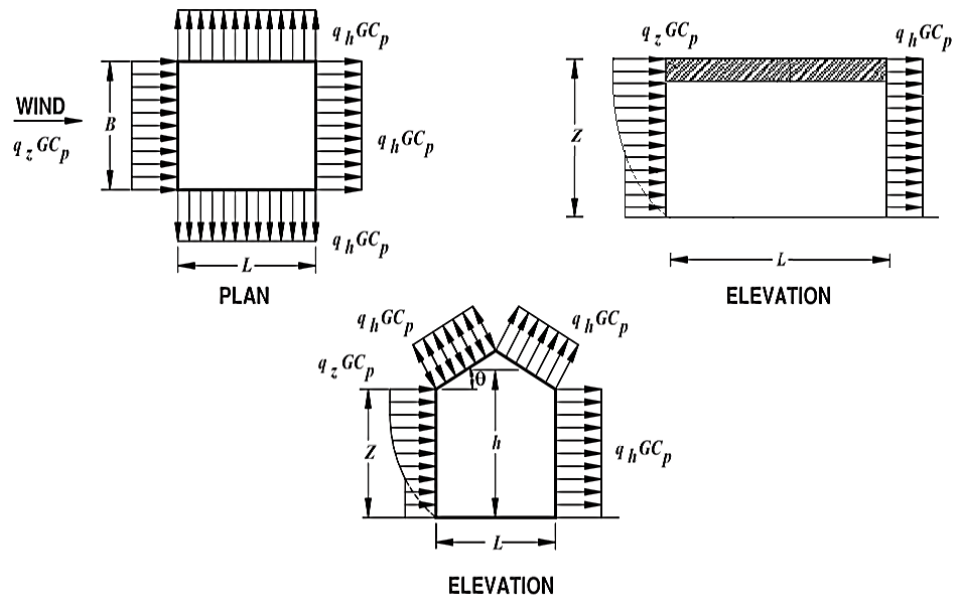


Figura 4.5 Disposición de los coeficientes de presión externa para cubiertas a dos aguas.
 Fuente: American Society of Civil Engineers, ASCE 7-10, 2010

Donde:

- B, dimensión horizontal de la edificación medida en dirección normal al viento.
 B = 50 m.
- L, dimensión horizontal de la edificación medida en dirección paralela al viento.
 L = 60 m.
- h, altura media de la cubierta.
 h = 14 m.

$$\frac{L}{B} = \frac{60}{50} = 1.20$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{60} = 0.23$$

Tabla N° 3 Coeficientes de Presión en Muros, Cp

Coeficientes de presión de pared, Cp			
Superficie	L/B	Cp	Usar con
Muro de barlovento	Todos los valores	0.8	qz
Muro de sotavento	0 - 1	-0.5	qh
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Pared lateral	Todos los valores	-0.7	qh

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10, 2010

Para determinar los coeficientes de presión externa se necesita realizar una interpolar lineal con los valores para la relación ente $h/L = 0.28$ y los valores de igual signo de Cp.

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

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Entonces:

- Coeficiente de presión externa para cubierta en barlovento:
Cp = 0.8
- Coeficiente de presión externa para cubierta en sotavento:
Cp = -0.46
- Coeficiente de presión externa para paredes laterales:
Cp = -0.7

Tabla N° 4 Coeficientes de Presión en Cubiertas, Cp, para uso con qh.

Coeficientes de la presión del techo, Cp, para usar con qh.						
Dirección de Viento.	Barlovento				Sotavento	
Normal a cumbre $\Theta < 10^\circ$ y paralelo a la cumbrera para todos los Θ .	h/L	Distancia horizontal desde el borde de barlovento	Cp	*Valor se proporciona para fines de interpolación.		
	≤ 0.5	0 a h/2	-0.9, -0.18			
		h/2 a h	-0.9, -0.18	**Valor puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue.		
		h a 2h	-0.5, -0.18			
		> 2h	-0.3, -0.18			
	≥ 1.0	0 a h/2	-1.3**, -0.18	Área (m ²)	Factor de Reducción	
≤ 9.3 m ²				1.0		
> h/2		-0.7, -0.18	23.2 m ²	0.9		
			≥ 92.9 m ²	0.8		

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10, 2010

Notas:

- Signo positivo y negativo significa presión y succión que actúa sobre la superficie, respectivamente.
- Se permite interpolar para valor L/B, h/L y Θ .
- Se debe diseñar con ambas condiciones la cubierta a barlovento si aparecen dos valores de Cp, lo que quiere decir que está sujeta a presión o succión. Para la interpolación de h/L se debe hacer con valores de Cp del mismo signo.

El coeficiente de presión externa es $h/L \leq 0.5$, con este valor se analiza según la distancia horizontal medida desde el borde a barlovento, pero este valor varía según la distancia.

- Tramo $0 \leq x \leq h/2$

$$Cp1 = -0.9$$

$$Cp2 = -0.18$$

- Tramo $h/2 \leq x \leq h$

$$C_{p1} = -0.9 \qquad C_{p2} = -0.18$$

- Tramo $h \leq x \leq 2h$

$$C_{p1} = -0.5 \qquad C_{p2} = -0.18$$

- Tramo $x \geq h/2$

$$C_{p1} = -0.3 \qquad C_{p2} = -0.18$$

1. Determinación de la presión “p” en cada superficie de la edificación.

La presión del viento para el diseño del sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV) de las edificaciones rígidas se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$p = qG C_p - q_i (G C_{pi}) \quad (\text{N/m}^2)$$

Donde:

- $q = q_z$ para paredes a barlovento evaluado para la altura z .
- $q = q_h$ para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas. Evaluado a la altura medida de la cubierta, h .
- $q_i = q_h$ 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 sotaventos y cubiertas de edificaciones cerradas.
- $G = 0.85$
- $(G C_{pi}) = \pm 0.18$

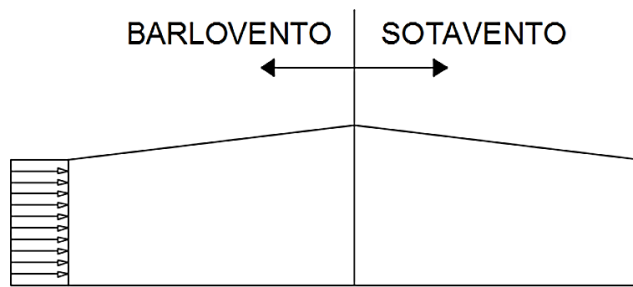


Figura 4.6 Dirección del viento - Barlovento.

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

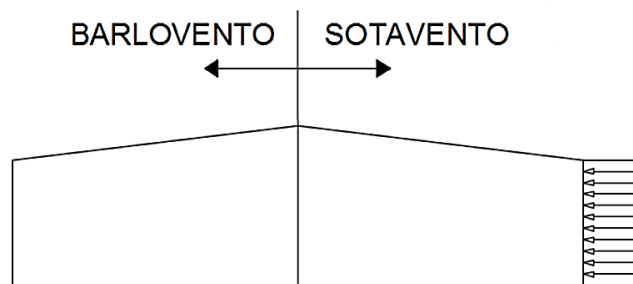


Figura 4.7 Dirección del viento - Sotavento.

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

➤ Viento en Dirección X

Presión de diseño para pared a barlovento.

z(m)	Kz	qz (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(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

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Presión de diseño para pared a sotavento.

z(m)	Kz	qz (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-108.23	-43.83	-11.03	-4.47

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Presión de diseño para paredes laterales.

z(m)	Kz	qh (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-138.64	-74.24	-14.13	-7.57

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Presión de diseño para cubierta a barlovento.

Con Cp1= -0.524

z(m)	Kz	qh (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-111.88	-47.48	-11.40	-4.84

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Con Cp2= -0.524

z(m)	Kz	qh (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-35.54	7.06	-3.62	0.72

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Presión de diseño para cubierta a sotavento.

z(m)	Kz	qz (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-108.23	-43.83	-11.03	-4.47

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

➤ Viento en Dirección Y

Presión de diseño para pared a barlovento.

z(m)	Kz	qz (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(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

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Presión de diseño para pared a sotavento.

z(m)	Kz	qz (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-102.14	-37.75	-10.41	-3.85

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Presión de diseño para paredes laterales.

z(m)	Kz	qh (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(Gcpi)	-(Gcpi)	+(Gcpi)	-(Gcpi)
14.00	0.791	178.89	-138.64	-74.24	-14.13	-7.57

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Presión de diseño para cubierta a barlovento.

Con Cp1 para cada tramo:

z(m)	Kz	qh (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(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

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Con Cp2 para cada tramo:

z(m)	Kz	qh (N/m ²)	p (N/m ²)		p (kg/m ²)	
			+(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

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Nota: Estas presiones se ingresan en el programa, asumiendo áreas con propiedades nulas, para que así de esta manera se distribuyan en las correas las presiones de viento, que a su vez transmiten los esfuerzos a los pórticos que conforman el sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV).

3.1.2.7 Carga Sísmica.

El objetivo del diseño sísmoresistente es evitar la pérdida de vidas, previniendo daños en elementos no estructurales y estructurales, y sobre todo la garantía de

funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para estructuras de ocupación especial y esencial. Existen dos maneras para la determinación del efecto de la carga sísmica, puede ser estático y dinámico, lo cual depende de la disposición de la estructura a analizarse. Los métodos más usados para el análisis son el de fuerza equivalente y el análisis espectral.

La estructura industrial a diseñar debe soportar cargas verticales y resistir los efectos sísmicos, ya que cuyo comportamiento dinámico es distinto al comportamiento de estructuras de edificaciones. Este tipo de estructuras se diseñan para que soporten cargas laterales, complementadas con consideraciones adicionales especiales aplicables a cada tipo de estructura.

- **Método de fuerza lateral equivalente.**

Se basa en el cálculo del Cortante Basal “V”, que trata de la reacción que se ubica en la base de la estructura industrial, que constituye una fuerza equivalente al peso de la estructura que por medio de inercia participará durante un evento sísmico. Los parámetros para la determinación del cortante basal son, geología del sitio, categoría de ocupación, zona sísmica, sistema estructural y configuración estructural a utilizarse con el código NEC, se determina mediante la expresión:

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

Donde:

I = Factor de importancia.

- W = Peso de la estructura.
- Sa = Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.
- R = Factor de reducción de respuesta estructural.
- ØP ØE = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

Peso de la estructura “W”.

No se necesita calcular debido a que el programa computacional SAP2000 lo calcula automáticamente.

Factor de Importancia “I”.

Aumenta la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por su uso o importancia deben permanecer operativos o sólo sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 4.8 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

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 sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias 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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

Factor de reducción de respuesta estructural “R”.

El factor “R” implica una reducción de fuerzas de diseño sísmico, lo cual es permitido cuando las estructuras y sus conexiones se diseñan para desarrollar mecanismos de falla, para pórticos especiales sismo resistente, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas resistentes a momentos.

Tabla 4.9 Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales 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 especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales 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 especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

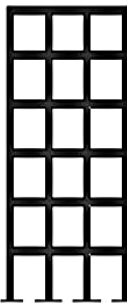
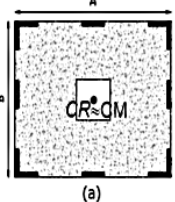
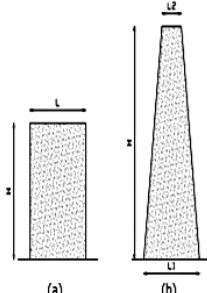
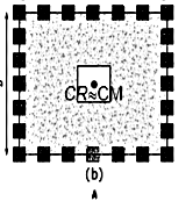
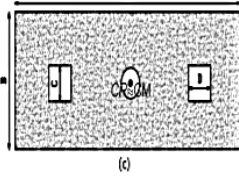
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

La normas Americana no permite el uso de sistemas aplicados a perfiles laminados en frío para zonas de alto peligro sísmico, sólo permite Light Frame Systems, diseñados según la norma AISI-Lateral. La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-13) presenta una tabla adicional para estructuras que no son edificios.

Factores de configuración estructural en planta y en elevación “ØP” y “ØE”.

El propósito de los factores de reducción estructural es penalizar las irregularidades, tanto en planta como en elevación, debido a esas irregularidades causa un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

Tabla N° 5 Configuraciones estructurales recomendadas

CONFIGURACIÓN RECOMENDADA			
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN ϕ_{E1}		CONFIGURACIÓN EN PLANTA ϕ_{P1}	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aperticados, es constante en todos los niveles. ϕ_{E1}		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. ϕ_{P1}	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. ϕ_{E1}			
			

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño “Sa”.

- Periodo de vibración T.

Se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

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, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.
- Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural. $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

$$T = 0.072 \times 14^{0.80} = 0.595 \text{ seg}$$

- Período crítico de vibración T_c .

Para determinar los términos F_a , F_d y F_s , se necesita definir el tipo de zona “Z” referente a la ubicación geográfica de la estructura a detallar. El factor de zona “Z” se obtiene de tabla de resumen, verificando los distintos valores de Z para los diferentes poblados en Ecuador.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

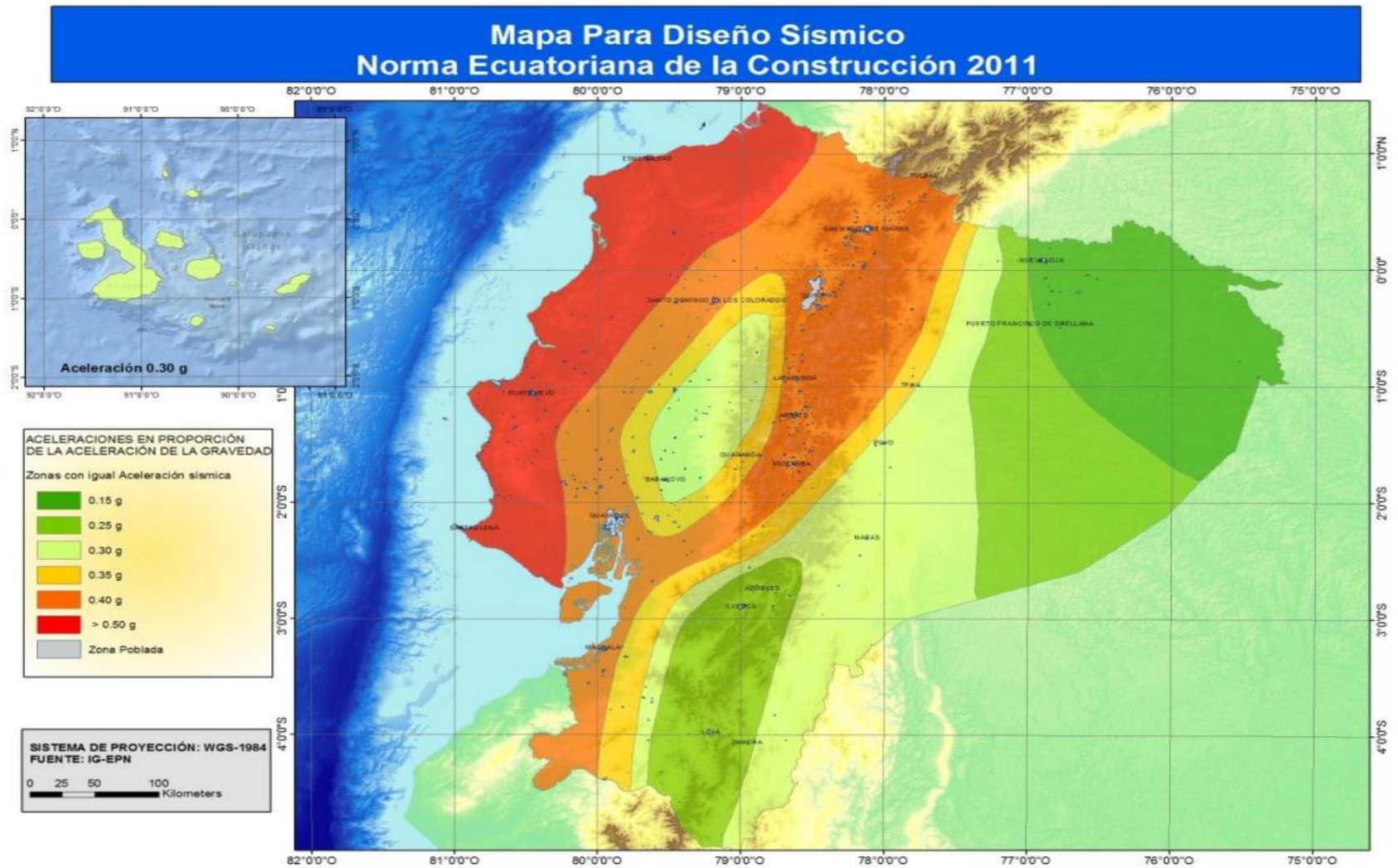


Figura N° 2 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona "Z".
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

Tabla N° 6 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

Tabla N° 7 Valor del factor Z en la población de Calderón

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

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Tabla N° 8 Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>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:</p> <p>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.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)</p> <p>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.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

- Coeficientes de Amplificación Dinámica de perfiles de Suelo Fa, Fd y Fs.

Tabla N° 9 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

Tabla N° 10 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

Tabla N° 11 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico de subsuelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013)

$$T_c = 0.55 \times 1.5 \times \frac{1.4}{1.2} = 0.963 \text{ seg}$$

Para determinar Sa se necesita los valores de T y Tc.

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

$$T_c = 0.963 \text{ seg}$$

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } 0 > T$$

$$T < T_c \quad 0.595 < 0.963$$

η	
Provincia de la Costa, excepto Esmeraldas	1.80
Provincia de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincia del Oriente	2.60

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

$$S_a = 2.48 \times 0.40 \times 1.2 = 1.190$$

- Determinación del Corte Basal “V”.

$$I = 1.0$$

$$S_a = 1.190 \quad V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W = \frac{1.0 \times 1.190}{6.0 \times 1.0 \times 1.0} W$$

$$R = 6.0 \quad V = 0.198 W$$

$$\phi_E = \phi_P = 1.0$$

3.2 FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA.

La finalidad de los factores de carga es aumentar los valores de las cargas estimando sus magnitudes implicadas en la estructura. Este valor depende de la precisión y facilidad de estimar cada tipo de carga.

El propósito de las combinaciones de carga es representar las diversas fallas que podrían someterse los elementos de la estructura.

Para esta disertación se usaran los factores y combinación de carga de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Factores y Combinaciones de Carga.

1. $1.4 D$
2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$
4. $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
6. $0.9 D + 1.0 W$
7. $0.9 D + 1.0 E$

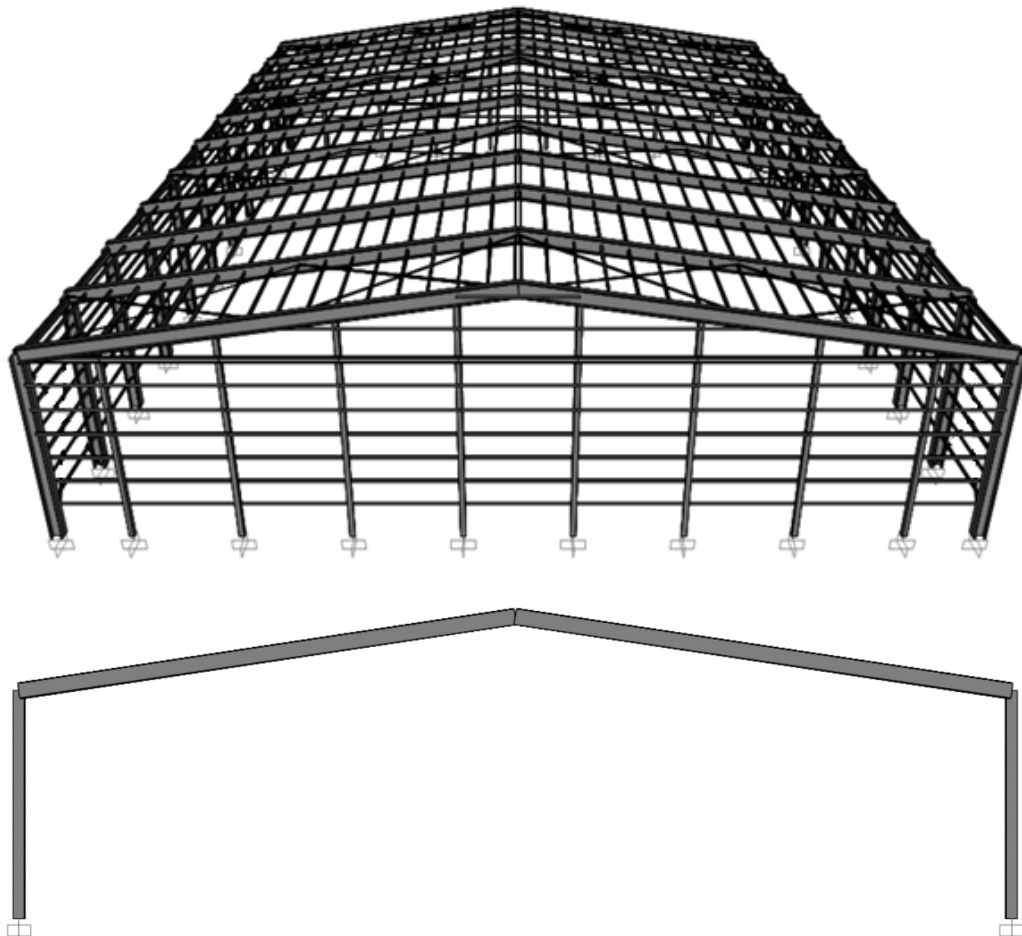
Donde:

- 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.

CAPITULO IV ESTUDIO SOBRE LA INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DE LUZ DE PÓRTICOS EN LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES PROPUESTOS.

4.1 PÓRTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA – CONFORMADOS

Esta sección está basada con fórmulas de las *Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero - Asociación Latinoamericana del Acero 2010*, porque se necesitó hacer una hoja de cálculo de acuerdo a cada perfil, para el análisis comparativo de pórticos con secciones de alma llena con perfiles conformados.

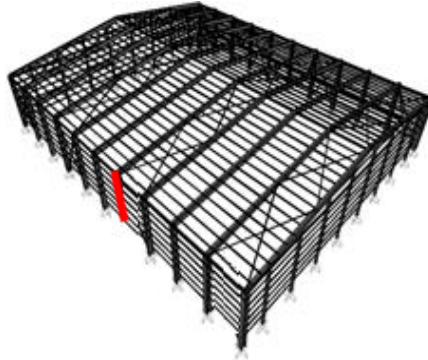


4.1.1 Elementos críticos para este tipo de pórticos.

Combinación Crítica.

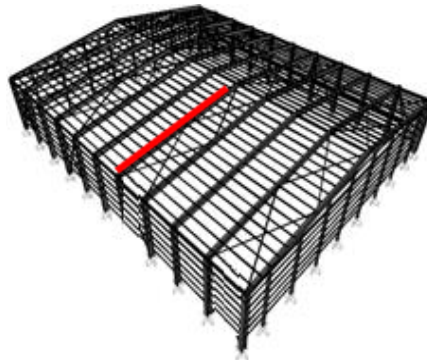
- Columna.

$$1.2D + 1.6L$$



- Viga.

$$1.2D + 1.6L$$

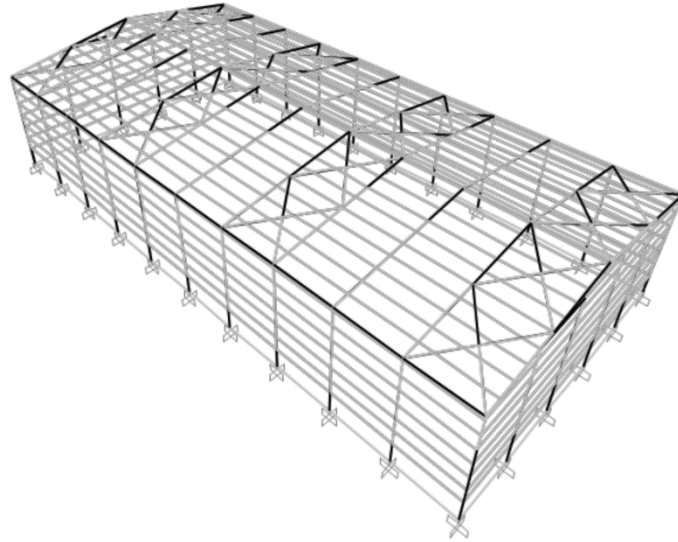


- Viga secundaria.

$$1.2D - E_y + L$$



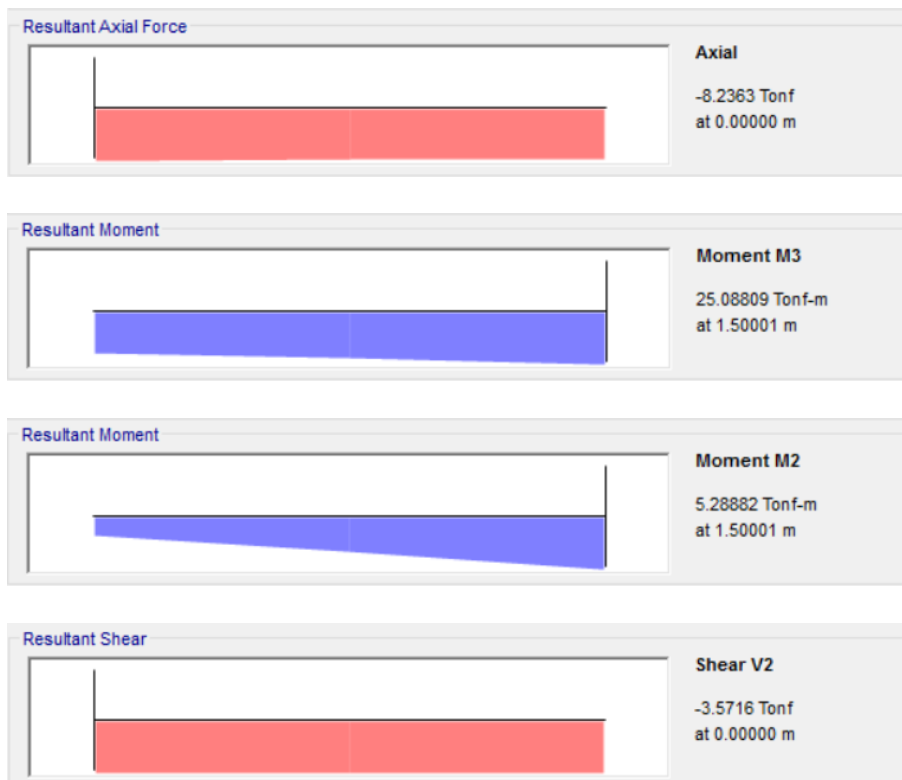
4.1.2 Luz 30 metros



Análisis Estructural.

- Resistencias requeridas de los elementos.

Columna:



Viga:



Viga secundaria:



Desplazamientos máximos de la estructura y Control de Derivas.

Control de Derivas					
Nudo	Dirección	ΔE (cm)	ΔM (cm)	ΔM max. (cm)	$\Delta E < \Delta M$ max.
		$\Delta_t = \delta_1 - \delta_0$	$\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_t$	$\Delta_{M_{max}} = 0.020 \times h$	
254	x ⁻	2.549	6.691	23.00	OK
176	x ⁻	2.549	6.691	23.00	OK
253	x ⁻	2.459	6.455	23.00	OK
272	x	2.459	6.455	23.00	OK
195	x	2.549	6.691	23.00	OK
273	x	2.549	6.691	23.00	OK
446	y ⁻	3.326	8.731	23.00	OK
461	y ⁻	3.206	8.416	23.00	OK
447	y ⁻	3.108	8.159	23.00	OK
481	y ⁻	3.108	8.159	23.00	OK
495	y	3.206	8.416	23.00	OK
480	y	3.326	8.731	23.00	OK

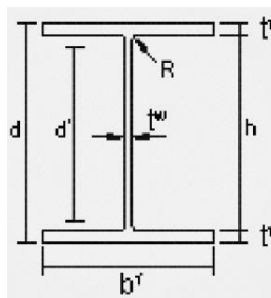
Control de Deflexiones				
Nudo	Dirección	δ (cm)	δ max. (cm)	$\delta < \delta$ max.
			$\delta_{max.} = L/240$	
708	z ⁻	7.966	12.50	OK
726	z ⁻	6.965	12.50	OK
673	z ⁻	6.960	12.50	OK
691	z ⁻	6.959	12.50	OK
724	z ⁻	6.891	12.50	OK
689	z ⁻	6.885	12.50	OK

Diseño de Elementos.

- Columnas:

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (kg/cm ²)	= 2,531.05
Fu (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 550.00
b (mm)	= 500.00
tw (mm)	= 5.00
tr (mm)	= 10.00
h (mm)	= 530.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN		
Ag (cm ²)	=	126.50
Ix (cm ⁴)	=	79,111.54
Iy (cm ⁴)	=	20,833.89
rx (cm)	=	25.01
ry (cm)	=	12.83
Zx (cm ³)	=	3,051.13
Zy (cm ³)	=	1,253.31
Sx (cm ³)	=	2,876.78
Sy (cm ³)	=	833.36
Cw (cm ⁶)	=	14,630,208.33
J (cm ⁴)	=	35.54

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetria doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

$$b/t = 25.00 > 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 11.32 \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.39$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetria doble (5)

$$h/t_w = 106.00 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Limite de pandeo por flexion, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad K_x = 2$$
$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25 \right) \quad L = 1150.00 \text{ cm}$$
$$r = 25.01 \text{ cm}$$

$$KL/r = 91.971 \quad 1.13 \geq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 2378.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad F_{cr} = 2086.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 263.92 \text{ T}$$

$$\phi P_n = 237.53 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$11.32 < 25.00 < 20.70 \quad Q_s = 1.06$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$b/t = 25.00 > \begin{matrix} 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} & 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \\ 10.79 & 20.09 \end{matrix} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.39$$

$F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$h/t_w = 106.00 > \begin{matrix} 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} & 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 106.72 & 161.78 \end{matrix}$$

Miembro Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresion

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1.6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 72.81 \text{ T.m} & M_p &= 77.23 \leq 116.50 \text{ T.m} & M_y &= 72.81 \text{ T.m} \\ \phi M_n &= 65.53 \text{ T.m} & I_{yc}/I_y &< 0.23 & & \\ & & R_{pc} &= 1.0 & & \end{aligned}$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 1150.00 \text{ cm}$$

$$L_p = 1213.72 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \quad L_r = 2681.24 \text{ cm}$$

$$M_n = 75.03 \text{ T.m}$$

$$\emptyset M_n = 67.52 \text{ T.m}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresion

$$M_n = \frac{0,9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} \quad 25.00$$

$$M_n = 32.82 \text{ T.m}$$

$$\emptyset M_n = 29.53 \text{ T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

$$h/t_w = 106.00 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.54$$

$$A_w = 27.50 \text{ cm}^2$$

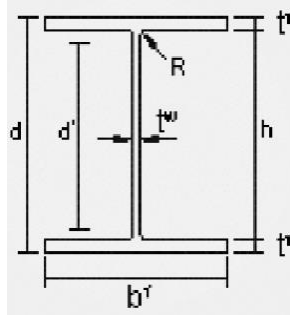
$$V_n = 22.61 \text{ T}$$

$$\emptyset V_n = 20.35 \text{ T}$$

- Vigas:

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (kg/cm ²)	= 2,531.05
Fu (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 750.00
b (mm)	= 500.00
tw (mm)	= 6.00
tr (mm)	= 12.00
h (mm)	= 726.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
Ag (cm ²)	= 163.56
Ix (cm ⁴)	= 182,540.46
Iy (cm ⁴)	= 25,001.31
rx (cm)	= 33.41
ry (cm)	= 12.36
Zx (cm ³)	= 5,218.61
Zy (cm ³)	= 1,506.53
Sx (cm ³)	= 4,867.75
Sy (cm ³)	= 1,000.05
Cw (cm ⁶)	= 32,942,250.00
J (cm ⁴)	= 62.83

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

$$b/t \quad 20.83 \quad > \quad 0.64 \sqrt{\frac{K_c E}{F_y}} \quad 10.95$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.36$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (5)

$$h/t_w \quad 121.00 \quad > \quad 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Limite de pandeo por flexion, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad K_x = 2$$

$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25 \right) \quad L = 1520.69 \text{ cm}$$

$$r = 33.41 \text{ cm}$$

$$KL/r = 91.039 \quad 1.18 \geq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 2427.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad F_{cr} = 2129.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 348.27 \text{ T}$$

$$\phi P_n = 313.44 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$10.95 < 20.83 < 20.02 \quad Q_s = 1.13$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$b/t = 20.83 > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad 0.36$$

$$10.79 \quad 19.43 \quad F_L = 0.7 F_y \quad 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$h/t_w = 121.00 > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$106.72 \quad 161.78$$

Miembro No Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresion

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$M_n = 123.21 \text{ T.m} \quad M_p = 132.09 \leq 197.13 \text{ T.m} \quad M_y = 123.21 \text{ T.m}$$

$$\emptyset M_n = 110.88 \text{ T.m} \quad I_{yc}/I_y < 0,23$$

$$R_{pc} = 1,0$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 1520.69 \text{ cm}$$

$$L_p = 1621.38 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \quad L_r = 3577.42 \text{ cm}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresion

$$M_n = \frac{0,9Ek_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad 20.83$$

$$M_n = 74.84 \quad \text{T.m}$$

$$\phi M_n = 67.35 \quad \text{T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \quad (\text{LRFD})$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

$$h/t_w = 121.00 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.42$$

$$A_w = 45.00 \quad \text{cm}^2$$

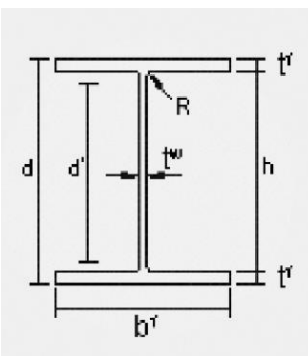
$$V_n = 28.39 \quad \text{T}$$

$$\phi V_n = 25.55 \quad \text{T}$$

- Vigas secundarias:

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
F _y (kg/cm ²)	= 2,531.05
F _u (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 350.00
b (mm)	= 250.00
t _w (mm)	= 4.00
t _r (mm)	= 10.00
h (mm)	= 330.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
Ag (cm ²)	= 63.20
I _x (cm ⁴)	= 15,652.07
I _y (cm ⁴)	= 2,604.34
r _x (cm)	= 15.74
r _y (cm)	= 6.42
Z _x (cm ³)	= 958.90
Z _y (cm ³)	= 313.82
S _x (cm ³)	= 894.40
S _y (cm ³)	= 208.35
C _w (cm ⁶)	= 708,984.38
J (cm ⁴)	= 17.37

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetria doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

$$b/t = 12.50 > 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} \quad 12.05 \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetria doble (5)

$$h/t_w = 82.50 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Limite de pandeo por flexion, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad K_x = 2$$
$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25 \right) \quad L = 600.00 \text{ cm}$$
$$r = 15.74 \text{ cm}$$

$$KL/r = 76.252 \quad 0.90 \geq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 3460.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad F_{cr} = 3035.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 191.82 \text{ T}$$

$$\phi P_n = 172.64 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$12.05 < 12.50 < 22.04 \quad Q_s = 1.23$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$b/t = 12.50 > \begin{matrix} 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 10.79 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \\ 21.39 \end{matrix} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$

$$F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro No Compacto

Elementos Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$h/t_w = 82.50 > \begin{matrix} 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 106.72 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 161.78 \end{matrix}$$

Miembro Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresion

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$M_n = 22.64 \text{ T.m} \quad M_p = 24.27 \leq 36.22 \text{ T.m} \quad M_y = 22.64 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 20.37 \text{ T.m} \quad I_{yc}/I_y < 0,23$$

$$R_{pc} = 1,0$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_r$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 600.00 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1,95r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc}h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc}h_o}\right)^2 + 6,76\left(\frac{F_L}{E}\right)^2}} \quad L_p = 763.79 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1700.60 \quad \text{cm}$$

$$M_n = 25.41 \quad \text{T.m}$$

$$\emptyset M_n = 22.87 \quad \text{T.m}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresion

$$M_n = \frac{0,9Ek_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad 12.50$$

$$M_n = 46.26 \quad \text{T.m}$$

$$\emptyset M_n = 41.63 \quad \text{T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \quad (\text{LRFD})$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51Ek_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_y = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_y = 1,2$.

$$h/t_w = 82.50 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.89$$

$$A_w = 14.00 \quad \text{cm}^2$$

$$V_n = 19.00 \quad \text{T}$$

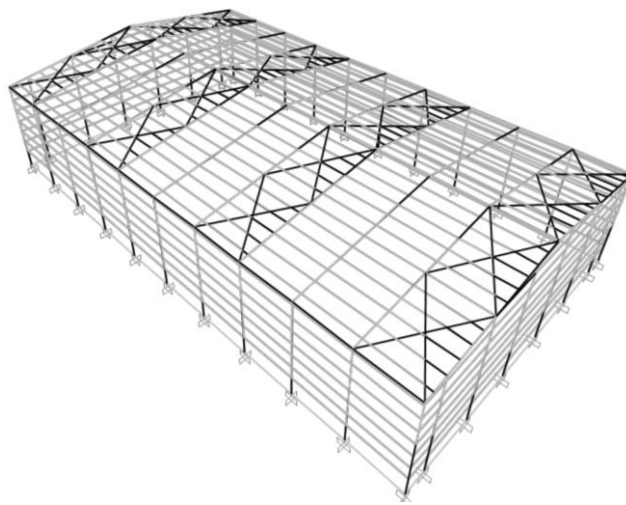
$$\emptyset V_n = 17.10 \quad \text{T}$$

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (Ton.)
DEAD	94.004

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	94,004.30	2.43	\$ 228,430.45

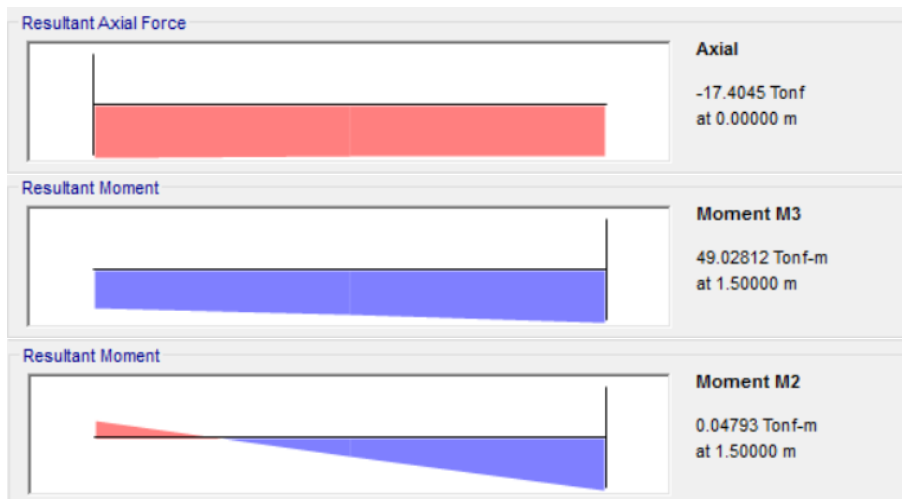
4.1.3 Luz 35 metros



Análisis Estructural.

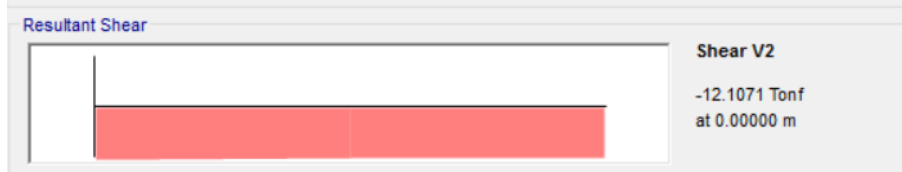
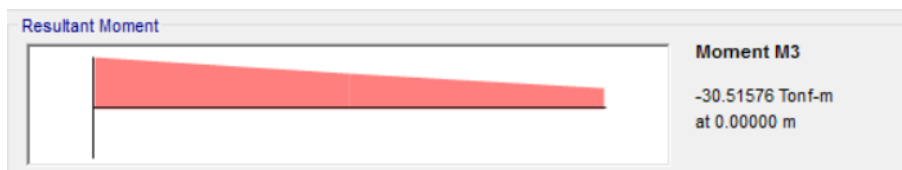
- Resistencias requeridas de los elementos.

Columna:

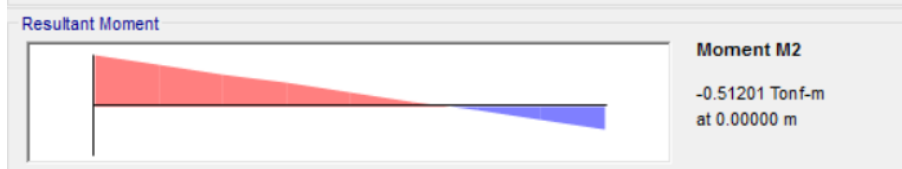
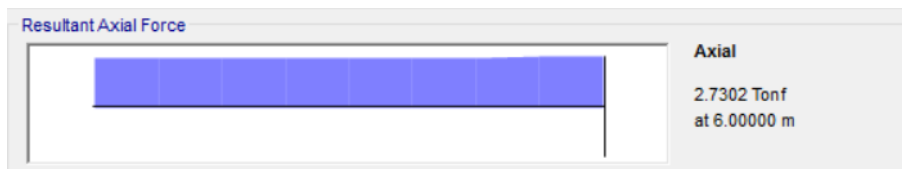




Viga:



Viga Secundaria:



Desplazamientos máximos de la estructura y Control de Derivas.

Control de Derivas					
Nudo	Dirección	ΔE (cm) $\Delta_t = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_t$	ΔM max. (cm) $\Delta_{Mmax} = 0.020 \times h$	$\Delta E < \Delta M$ max.
244	x^-	2.690	7.062	23.00	OK
330	x^-	2.690	7.062	23.00	OK
201	x^-	2.673	7.017	23.00	OK
394	x	2.673	7.017	23.00	OK
265	x	2.690	7.062	23.00	OK
351	x	2.690	7.062	23.00	OK
118	y^-	4.000	10.500	23.00	OK
140	y^-	3.996	10.490	23.00	OK
117	y^-	3.904	10.249	23.00	OK
554	y^-	3.904	10.249	23.00	OK
577	y	3.996	10.490	23.00	OK
555	y	4.000	10.500	23.00	OK

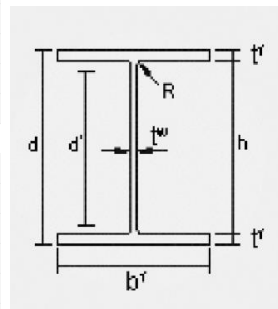
Control de Deflexiones				
Nudo	Dirección	δ (cm)	δ max. (cm) $\delta_{max} = L/240$	$\delta < \delta$ max.
699	z^-	8.936	14.58	OK
740	z^-	8.936	14.58	OK
678	z^-	8.934	14.58	OK
719	z^-	8.934	14.58	OK
698	z^-	8.898	14.58	OK
741	z^-	8.898	14.58	OK

Diseño de Elementos.

- Columnas:

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (kg/cm ²)	= 2,531.05
Fu (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 600.00
b (mm)	= 500.00
tw (mm)	= 5.00
tr (mm)	= 12.00
h (mm)	= 576.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
Ag (cm ²)	= 148.80
Ix (cm ⁴)	= 111,700.22
Iy (cm ⁴)	= 25,000.60
rx (cm)	= 27.40
ry (cm)	= 12.96
Zx (cm ³)	= 3,942.72
Zy (cm ³)	= 1,503.60
Sx (cm ³)	= 3,723.34
Sy (cm ³)	= 1,000.02
Cw (cm ⁶)	= 20,736,000.00
J (cm ⁴)	= 60.00

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetria doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

$$b/t = 20.83 > 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} \quad 11.09 \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad 0.37$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetria doble (5)

$$h/t_w = 115.20 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Limite de pandeo por flexion, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad K_x = 2 \quad L = 1150.00 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \quad r = 27.40 \text{ cm}$$

$$KL/r = 83.946 \quad 1.00 \leq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 2855.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad F_{cr} = 1874.6 \text{ kg/cm}^2 \\ P_n = 278.94 \text{ T} \\ \phi P_n = 251.05 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$11.09 < 20.83 < 20.27 \quad Q_s = 1.12$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetria doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$b/t = 20.83 > \begin{matrix} 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 10.79 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \\ 19.67 \end{matrix} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.37$$

$$F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetria doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$h/t_w = 115.20 > \begin{matrix} 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 106.72 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 161.78 \end{matrix}$$

Miembro No Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresion

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1.6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 94.24 \text{ T.m} & M_p &= 99.79 \leq 150.78 \text{ T.m} & M_y &= 94.24 \text{ T.m} \\ \phi M_n &= 84.82 \text{ T.m} & I_{yc}/I_y &< 0.23 & & \\ & & R_{pc} &= 1.0 & & \end{aligned}$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_r$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 1150.00 \text{ cm}$$

$$L_p = 1329.75 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \quad L_r = 2940.59 \text{ cm}$$

$$M_n = 101.60 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 91.44 \text{ T.m}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresion

$$M_n = \frac{0,9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} = 20.83$$

$$M_n = 58.67 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 52.80 \text{ T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

$$h/t_w \quad 115.20 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.46$$

$$A_w = 30.00 \text{ cm}^2$$

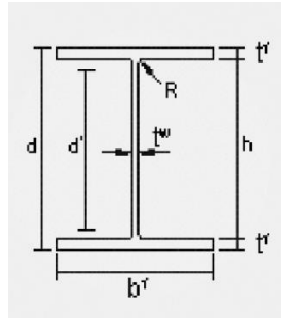
$$V_n = 20.88 \text{ T}$$

$$\phi V_n = 18.79 \text{ T}$$

- Viga:

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
F _y (kg/cm ²)	= 2,531.05
F _u (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 800.00
b (mm)	= 500.00
t _w (mm)	= 6.00
t _r (mm)	= 15.00
h (mm)	= 770.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A _g (cm ²)	= 196.20
I _x (cm ⁴)	= 253,939.15
I _y (cm ⁴)	= 31,251.39
r _x (cm)	= 35.98
r _y (cm)	= 12.62
Z _x (cm ³)	= 6,776.85
Z _y (cm ³)	= 1,881.93
S _x (cm ³)	= 6,348.48
S _y (cm ³)	= 1,250.06
C _w (cm ⁶)	= 46,320,312.50
J (cm ⁴)	= 118.04

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.7\epsilon$$

$$\frac{b}{t} \quad 16.67 \quad > \quad 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} \quad 10.79 \quad \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad 0.35$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (5)

$$\frac{h}{t_w} \quad 128.33 \quad > \quad 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \quad \quad K_x \quad 2$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2.25 \right) \quad \quad L \quad 1520.69 \text{ cm}$$

$$\quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad r \quad 35.98 \text{ cm}$$

$$KL/r \quad 84.539 \quad 1.07 \geq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \quad F_e \quad 2815.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \quad F_{cr} \quad 2469.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 484.49 \text{ T}$$

$$\emptyset P_n = 436.04 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$10.79 < 16.67 < 19.73 \quad Q_s = 1.19$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$\frac{b}{t} = 16.67 > \begin{matrix} 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 10.79 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \\ 19.15 \end{matrix} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.35$$

$$F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro No Compacto

Elementos Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$\frac{h}{t_w} = 128.33 > \begin{matrix} 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 106.72 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 161.78 \end{matrix}$$

Miembro No Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresion

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_w F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$M_n = 160.68 \text{ T.m} \quad M_p = 171.53 \leq 257.09 \text{ T.m} \quad M_y = 160.68 \text{ T.m}$$

$$\emptyset M_n = 144.61 \text{ T.m} \quad I_{yc}/I_y < 0,23$$

$$R_{pc} = 1,0$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_r$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 1520.69 \text{ cm}$$

$$L_p = 1746.06 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \quad L_r = 3857.95 \text{ cm}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresion

$$M_n = \frac{0,9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} \quad 16.67$$

$$M_n = 148.08 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 133.27 \text{ T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

$$h/t_w \quad 128.33 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.37$$

$$A_w = 48.00 \text{ cm}^2$$

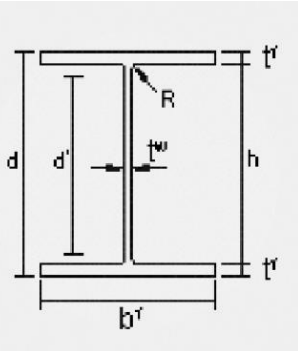
$$V_n = 26.92 \text{ T}$$

$$\phi V_n = 24.23 \text{ T}$$

- Viga Secundaria:

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
F _y (kg/cm ²)	= 2,531.05
F _u (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 350.00
b (mm)	= 250.00
t _w (mm)	= 4.00
t _r (mm)	= 10.00
h (mm)	= 330.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A _g (cm ²)	= 63.20
I _x (cm ⁴)	= 15,652.07
I _y (cm ⁴)	= 2,604.34
r _x (cm)	= 15.74
r _y (cm)	= 6.42
Z _x (cm ³)	= 958.90
Z _y (cm ³)	= 313.82
S _x (cm ³)	= 894.40
S _y (cm ³)	= 208.35
C _w (cm ⁶)	= 708,984.38
J (cm ⁴)	= 17.37

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

$$b/t = 12.50 > 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 12.05$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (5)

$$h/t_w = 82.50 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$K_x = 2$$

$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25 \right)$$

$$L = 600.00 \text{ cm}$$

$$r = 15.74 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = 76.252 \quad 0.90 \geq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 3460.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad F_{cr} = 3035.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 191.82 \text{ T}$$

$$\emptyset P_n = 172.64 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$12.05 < 12.50 < 22.04 \quad Q_s = 1.23$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$\frac{b}{t} = 12.50 > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$

$$10.79 \quad 21.39 \quad F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro No Compacto

Elementos Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$\frac{h}{t_w} = 82.50 > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$106.72 \quad 161.78$$

Miembro Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresion

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$M_n = 22.64 \text{ T.m} \quad M_p = 24.27 \leq 36.22 \text{ T.m} \quad M_y = 22.64 \text{ T.m}$$

$$\emptyset M_n = 20.37 \text{ T.m} \quad I_{yc}/I_y < 0,23$$

$$R_{pc} = 1,0$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_r$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 600.00 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1,95r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc}h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc}h_o}\right)^2 + 6,76\left(\frac{F_L}{E}\right)^2}} \quad L_p = 763.79 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1,95r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc}h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc}h_o}\right)^2 + 6,76\left(\frac{F_L}{E}\right)^2}} \quad L_r = 1700.60 \quad \text{cm}$$

Mn = 25.41 T.m
 ØMn = 22.87 T.m

3. Pandeo Local de Ala en Compresion

$$M_n = \frac{0,9Ek_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad 12.50$$

Mn = 46.26 T.m
 ØMn = 41.63 T.m

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51Ek_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_y = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_y = 1,2$.

$$h/t_w \quad 82.50 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.89$$

$$A_w = 14.00 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 19.00 \text{ T}$$

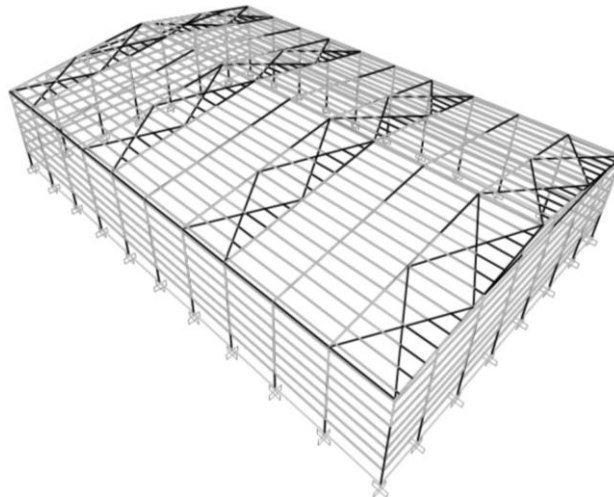
$$\text{Ø}V_n = 17.10 \text{ T}$$

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (Ton.)
DEAD	119.818

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	119,817.80	2.43	\$ 291,157.25

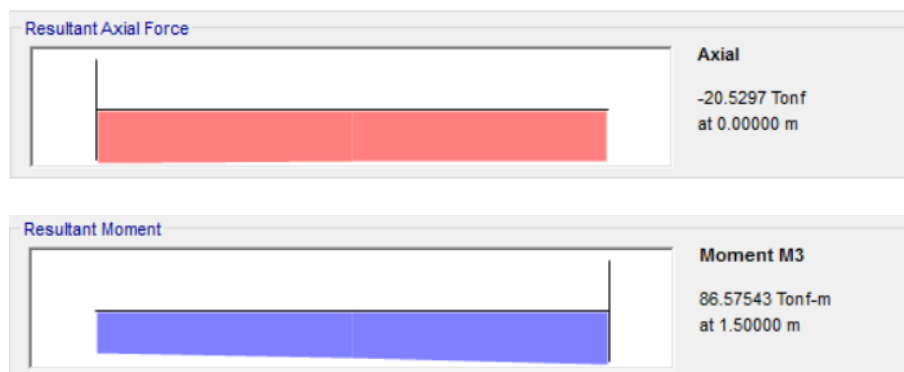
4.1.4 Luz 40 metros

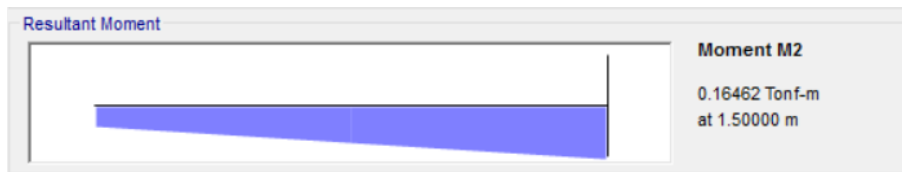


Análisis Estructural.

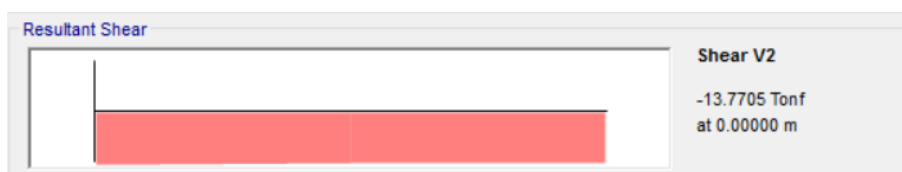
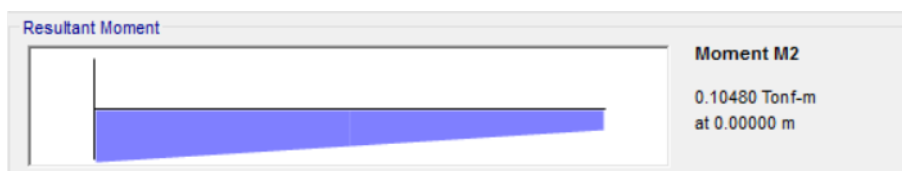
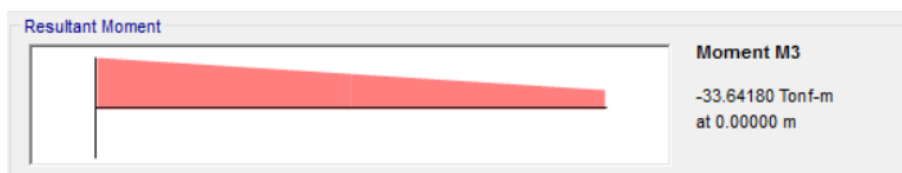
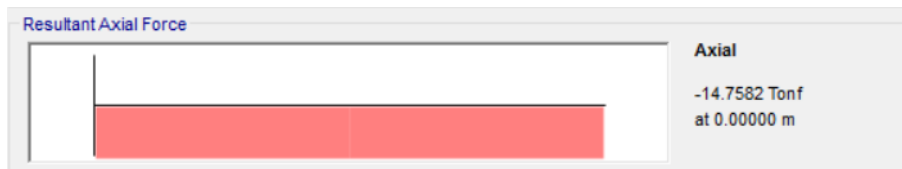
- Resistencias requeridas de los elementos.

Columna:





Viga:



Viga Secundaria:



Desplazamientos máximos de la estructura y Control de Derivas.

Control de Derivas						
Nudo	Dirección	ΔE (cm) $\Delta_i = \delta_1 - \delta_0$	ΔM (cm) $\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_i$	ΔM max. (cm) $\Delta_{M_{max}} = 0.020 \times h$	$\Delta E < \Delta M$ max.	
383	x^-	2.853	7.489	23.00	OK	
289	x^-	2.853	7.489	23.00	OK	
242	x^-	2.834	7.440	23.00	OK	
453	x	2.834	7.440	23.00	OK	
406	x	2.853	7.489	23.00	OK	
312	x	2.853	7.489	23.00	OK	
555	y^-	3.925	10.303	23.00	OK	
592	y^-	3.899	10.235	23.00	OK	
569	y^-	3.899	10.235	23.00	OK	
115	y^-	3.899	10.235	23.00	OK	
44	y	3.899	10.235	23.00	OK	
30	y	3.925	10.303	23.00	OK	

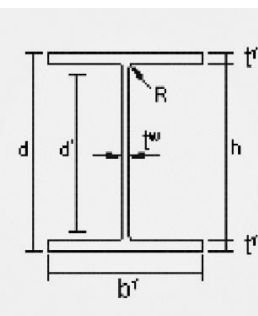
Control de Deflexiones				
Nudo	Dirección	δ (cm)	δ max. (cm) $\delta_{max.} = L/240$	$\delta < \delta$ max.
757	z^-	10.630	16.67	OK
834	z^-	10.630	16.67	OK
783	z^-	10.630	16.67	OK
808	z^-	10.630	16.67	OK
756	z^-	10.576	16.67	OK
835	z^-	10.576	16.67	OK

Diseño de Elementos

- Columna

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
F_y (kg/cm ²)	= 2,531.05
F_u (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 650.00
b (mm)	= 550.00
t_w (mm)	= 6.00
t_r (mm)	= 12.00
h (mm)	= 626.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A_g (cm ²)	= 169.56
I_x (cm ⁴)	= 146,606.08
I_y (cm ⁴)	= 33,276.13
r_x (cm)	= 29.40
r_y (cm)	= 14.01
Z_x (cm ³)	= 4,798.61
Z_y (cm ³)	= 1,820.63
S_x (cm ³)	= 4,510.96
S_y (cm ³)	= 1,210.04
C_w (cm ⁶)	= 32,599,184.75
J (cm ⁴)	= 67.87

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

$$b/t = 22.92 > 0.64 \sqrt{\frac{K_c E}{F_y}} = 11.37 \quad K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.39$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (5)

$$h/t_w = 104.33 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad K_x = 2$$

$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25 \right) \quad L = 1150.00 \text{ cm}$$

$$r = 29.40 \text{ cm}$$

$$KL/r = 78.219 \quad 0.84 \geq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 3289.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad F_{cr} = 2884.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 489.09 \text{ T}$$

$$\phi P_n = 440.18 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$11.37 < 22.92 < 20.78 \quad Q_s = 1.09$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$\frac{b}{t} = 22.92 > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.39$$

$$10.79 \quad 20.17 \quad F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$\frac{h}{t_w} = 104.33 > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$106.72 \quad 161.78$$

Miembro Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$M_n = 114.17 \text{ T.m} \quad M_p = 121.46 \leq 182.68 \text{ T.m} \quad M_y = 114.17 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 102.76 \text{ T.m} \quad I_{yc}/I_y < 0,23$$

$$R_{pc} = 1,0$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_r$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 1150.00 \text{ cm}$$

$$L_p = 1427.11 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \quad L_r = 3153.15 \text{ cm}$$

$$M_n = 101.34 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 91.21 \text{ T.m}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresión

$$M_n = \frac{0,9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} \quad 22.92$$

$$M_n = 61.72 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 55.55 \text{ T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_y = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_y = 1,2$.

$$h/t_w = 104.33 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.56$$

$$A_w = 39.00 \text{ cm}^2$$

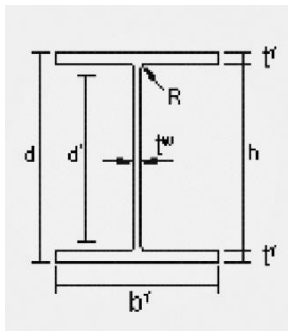
$$V_n = 33.09 \text{ T}$$

$$\phi V_n = 29.78 \text{ T}$$

- Viga.

PROPIEDADES DEL MATERIAL		
ACERO A36		
F _y	(kg/cm ²)	= 2,531.05
F _u	(kg/cm ²)	= 4,077.80
E	(kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G	(kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL		
PERFIL: TIPO I		
d	(mm)	= 850.00
b	(mm)	= 600.00
t _w	(mm)	= 8.00
t _r	(mm)	= 15.00
h	(mm)	= 820.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A _g	(cm ²) = 245.60
I _x	(cm ⁴) = 350,542.87
I _y	(cm ⁴) = 54,003.50
r _x	(cm) = 37.78
r _y	(cm) = 14.83
Z _x	(cm ³) = 8,859.80
Z _y	(cm ³) = 2,713.12
S _x	(cm ³) = 8,248.07
S _y	(cm ³) = 1,800.12
C _w	(cm ⁶) = 90,774,000.00
J	(cm ⁴) = 148.99

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.7$$

$$b/t = 20.00 > 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 11.42$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.40$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (5)

$$h/t_w = 102.50 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0,9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresion

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$M_n = 208.76 \text{ T.m} \quad M_p = 224.25 \leq 334.02 \text{ T.m} \quad M_y = 208.76 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 187.89 \text{ T.m} \quad I_{yc}/I_y < 0,23$$

$$R_{pc} = 1,0$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 2015.56 \text{ cm}$$

$$L_p = 1833.58 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \quad L_r = 4049.43 \text{ cm}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresion

$$M_n = \frac{0,9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} = 20.00$$

$$M_n = 149.50 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 134.55 \text{ T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_y = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

$$h/t_w = 102.50 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.58$$

$$A_w = 68.00 \text{ cm}^2$$

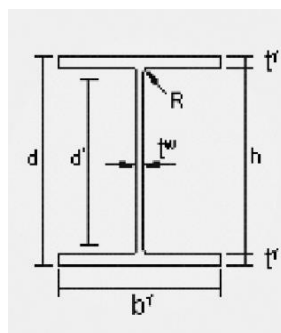
$$V_n = 59.78 \text{ T}$$

$$\phi V_n = 53.80 \text{ T}$$

- Viga Secundaria.

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
F _y (kg/cm ²)	= 2,531.05
F _u (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 350.00
b (mm)	= 250.00
t _w (mm)	= 4.00
t _r (mm)	= 10.00
h (mm)	= 330.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A _g (cm ²)	= 63.20
I _x (cm ⁴)	= 15,652.07
I _y (cm ⁴)	= 2,604.34
r _x (cm)	= 15.74
r _y (cm)	= 6.42
Z _x (cm ³)	= 958.90
Z _y (cm ³)	= 313.82
S _x (cm ³)	= 894.40
S _y (cm ³)	= 208.35
C _w (cm ⁶)	= 708,984.38
J (cm ⁴)	= 17.37

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetria doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

$$b/t = 12.50 > 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 12.05 \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetria doble (5)

$$h/t_w = 82.50 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Limite de pandeo por flexion, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad K_x = 2$$
$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25 \right) \quad L = 600.00 \text{ cm}$$
$$r = 15.74 \text{ cm}$$

$$KL/r = 76.252 \quad 0.90 \geq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 3460.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad F_{cr} = 3035.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 191.82 \text{ T}$$

$$\phi P_n = 172.64 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$12.05 < 12.50 < 22.04 \quad Q_s = 1.23$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$b/t = 12.50 > \begin{matrix} 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 10.79 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \\ 21.39 \end{matrix} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$

$$F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro No Compacto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$h/t_w = 82.50 > \begin{matrix} 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 106.72 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 161.78 \end{matrix}$$

Miembro Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresion

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 22.64 \text{ T.m} & M_p &= 24.27 \leq 36.22 \text{ T.m} & M_y &= 22.64 \text{ T.m} \\ \phi M_n &= 20.37 \text{ T.m} & I_{yc}/I_y &< 0,23 & R_{pc} &= 1,0 \end{aligned}$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 600.00 \text{ cm}$$

$$L_p = 763.79 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \quad L_r = 1700.60 \text{ cm}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresion

$$M_n = \frac{0,9Ek_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad 12.50$$

$$M_n = 46.26 \quad \text{T.m}$$

$$\emptyset M_n = 41.63 \quad \text{T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \quad (\text{LRFD})$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

$$h/t_w \quad 82.50 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.89$$

$$A_w = 14.00 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 19.00 \text{ T}$$

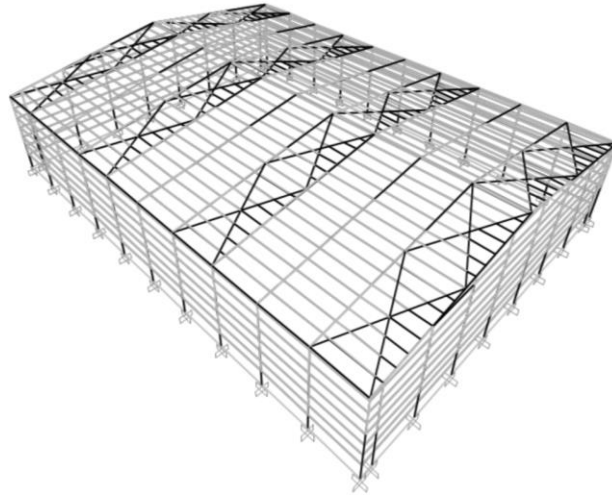
$$\emptyset V_n = 17.10 \text{ T}$$

Análisis Económico.

Peso de la Estructura	
Caso	W (Ton.)
DEAD	153.406

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	153,405.90	2.43	\$ 372,776.34

4.1.5 Luz 45 metros



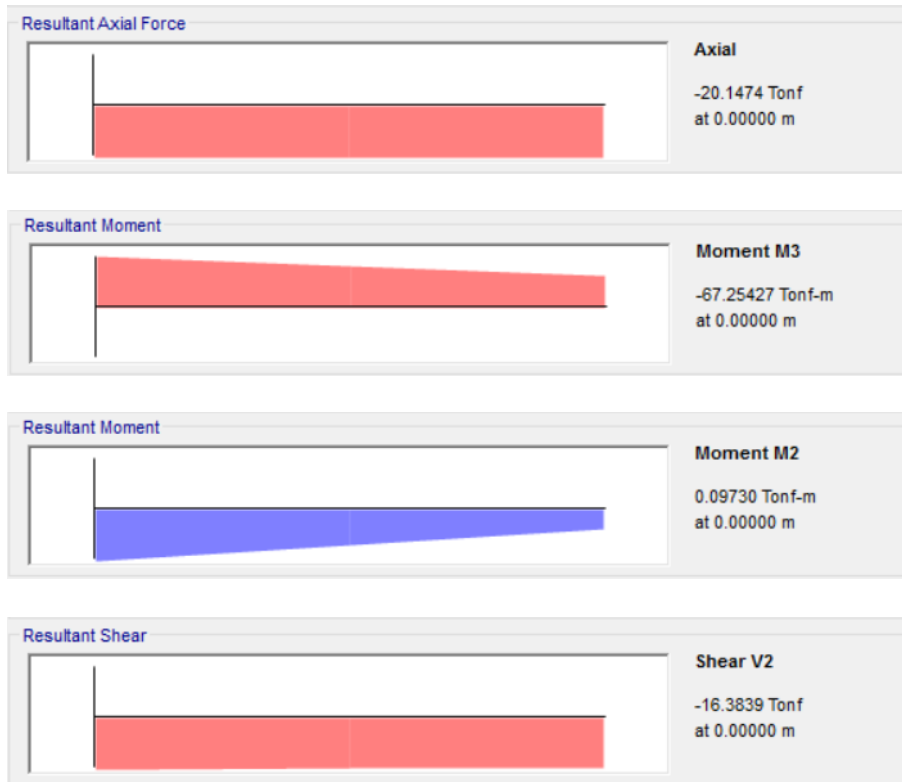
Análisis Estructural.

- Resistencias requeridas de los elementos.

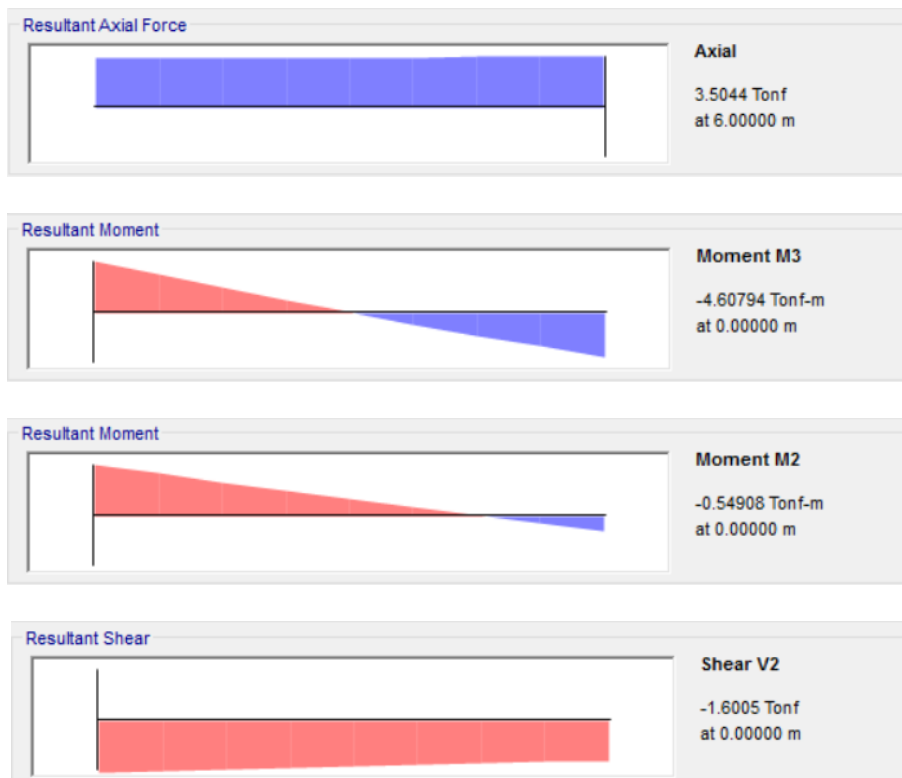
Columna:



Viga:



Viga Secundaria:



- Desplazamientos máximos de la estructura.

Control de Derivas					
Nudo	Dirección	ΔE (cm)	ΔM (cm)	ΔM max. (cm)	$\Delta E < \Delta M$ max.
		$\Delta_t = \delta_1 - \delta_0$	$\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_t$	$\Delta_{M_{max}} = 0.020 \times h$	
341	x ⁻	2.790	7.324	23.00	OK
439	x ⁻	2.790	7.324	23.00	OK
292	x ⁻	2.769	7.270	23.00	OK
512	x	2.769	7.269	23.00	OK
365	x	2.790	7.324	23.00	OK
463	x	2.790	7.324	23.00	OK
618	y ⁻	4.185	10.985	23.00	OK
657	y ⁻	4.155	10.907	23.00	OK
633	y ⁻	4.155	10.906	23.00	OK
107	y ⁻	4.155	10.906	23.00	OK
135	y	4.155	10.907	23.00	OK
92	y	4.185	10.985	23.00	OK

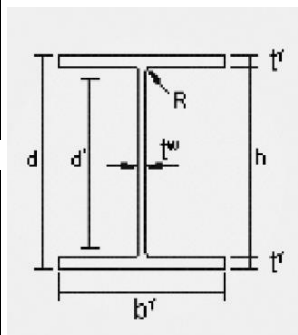
Control de Deflexiones				
Nudo	Dirección	δ (cm)	δ max. (cm)	$\delta < \delta$ max.
			$\delta_{max.} = L/240$	
1146	z ⁻	11.897	18.75	OK
1199	z ⁻	11.897	18.75	OK
1173	z ⁻	11.896	18.75	OK
1226	z ⁻	11.896	18.75	OK
1172	z ⁻	11.829	18.75	OK
1227	z ⁻	11.829	18.75	OK

Diseño de Elementos.

- Columna.

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (kg/cm ²)	= 2,531.05
Fu (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 700.00
b (mm)	= 600.00
tw (mm)	= 8.00
tr (mm)	= 15.00
h (mm)	= 670.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
Ag (cm ²)	= 233.60
Ix (cm ⁴)	= 231,235.87
Iy (cm ⁴)	= 54,002.86
rx (cm)	= 31.46
ry (cm)	= 15.20
Zx (cm ³)	= 7,062.80
Zy (cm ³)	= 2,710.72
Sx (cm ³)	= 6,606.74
Sy (cm ³)	= 1,800.10
Cw (cm ⁶)	= 60,601,500.00
J (cm ⁴)	= 146.43

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetria doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

$$b/t = 20.00 > 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 12.01 \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetria doble (5)

$$h/t_w = 83.75 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Limite de pandeo por flexion, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad K_x = 2$$
$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25 \right) \quad L = 1150.00 \text{ cm}$$
$$r = 31.46 \text{ cm}$$

$$KL/r = 73.103 \quad 0.75 \geq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 3765.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad F_{cr} = 3302.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 771.43 \text{ T}$$

$$\phi P_n = 694.29 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{E k_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{E k_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E k_c}}$$

$$12.01 < 20.00 < 21.95 \quad Q_s = 1.11$$

=

=

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$b/t = 20.00 > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$
$$10.79 \quad 21.31 \quad F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro No Compacto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$h/t_w = 83.75 > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
$$106.72 \quad 161.78$$

Miembro Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$M_n = 167.22 \text{ T.m} \quad M_p = 178.76 \leq 267.55 \text{ T.m} \quad M_y = 167.22 \text{ T.m}$$
$$\emptyset M_n = 150.50 \text{ T.m} \quad I_{yc}/I_y < 0,23$$
$$R_{pc} = 1,0$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_b = 1150.00 \text{ cm}$$

$$L_p = 1526.99 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}}$$

$$L_r = 3380.58 \text{ cm}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresion

$$M_n = \frac{0,9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} \quad 20.00$$

$$M_n = 132.47 \text{ T.m}$$

$$\emptyset M_n = 119.23 \text{ T.m}$$

=

MIEMBROS EN CORTE

=

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

=

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

$$h/t_w = 83.75 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.87$$

$$A_w = 56.00 \text{ cm}^2$$

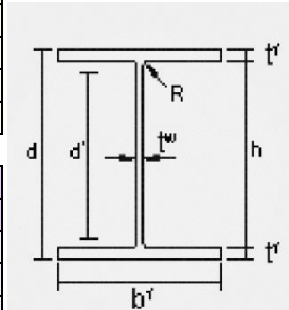
$$V_n = 73.74 \text{ T}$$

$$\emptyset V_n = 66.37 \text{ T}$$

- Viga.

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
Fy (kg/cm ²)	= 2,531.05
Fu (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 900.00
b (mm)	= 600.00
tw (mm)	= 10.00
tr (mm)	= 15.00
h (mm)	= 870.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
Ag (cm ²)	= 267.00
Ix (cm ⁴)	= 407,360.25
Iy (cm ⁴)	= 54,007.25
rx (cm)	= 39.06
ry (cm)	= 14.22
Zx (cm ³)	= 9,857.25
Zy (cm ³)	= 2,721.75
Sx (cm ³)	= 9,052.45
Sy (cm ³)	= 1,800.24
Cw (cm ⁶)	= 102,181,500.00
J (cm ⁴)	= 164.00

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.7$$

$$b/t_f = 20.00 > 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 11.90$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.43$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (5)

$$h/t_w = 87.00 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Limite de pandeo por flexion, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25 \right)$$

$$\frac{KL}{r} 115.92 \quad 1.88 \geq 2.25$$

$$K_x = 2$$

$$L = 2263.85 \text{ cm}$$

$$r = 39.06 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 1497.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad F_{cr} = 1313.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 350.69 \text{ T} =$$

$$\emptyset P_n = 315.62 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$11.90 < 20.00 < 21.75 \quad Q_s = 1.12$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetria doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$\frac{b}{t} = 20.00 > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.43$$

$$10.79 \quad 21.10 \quad F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro No Compacto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetria doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$\frac{h}{t_w} = 87.00 > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$106.72 \quad 161.78$$

Miembro Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0,9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$M_n = 229.12 \text{ T.m} \quad M_p = 249.49 \leq 366.60 \text{ T.m} \quad M_y = 229.12 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 206.21 \text{ T.m} \quad I_{yc}/I_y < 0,23$$

$$R_{pc} = 1,0$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_y S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 2263.85 \text{ cm}$$

$$L_p = 1895.74 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \quad L_r = 4185.58 \text{ cm}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresión

$$M_n = \frac{0,9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} \quad 20.00$$

$$M_n = 178.09 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 160.28 \text{ T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0,9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

$$\frac{h}{t_w} = 87.00 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.80$$

$$A_w = 90.00 \text{ cm}^2$$

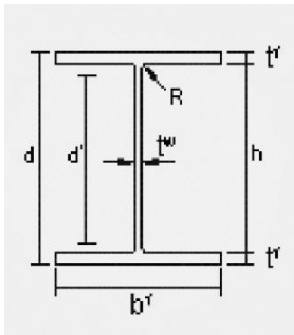
$$V_n = 109.82 \text{ T}$$

$$\phi V_n = 98.84 \text{ T}$$

- Viga secundaria.

PROPIEDADES DEL MATERIAL	
ACERO A36	
F _y (kg/cm ²)	= 2,531.05
F _u (kg/cm ²)	= 4,077.80
E (kg/cm ²)	= 2,038,902.42
G (kg/cm ²)	= 784,615.40

DIMENSIONES DEL PERFIL	
PERFIL: TIPO I	
d (mm)	= 350.00
b (mm)	= 250.00
t _w (mm)	= 4.00
t _r (mm)	= 10.00
h (mm)	= 330.00



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
A _g (cm ²)	= 63.20
I _x (cm ⁴)	= 15,652.07
I _y (cm ⁴)	= 2,604.34
r _x (cm)	= 15.74
r _y (cm)	= 6.42
Z _x (cm ³)	= 958.90
Z _y (cm ³)	= 313.82
S _x (cm ³)	= 894.40
S _y (cm ³)	= 208.35
C _w (cm ⁶)	= 708,984.38
J (cm ⁴)	= 17.37

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (2)

$$0.35 \leq K_c \leq 0.76$$

$$\frac{b}{t} = 12.50 > 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 12.05$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$

Miembro Esbelto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (5)

$$\frac{h}{t_w} = 82.50 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

Miembro Esbelto

MIEMBROS A COMPRESIÓN

E7. Miembros con Elementos Esbeltos.

Límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad K_x = 2$$

$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25 \right) \quad L = 600.00 \text{ cm}$$

$$r = 15.74 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = 76.252 \quad 0.90 \geq 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 3460.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad F_{cr} = 3035.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 191.82 \text{ T}$$

$$\phi P_n = 172.64 \text{ T}$$

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Qs.

$$0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}}$$

$$12.05 < 12.50 < 22.04 \quad Q_s = 1.23$$

Elementos No-Atiesados

Alas de perfiles I soldados con simetría doble (11)

compacta - no compacta - esbelto $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

$$\frac{b}{t} = 12.50 > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.44$$

$$10.79 \quad 21.39 \quad F_L = 0.7 F_y = 1771.74 \text{ kg/cm}^2$$

Miembro No Compacto

Elementos Atiesados

Almas de perfiles I soldados con simetría doble (15)

compacta - no compacta - esbelto

$$h/t_w = 82.50 > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$106.72 \quad 161.78$$

Miembro Compacto

MIEMBROS A FLEXIÓN

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad 0.9$$

F4. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1. Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y \quad M_{yt} = F_y S_{xt}$$

$$M_n = 22.64 \quad \text{T.m} \quad M_p = 24.27 \leq 36.22 \text{ T.m} \quad M_y = 22.64 \quad \text{T.m}$$

$$\phi M_n = 20.37 \quad \text{T.m} \quad I_{yc}/I_y < 0,23$$

$$R_{pc} = 1,0$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$C_b = 1.67$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

Calculo de longitudes.

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_b = 600.00 \quad \text{cm}$$

$$L_p = 763.79 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \quad L_r = 1700.60 \quad \text{cm}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresión

$$M_n = \frac{0,9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} \quad 12.50$$

$$M_n = 46.26 \quad \text{T.m}$$

$$\phi M_n = 41.63 \quad \text{T.m}$$

MIEMBROS EN CORTE

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad 0.9$$

G2. Miembros con Almas No Atiesadas.

Almas de miembros laminados de Sección H.

$$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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

$$k_y = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

$$\frac{h}{t_w} = 82.50 > 86.95 \quad A_w = d t_w$$

$$K_v = 5$$

$$C_v = 0.89$$

$$A_w = 14.00 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 19.00 \text{ T}$$

$$\phi V_n = 17.10 \text{ T}$$

Análisis Económico.

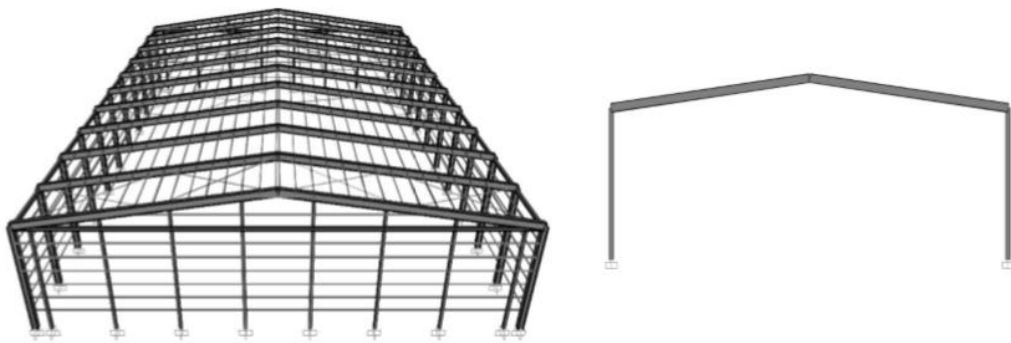
Peso de la Estructura	
Caso	W (Ton.)
DEAD	188.509

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	188,509.40	2.43	\$ 458,077.84

4.2 PÓRTICOS CON SECCIONES DE ALMA LLENA – LAMINADOS.

Esta sección está basada en datos de la Tesis de “Análisis Estructural y Económico de Alternativas de Pórticos para Estructuras Industriales, aplicado al Proyecto MARGLOBAL ubicado en la Parroquia Calderón, Cantón Quito, Provincia de Pichincha.” (Jaime Felipe Luna Ribadeneira; César Andrés Muñoz Navas, 2013), para el análisis comparativo de pórticos con secciones de alma llena con perfiles laminados.

4.2.1 Elementos críticos para este tipo de pórticos.



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

- Columna

Combinación Crítica:

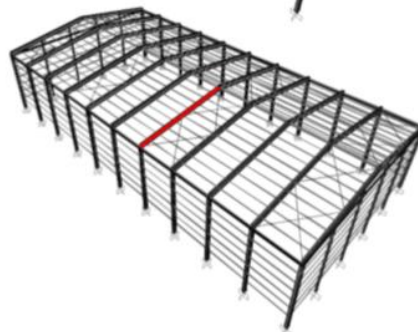
1.2D + 1.6L



- Viga

Combinación Crítica:

1.2D + 1.6L



- Viga Secundaria

Combinación Crítica:
1.2D – Ey + L



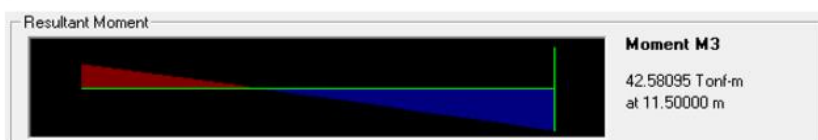
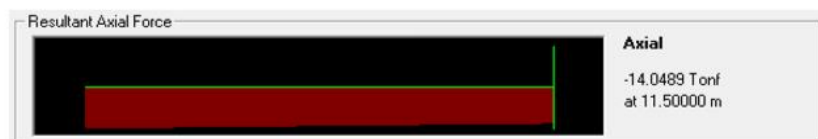
4.2.2 Luz 30 metros.

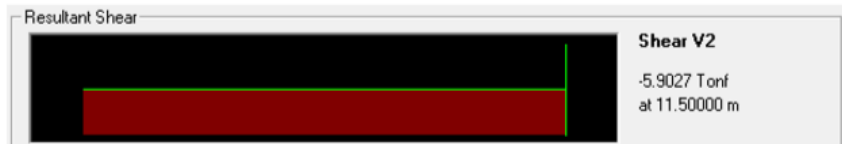
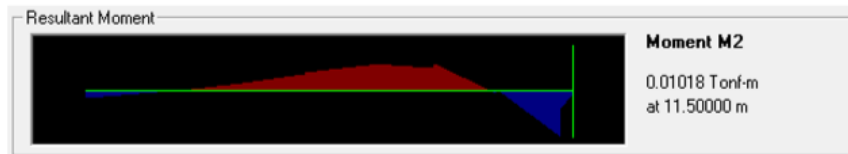


Análisis Estructural.

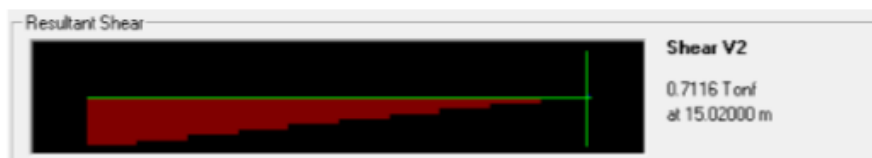
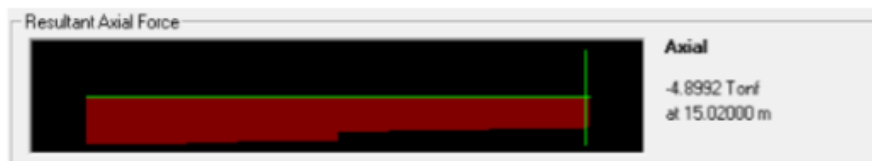
- Resistencias requeridas de los elementos.

➤ **Columna:**

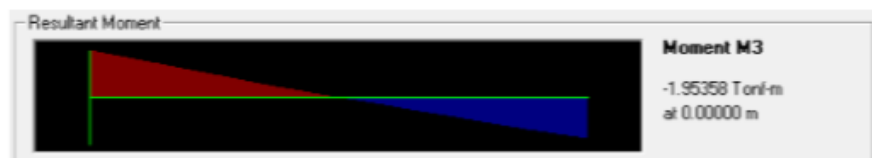
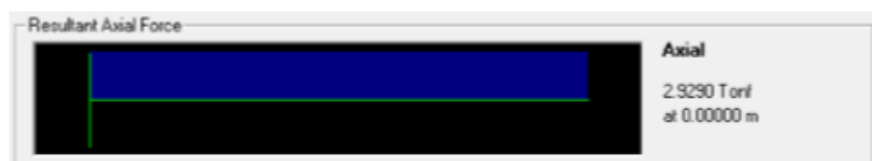


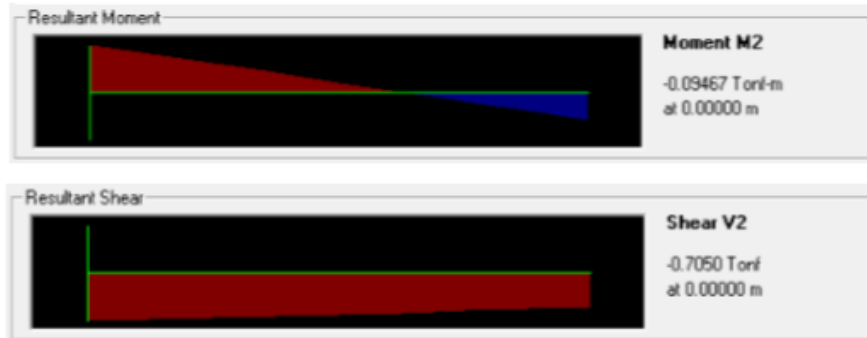


➤ **Viga:**



➤ **Viga Secundaria:**





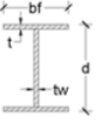
➤ Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	$\Delta \epsilon$ (cm.)	ΔM (cm.)	ΔM max. (cm.)	$\Delta M < \Delta M$ max.
		$\Delta \epsilon = \delta_i - \delta_j$	$\Delta M = 0.75 * R * \Delta \epsilon$	ΔM 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.)	$\delta < \delta$ max.
				δ 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

Diseño de Elementos.

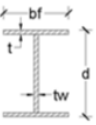
➤ Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA DISEÑO DE COLUMNAS						
DIMENSIONES DEL PERFIL			PROPIEDADES DE LA SECCION		RESISTENCIAS REQUERIDAS	
PERFIL: TIPO I			RESISTENCIAS REQUERIDAS			
bf (mm) =	350.00		A (cm ²) =	157.40	Pu (T) =	14.05
t (mm) =	18.00		Ix (cm ⁴) =	37,334.51	Mux (T-m) =	42.58
d (mm) =	350.00		Iy (cm ⁴) =	12,865.12	Muy (T-m) =	0.01
tw (mm) =	10.00	rx (cm) =	15.40	Vu (T) =	5.90	
		ry (cm) =	9.04	RESISTENCIAS REQUERIDAS		
PROPIEDADES DEL MATERIAL		Zx (cm ³) =	2,338.09	RESISTENCIAS REQUERIDAS		
ACERO A36		Zy (cm ³) =	1,110.35	RESISTENCIAS REQUERIDAS		
Fy (Kg/cm ²) =	2,530.00	Sx (cm ⁴) =	2,133.40	RESISTENCIAS REQUERIDAS		
Fu (Kg/cm ²) =	4,080.00	Sy (cm ⁴) =	735.15	RESISTENCIAS REQUERIDAS		
E (Kg/cm ²) =	2,040,000.00	Cw (cm ⁶) =	3,545,111.55	RESISTENCIAS REQUERIDAS		
G (Kg/cm ²) =	784,615.40	J (cm ⁴) =	141.93	RESISTENCIAS REQUERIDAS		
PROPIEDADES DEL MATERIAL		RESISTENCIAS REQUERIDAS		RESISTENCIAS REQUERIDAS		
ACERO A36		RESISTENCIAS REQUERIDAS		RESISTENCIAS REQUERIDAS		
Fy (Kg/cm ²) =	2,530.00	RESISTENCIAS REQUERIDAS		RESISTENCIAS REQUERIDAS		
Fu (Kg/cm ²) =	4,080.00	RESISTENCIAS REQUERIDAS		RESISTENCIAS REQUERIDAS		
E (Kg/cm ²) =	2,040,000.00	RESISTENCIAS REQUERIDAS		RESISTENCIAS REQUERIDAS		
G (Kg/cm ²) =	784,615.40	RESISTENCIAS REQUERIDAS		RESISTENCIAS REQUERIDAS		

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS			
Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$	Pr/Pc = 0.05	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:

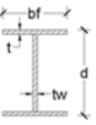
**DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
DISEÑO DE VIGAS**

DIMENSIONES DEL PERFIL			PROPIEDADES DE LA SECCION		RESISTENCIAS REQUERIDAS	
PERFIL: TIPO I			A (cm²) =	183.00	Pu (T) =	
bf (mm) =	300.00	Ix (cm⁴) =	120,533.50	Mux (T-m) =		50.74
t (mm) =	15.00	Iy (cm⁴) =	6,767.44	Muy (T-m) =		0.28
d (mm) =	650.00	rx (cm) =	25.66	Vu (T) =		0.71
tw (mm) =	15.00	ry (cm) =	6.08			
PROPIEDADES DEL MATERIAL		Zx (cm³) =	4,299.00			
ACERO A36		Zy (cm³) =	709.88			
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00	Sx (cm³) =	3,708.72	RESISTENCIAS DISPONIBLES		
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00	Sy (cm³) =	451.16	φ Pn (T) =		346.76
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00	Cw (cm⁶) =	6,821,999.96	φ Mnx (T-m) =		97.89
G (Kg/cm²) =	784,615.40	J (cm⁴) =	134.06	φ Mny (T-m) =		16.16
				φ Vn (T) =		133.20

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS	
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 $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$ 0.542 < 1.0 OK

➤ Vigas secundarias:

**DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS**

DIMENSIONES DEL PERFIL			PROPIEDADES DE LA SECCION		RESISTENCIAS REQUERIDAS	
PERFIL: TIPO I			A (cm²) =	35.04		Pu (T) =
bf (mm) =	150.00	Ix (cm⁴) =	2,524.60		Mux (T-m) =	1.95
t (mm) =	8.00	Iy (cm⁴) =	450.33		Muy (T-m) =	0.10
d (mm) =	200.00	rx (cm) =	8.49		Vu (T) =	0.71
tw (mm) =	6.00	ry (cm) =	3.58			
PROPIEDADES DEL MATERIAL		Zx (cm³) =	281.18		RESISTENCIAS DISPONIBLES	
ACERO A36		Zy (cm³) =	91.66		φ Pn (T) =	79.79
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00	Sx (cm³) =	252.46		φ Mnx (T-m) =	3.84
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00	Sy (cm³) =	60.04		φ Mny (T-m) =	2.09
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00	Cw (cm⁶) =	41,502.52		φ Vn (T) =	16.39
G (Kg/cm²) =	790,000.00	J (cm⁴) =	6.25			

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ $P_r/P_c = 0.04$

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

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

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad 0.573 < 1.0 \quad \text{OK}$$

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

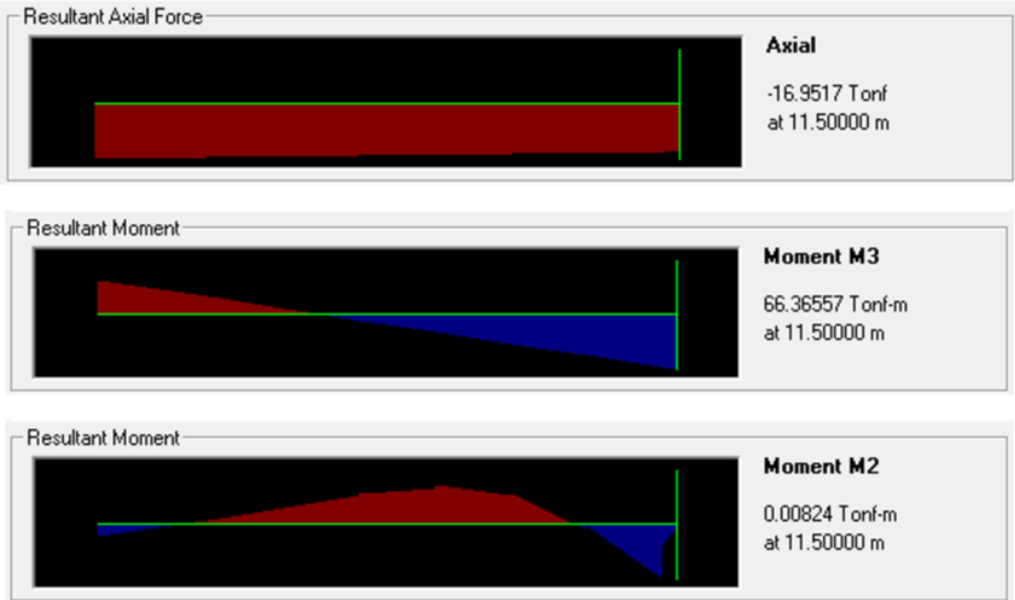
4.2.3 Luz 35 metros

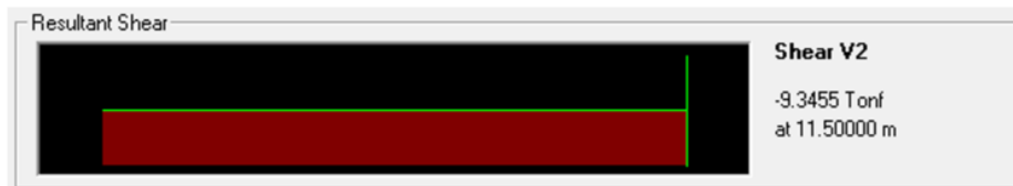


Análisis Estructural.

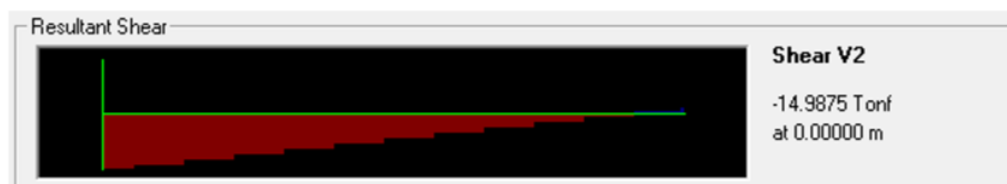
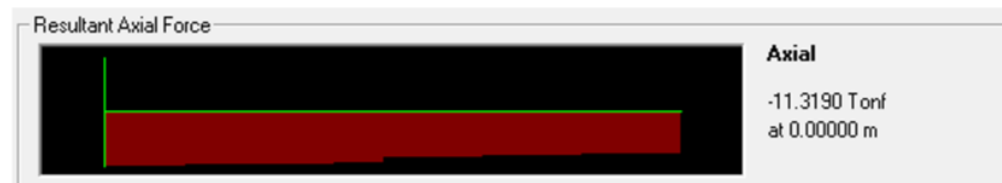
- Resistencias requeridas de los elementos.

Columna:

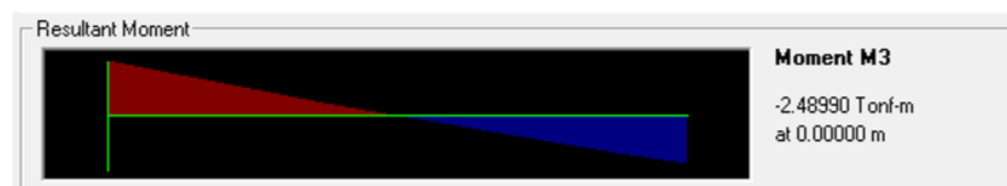
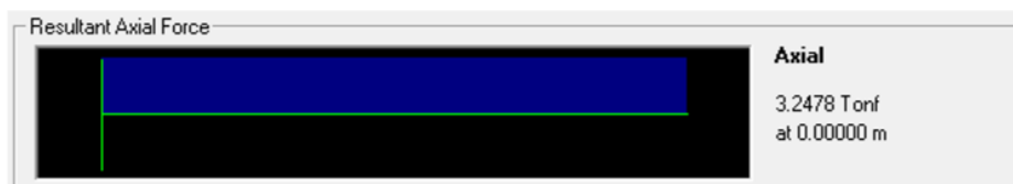


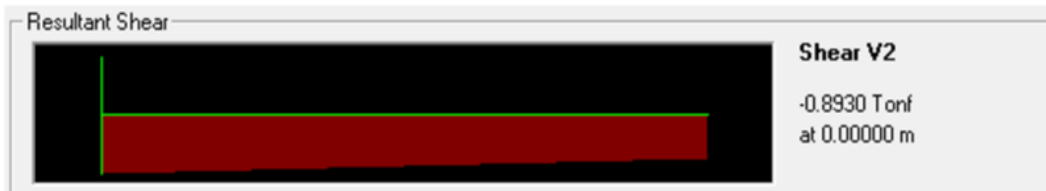


Viga:



Viga Secundaria:





Desplazamientos máximos de la estructura.

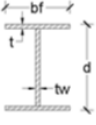
Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
244	-Ex	X	-4.785
330	-Ex	X	-4.785
373	-Ex	X	-4.756
265	+Ex	X	4.785
351	+Ex	X	4.785
222	+Ex	X	4.756

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 ALMALLENA DISEÑO DE COLUMNAS				
DIMENSIONES DEL PERFIL PERFIL: TIPO I			PROPIEDADES DE LA SECCION	RESISTENCIAS REQUERIDAS
bf (mm) =	400.00		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	Pu (T) = 16.95 Mux (T-m) = 66.37 Muy (T-m) = 0.01 Vu (T) = 9.35
PROPIEDADES DEL MATERIAL ACERO A36				RESISTENCIAS DISPONIBLES
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00			φ Pn (T) = 369.01 φ Mnx (T-m) = 78.07 φ Mny (T-m) = 36.73 φ Vn (T) = 65.58
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00			
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00			
G (Kg/cm²) =	784,615.40			

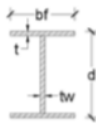
1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS			
Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$	$P_r/P_c = 0.05$	No Aplica
Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$	0.873 < 1	OK

➤ Vigas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA DISEÑO DE VIGAS				
DIMENSIONES DEL PERFIL PERFIL: TIPO I			PROPIEDADES DE LA SECCION	RESISTENCIAS REQUERIDAS
bf (mm) =	350.00		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	Pu (T) = 11.32 Mux (T-m) = 66.37 Muy (T-m) = 0.00 Vu (T) = 14.99
PROPIEDADES DEL MATERIAL ACERO A36				RESISTENCIAS DISPONIBLES
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00			φ Pn (T) = 393.76 φ Mnx (T-m) = 122.85 φ Mny (T-m) = 25.89 φ Vn (T) = 133.20
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00			
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00			
G (Kg/cm²) =	784,615.40			

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS			
Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$	$Pr/Pc= 0.03$	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																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">DIMENSIONES DEL PERFIL</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">PERFIL: TIPO I</td> </tr> <tr> <td>bf (mm) =</td> <td>150.00</td> </tr> <tr> <td>t (mm) =</td> <td>10.00</td> </tr> <tr> <td>d (mm) =</td> <td>200.00</td> </tr> <tr> <td>tw (mm) =</td> <td>6.00</td> </tr> </tbody> </table>	DIMENSIONES DEL PERFIL		PERFIL: TIPO I		bf (mm) =	150.00	t (mm) =	10.00	d (mm) =	200.00	tw (mm) =	6.00		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">PROPIEDADES DE LA SECCION</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>A (cm²) =</td><td>40.80</td></tr> <tr><td>Ix (cm⁴) =</td><td>3,001.60</td></tr> <tr><td>Iy (cm⁴) =</td><td>562.82</td></tr> <tr><td>rx (cm) =</td><td>8.58</td></tr> <tr><td>ry (cm) =</td><td>3.71</td></tr> <tr><td>Zx (cm³) =</td><td>333.60</td></tr> <tr><td>Zy (cm³) =</td><td>114.12</td></tr> <tr><td>Sx (cm³) =</td><td>300.16</td></tr> <tr><td>Sy (cm³) =</td><td>75.04</td></tr> <tr><td>Cw (cm⁶) =</td><td>50,794.87</td></tr> <tr><td>J (cm⁴) =</td><td>10.85</td></tr> </tbody> </table>	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	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">RESISTENCIAS REQUERIDAS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Pu (T) =</td><td>3.25</td></tr> <tr><td>Mux (T-m) =</td><td>2.49</td></tr> <tr><td>Muy (T-m) =</td><td>0.16</td></tr> <tr><td>Vu (T) =</td><td>0.89</td></tr> </tbody> </table>	RESISTENCIAS REQUERIDAS		Pu (T) =	3.25	Mux (T-m) =	2.49	Muy (T-m) =	0.16	Vu (T) =	0.89
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) =	3.25																																																
Mux (T-m) =	2.49																																																
Muy (T-m) =	0.16																																																
Vu (T) =	0.89																																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">PROPIEDADES DEL MATERIAL</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">ACERO A36</td> </tr> <tr><td>Fy (Kg/cm²) =</td><td>2,530.00</td></tr> <tr><td>Fu (Kg/cm²) =</td><td>4,080.00</td></tr> <tr><td>E (Kg/cm²) =</td><td>2,040,000.00</td></tr> <tr><td>G (Kg/cm²) =</td><td>790,000.00</td></tr> </tbody> </table>	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		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">RESISTENCIAS DISPONIBLES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>φ Pn (T) =</td><td>92.90</td></tr> <tr><td>φ MnX (T-m) =</td><td>5.14</td></tr> <tr><td>φ MnY (T-m) =</td><td>2.60</td></tr> <tr><td>φ Vn (T) =</td><td>16.39</td></tr> </tbody> </table>	RESISTENCIAS DISPONIBLES		φ Pn (T) =	92.90	φ MnX (T-m) =	5.14	φ MnY (T-m) =	2.60	φ Vn (T) =	16.39																									
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) =	790,000.00																																																
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 $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$	$Pr/Pc= 0.03$	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.)	ΔM (cm.)	ΔM max. (cm.)	$\Delta M < \Delta M$ max.
		$\Delta E = \delta_i - \delta_0$	$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$	ΔM max. = $0.020 * h$	
-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.)	$\delta < \delta$ max.
				δ max. = $L/240$	
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

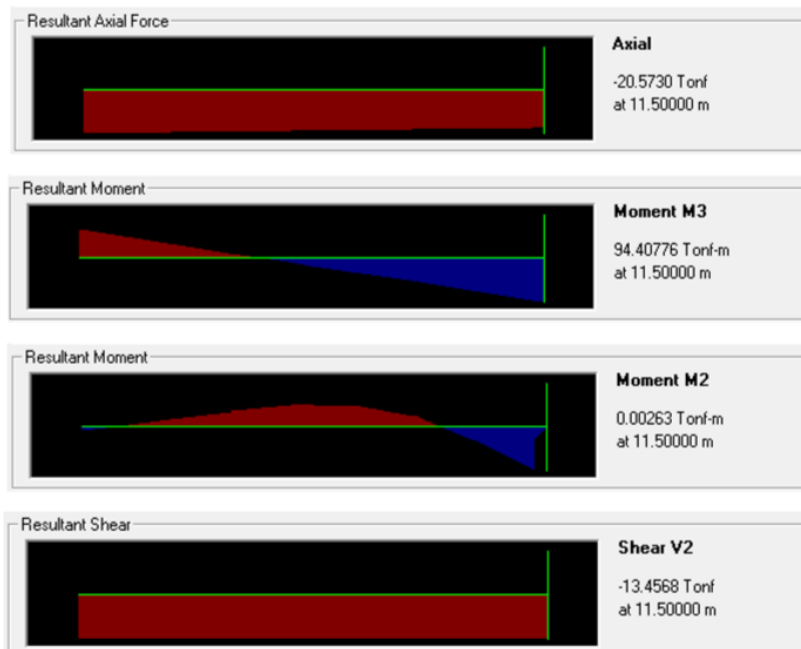
4.2.4. Luz 40 metros.



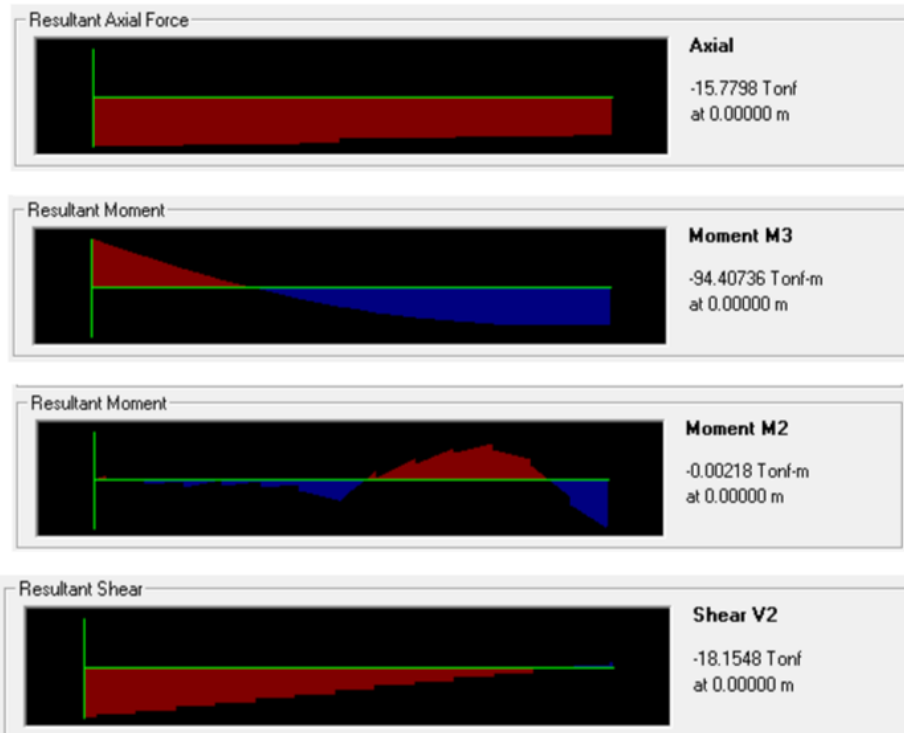
Análisis Estructural.

- Resistencias requeridas de los elementos.

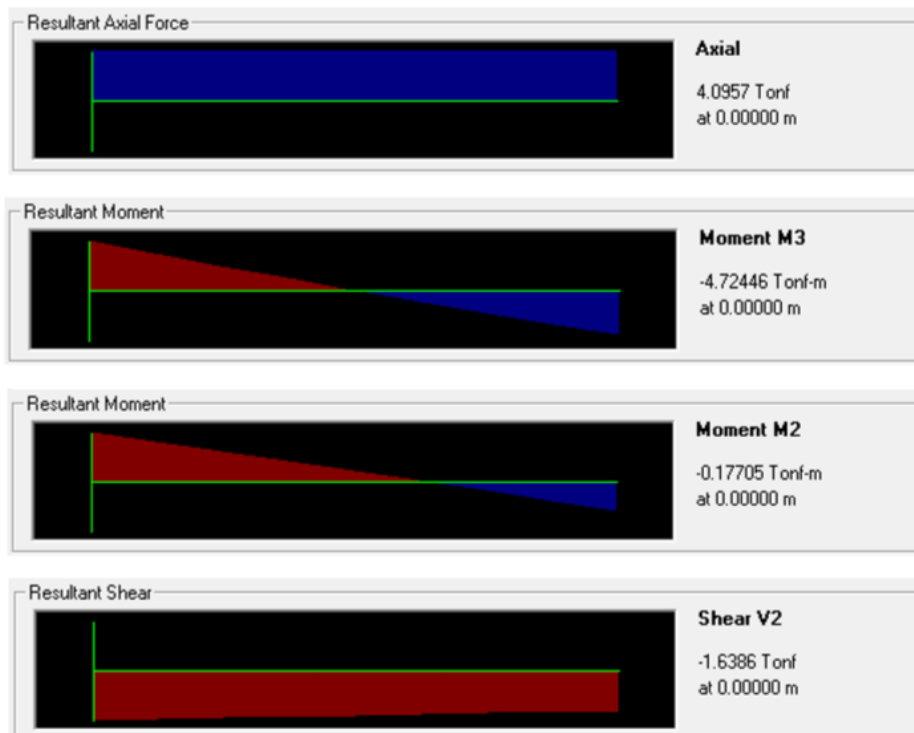
➤ Columna:



➤ **Viga:**



➤ **Viga Secundaria:**



Desplazamientos máximos de la estructura.

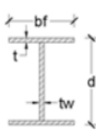
Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
289	-Ex	X	-4.761
383	-Ex	X	-4.761
430	-Ex	X	-4.733
312	+Ex	X	4.761
406	+Ex	X	4.761
453	+Ex	X	4.733

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.

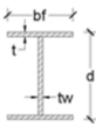
➤ Columnas:

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA DISEÑO DE COLUMNAS						
DIMENSIONES DEL PERFIL			PROPIEDADES DE LA SECCION		RESISTENCIAS REQUERIDAS	
PERFIL: TIPO I			A (cm ²) =	246.72	Pu (T) =	20.57
bf (mm) =	450.00		lx (cm ⁴) =	97,448.28	Mux (T-m) =	94.41
t (mm) =	22.00		ly (cm ⁴) =	33,418.35	Muy (T-m) =	0.00
d (mm) =	450.00		rx (cm) =	19.87	Vu (T) =	13.46
tw (mm) =	12.00	ry (cm) =	11.64			
PROPIEDADES DEL MATERIAL		Zx (cm ³) =	4,731.71	RESISTENCIAS DISPONIBLES		
ACERO A36		Zy (cm ³) =	2,242.12	φ Pn (T) =	471.07	
Fy (Kg/cm ²) =	2,530.00	Sx (cm ⁴) =	4,331.03	φ Mnx (T-m) =	107.74	
Fu (Kg/cm ²) =	4,080.00	Sy (cm ⁴) =	1,485.26	φ Mny (T-m) =	51.05	
E (Kg/cm ²) =	2,040,000.00	Cw (cm ⁶) =	15,304,265.92	φ Vn (T) =	73.77	
G (Kg/cm ²) =	784,615.40	J (cm ⁴) =	496.28			

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS			
Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$		$P_r/P_c = 0.04$	
	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$	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:

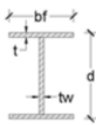
**DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
DISEÑO DE VIGAS**

DIMENSIONES DEL PERFIL			PROPIEDADES DE LA SECCION		RESISTENCIAS REQUERIDAS	
PERFIL: TIPO I			A (cm ²) =	278.80	Pu (T) =	
bf (mm) =	400.00	Ix (cm ⁴) =	228,137.73	Mux (T-m) =		94.41
t (mm) =	20.00	Iy (cm ⁴) =	21,365.41	Muy (T-m) =		0.00
d (mm) =	700.00	rx (cm) =	28.61	Vu (T) =		18.16
tw (mm) =	18.00	ry (cm) =	8.75			
PROPIEDADES DEL MATERIAL		Zx (cm ³) =	7,400.20			
ACERO A36		Zy (cm ³) =	1,653.46			
Fy (Kg/cm ²) =	2,530.00	Sx (cm ³) =	6,518.22	RESISTENCIAS DISPONIBLES		
Fu (Kg/cm ²) =	4,080.00	Sy (cm ³) =	1,068.27	φ Pn (T) =		488.07
E (Kg/cm ²) =	2,040,000.00	Cw (cm ⁶) =	24,698,413.19	φ Mnx (T-m) =		168.50
G (Kg/cm ²) =	784,615.40	J (cm ⁴) =	332.71	φ Mny (T-m) =		37.65
				φ Vn (T) =		172.14

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS						
Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$	$P_r/P_c =$	0.03			No Aplica
Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$	$\frac{P_r}{P_c} +$	0.576	<	1.0	OK

➤ Vigas secundarias:

**DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS**

DIMENSIONES DEL PERFIL			PROPIEDADES DE LA SECCION		RESISTENCIAS REQUERIDAS	
PERFIL: TIPO I			A (cm²) =	58.08	Pu (T) =	
bf (mm) =	150.00	Ix (cm⁴) =	8,870.92	Mux (T-m) =		4.72
t (mm) =	12.00	Iy (cm⁴) =	676.18	Muy (T-m) =		0.18
d (mm) =	300.00	rx (cm) =	12.36	Vu (T) =		1.64
tw (mm) =	8.00	ry (cm) =	3.41	RESISTENCIAS DISPONIBLES		
PROPIEDADES DEL MATERIAL		Zx (cm³) =	670.75			
ACERO A36		Zy (cm³) =	139.42			
Fy (Kg/cm²) =	2,530.00	Sx (cm³) =	591.39			
Fu (Kg/cm²) =	4,080.00	Sy (cm³) =	90.16			
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00	Cw (cm⁴) =	140,212.19			
G (Kg/cm²) =	790,000.00	J (cm⁴) =	21.03			

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{Pr}{Pc} \geq 0,2$ $Pr/Pc = 0,03$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad \text{No Aplica}$$

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

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad 0,618 < 1,0 \quad \text{OK}$$

➤ Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	$\Delta \epsilon$ (cm.)	ΔM (cm.)	ΔM max. (cm.)	$\Delta M < \Delta M$ max.
		$\Delta \epsilon = \delta_1 - \delta_0$	$\Delta M = 0,75 \cdot R \cdot \Delta \epsilon$	$\Delta M_{max} = 0,020 \cdot h$	
-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.)	$\delta_{max.}$ (cm.) $\delta_{max.} = L/240$	$\delta < \delta_{max.}$
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

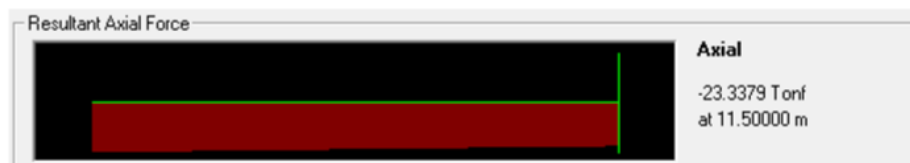
4.2.4 Luz 45 metros

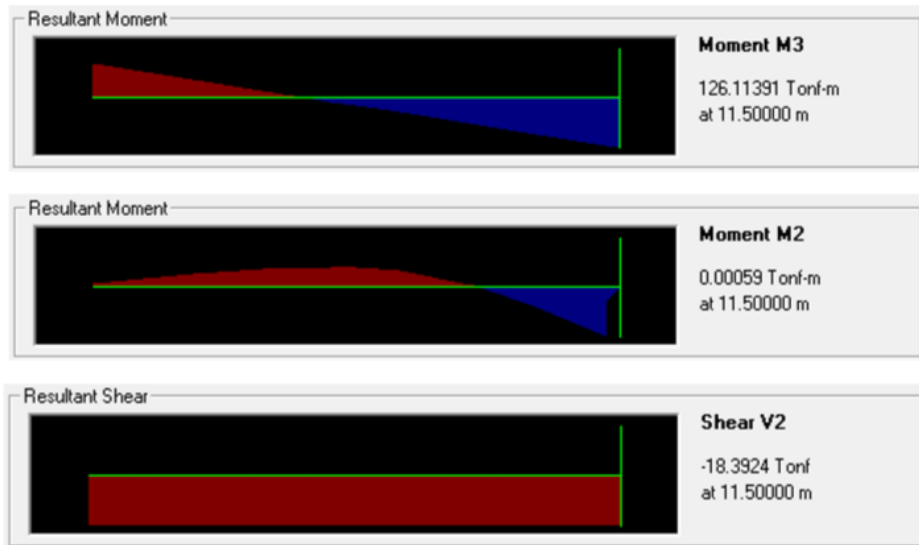


Análisis Estructural.

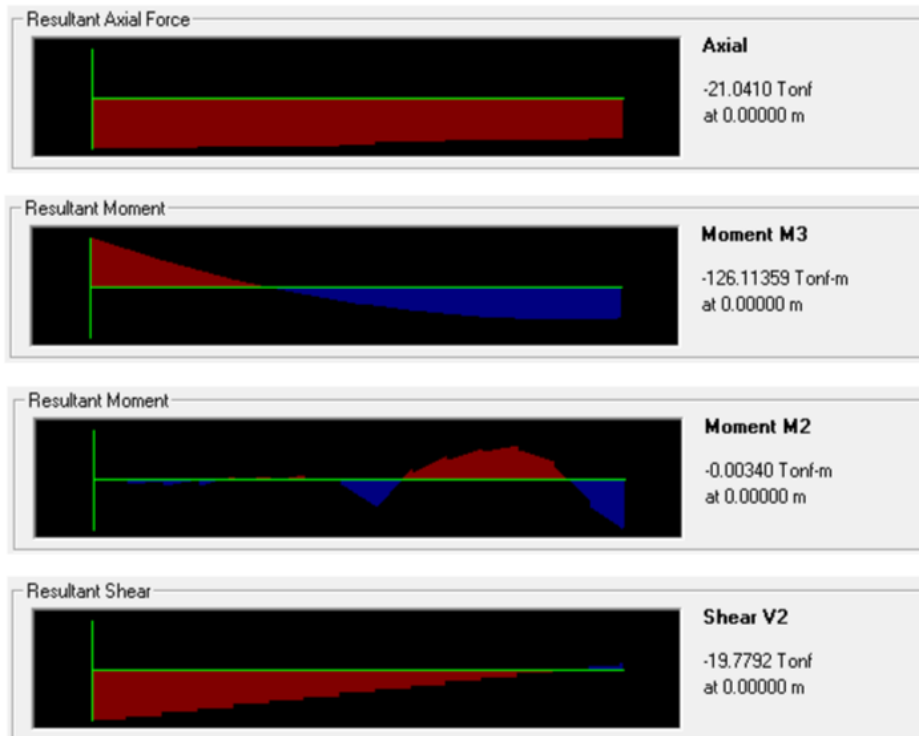
- Resistencias requeridas de los elementos.

➤ Columna:

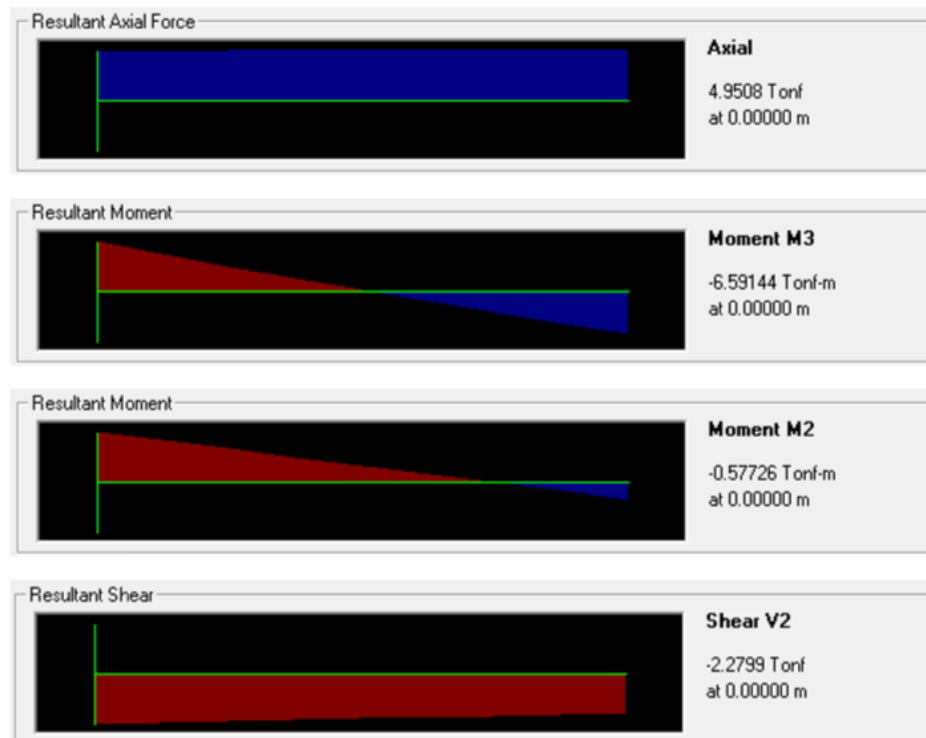




➤ **Viga:**



➤ **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

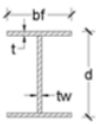
Desplazamientos Laterales Máximos			
Nudo	Combinación	Dirección	δ (cm)
618	-Ey	Y	-5.812
633	-Ey	Y	-5.764
657	-Ey	Y	-5.764
92	+Ey	Y	5.812
107	+Ey	Y	5.764
135	+Ey	Y	5.764

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 ALMALLENA
DISEÑO DE COLUMNAS**

DIMENSIONES DEL PERFIL		PROPIEDADES DE LA SECCION	RESISTENCIAS REQUERIDAS																														
PERFIL: TIPO I			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>A (cm²) =</td><td>304.00</td></tr> <tr><td>Ix (cm⁴) =</td><td>150,258.33</td></tr> <tr><td>Iy (cm⁴) =</td><td>52,089.81</td></tr> <tr><td>Ix (cm⁴) =</td><td>22.23</td></tr> <tr><td>Iy (cm⁴) =</td><td>13.09</td></tr> <tr><td>Zx (cm³) =</td><td>6,545.00</td></tr> <tr><td>Zy (cm³) =</td><td>3,141.20</td></tr> <tr><td>Sx (cm³) =</td><td>6,010.33</td></tr> <tr><td>Sy (cm³) =</td><td>2,083.59</td></tr> <tr><td>Cw (cm⁶) =</td><td>29,381,910.33</td></tr> <tr><td>J (cm⁴) =</td><td>529.91</td></tr> </table>	A (cm ²) =	304.00	Ix (cm ⁴) =	150,258.33	Iy (cm ⁴) =	52,089.81	Ix (cm ⁴) =	22.23	Iy (cm ⁴) =	13.09	Zx (cm ³) =	6,545.00	Zy (cm ³) =	3,141.20	Sx (cm ³) =	6,010.33	Sy (cm ³) =	2,083.59	Cw (cm ⁶) =	29,381,910.33	J (cm ⁴) =	529.91	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Pu (T) =</td><td>23.34</td></tr> <tr><td>Mux (T-m) =</td><td>126.11</td></tr> <tr><td>Muy (T-m) =</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>Vu (T) =</td><td>18.39</td></tr> </table>	Pu (T) =	23.34	Mux (T-m) =	126.11	Muy (T-m) =	0.00	Vu (T) =
A (cm ²) =	304.00																																
Ix (cm ⁴) =	150,258.33																																
Iy (cm ⁴) =	52,089.81																																
Ix (cm ⁴) =	22.23																																
Iy (cm ⁴) =	13.09																																
Zx (cm ³) =	6,545.00																																
Zy (cm ³) =	3,141.20																																
Sx (cm ³) =	6,010.33																																
Sy (cm ³) =	2,083.59																																
Cw (cm ⁶) =	29,381,910.33																																
J (cm ⁴) =	529.91																																
Pu (T) =	23.34																																
Mux (T-m) =	126.11																																
Muy (T-m) =	0.00																																
Vu (T) =	18.39																																
PROPIEDADES DEL MATERIAL			RESISTENCIAS DISPONIBLES																														
ACERO A36			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>ϕ Pn (T) =</td><td>601.34</td></tr> <tr><td>ϕ Mnx (T-m) =</td><td>149.03</td></tr> <tr><td>ϕ Mny (T-m) =</td><td>71.53</td></tr> <tr><td>ϕ Vn (T) =</td><td>81.97</td></tr> </table>	ϕ Pn (T) =	601.34	ϕ Mnx (T-m) =	149.03	ϕ Mny (T-m) =	71.53	ϕ Vn (T) =	81.97																						
ϕ Pn (T) =	601.34																																
ϕ Mnx (T-m) =	149.03																																
ϕ Mny (T-m) =	71.53																																
ϕ Vn (T) =	81.97																																
Fy (Kg/cm ²) =	2,530.00																																
Fu (Kg/cm ²) =	4,080.00																																
E (Kg/cm ²) =	2,040,000.00																																
G (Kg/cm ²) =	784,615.40																																

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ $P_r/P_c = 0.04$

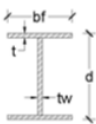
$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad \text{No Aplica}$$

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

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad 0.866 < 1 \quad \text{OK}$$

➤ Vigas:

**DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
DISEÑO DE VIGAS**

DIMENSIONES DEL PERFIL			PROPIEDADES DE LA SECCION		RESISTENCIAS REQUERIDAS	
PERFIL: TIPO I			A (cm²) =	287.80	Pu (T) =	
bf (mm) =	400.00	I _x (cm⁴) =	266,899.98	M _{ux} (T-m) =		126.11
t (mm) =	20.00	I _y (cm⁴) =	21,367.84	M _{uy} (T-m) =		0.00
d (mm) =	750.00	r _x (cm) =	30.45	Vu (T) =		19.78
tw (mm) =	18.00	r _y (cm) =	8.62	RESISTENCIAS DISPONIBLES		
PROPIEDADES DEL MATERIAL		Z _x (cm³) =	8,108.45			
ACERO A36		Z _y (cm³) =	1,657.51			
F _y (Kg/cm²) =	2,530.00	S _x (cm³) =	7,117.33			
F _u (Kg/cm²) =	4,080.00	S _y (cm³) =	1,068.39			
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00	C _w (cm⁴) =	28,467,303.95			
G (Kg/cm²) =	784,615.40	J (cm⁴) =	342.43			

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ $P_r/P_c = 0.04$

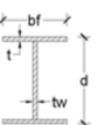
$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{No Aplica}$$

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

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad 0.705 < 1.0 \quad \text{OK}$$

➤ Viga secundarias:

**DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS**

DIMENSIONES DEL PERFIL			PROPIEDADES DE LA SECCION		RESISTENCIAS REQUERIDAS	
PERFIL: TIPO I			A (cm²) =	92.00	Pu (T) =	
bf (mm) =	200.00	I _x (cm⁴) =	19,575.67	M _{ux} (T-m) =		6.59
t (mm) =	15.00	I _y (cm⁴) =	2,002.67	M _{uy} (T-m) =		0.58
d (mm) =	350.00	r _x (cm) =	14.59	Vu (T) =		2.28
tw (mm) =	10.00	r _y (cm) =	4.67	RESISTENCIAS DISPONIBLES		
PROPIEDADES DEL MATERIAL		Z _x (cm³) =	1,261.00			
ACERO A36		Z _y (cm³) =	308.00			
F _y (Kg/cm²) =	2,530.00	S _x (cm³) =	1,118.61			
F _u (Kg/cm²) =	4,080.00	S _y (cm³) =	200.27			
E (Kg/cm²) =	2,040,000.00	C _w (cm⁴) =	561,873.17			
G (Kg/cm²) =	790,000.00	J (cm⁴) =	53.33			

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS					
Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$	$P_r/P_c = 0,02$				
		$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$	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.)	$\Delta M < \Delta M$ max.
		$\Delta E = \delta_i - \delta_o$	$\Delta M = 0,75 \cdot R \cdot \Delta E$	$\Delta M_{max.} = 0,020 \cdot h$	
-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.)	$\delta < \delta$ 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.

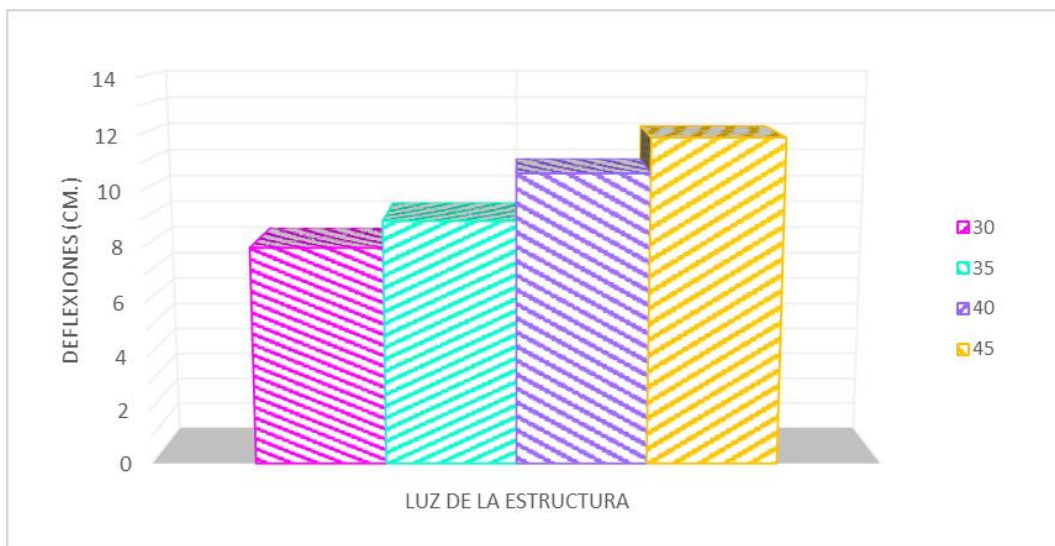
Peso de la Estructura	
Caso	W (ton.)
DEAD	215.408

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

4.3 ANÁLISIS COMPARATIVO

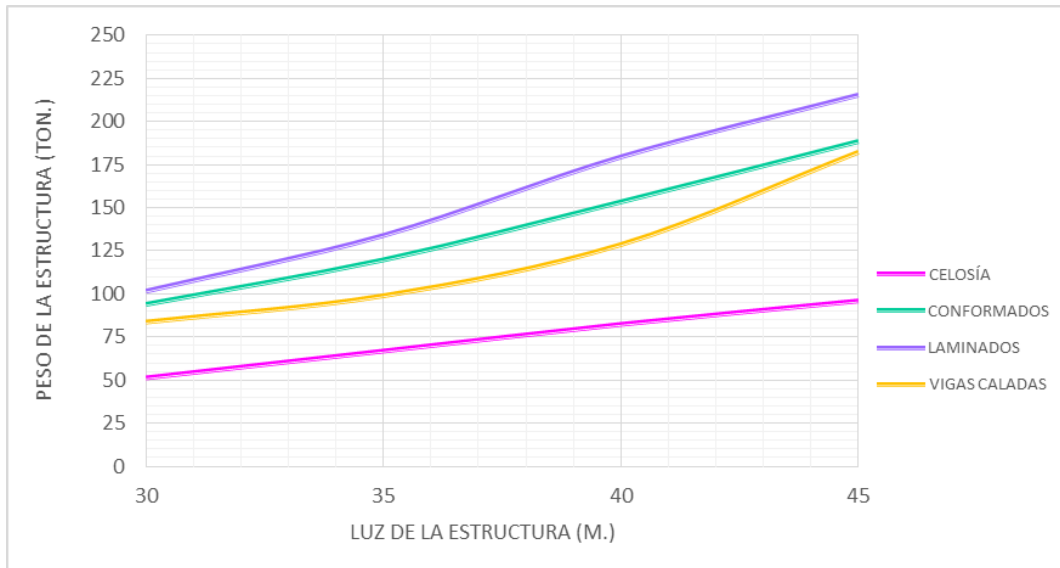
4.3.1 Deflexiones de la estructura según la variación de Luz.

Control de Deflexiones					
Luz	Nudo	Dirección	δ (cm)	$\delta_{max.}$ (cm) $\delta_{max.} = L/240$	$\delta < \delta_{max.}$
30	708	z^-	7.97	12.50	OK
35	699	z^-	8.94	14.58	OK
40	757	z^-	10.63	16.67	OK
45	1146	z^-	11.90	18.75	OK



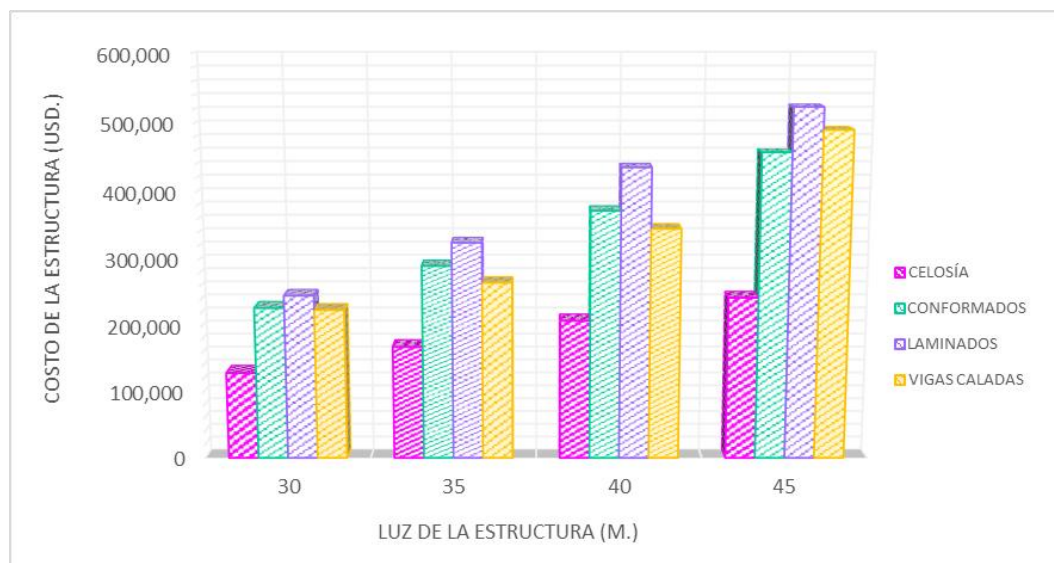
4.3.2 Pesos de la estructura según la variación de Luz.

Peso de la Estructura (ton.)				
Alma Llema				
	30	35	40	45
Celosía	51.34	66.91	82.41	95.98
Conformados	94.00	119.82	153.41	188.51
Laminados	101.61	133.97	179.52	215.41
Vigas Caladas	83.73	98.96	128.69	182.32

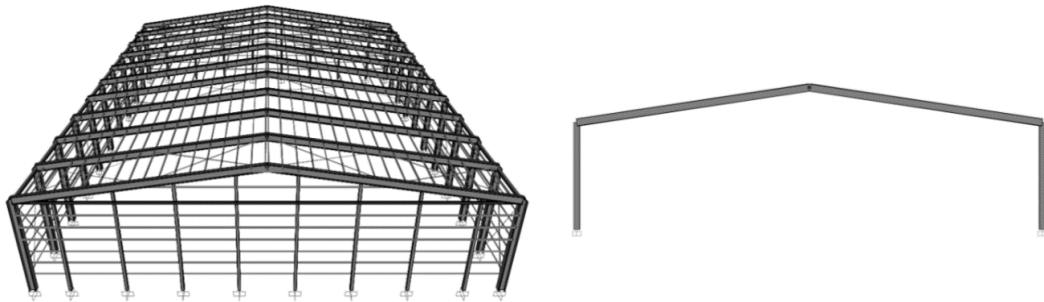


4.3.3 Costos de la estructura según la variación de Luz.

Costo de la Estructura (USD.)				
Alma Llema				
	30	35	40	45
Celosía	130,395.98	169,961.56	209,311.24	243,791.74
Conformados	228,430.45	291,157.25	372,776.34	458,077.84
Laminados	246,905.01	325,551.96	436,231.17	523,441.44
Vigas Caladas	225,231.01	266,213.16	346,181.48	490,430.04

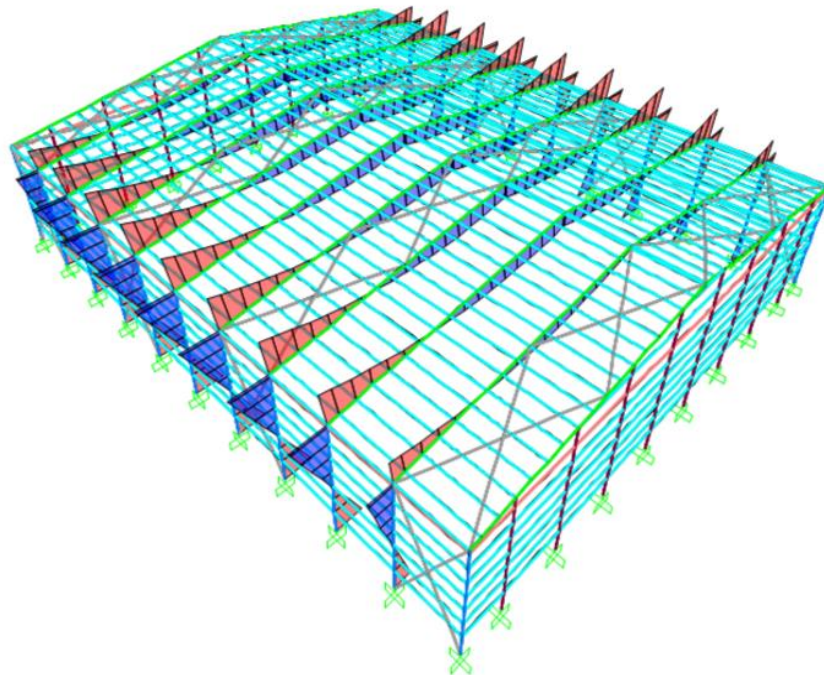


CAPITULO V ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA DE LUZ DE 50 METROS CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

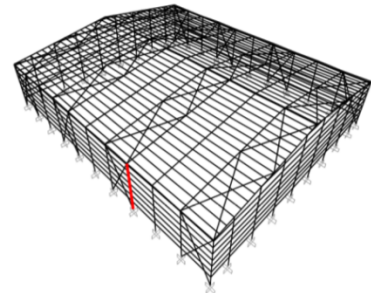
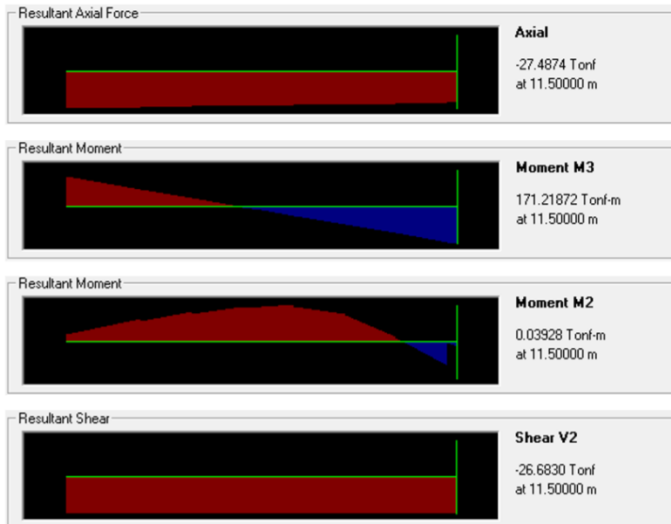
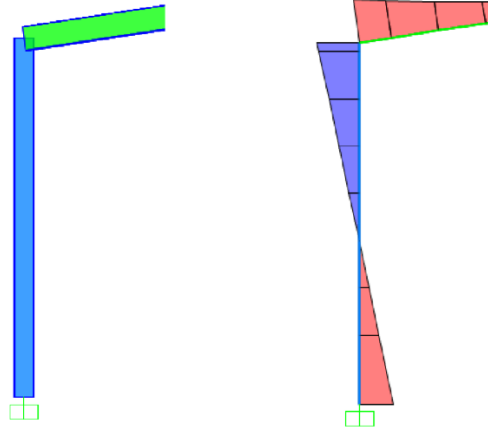


5.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

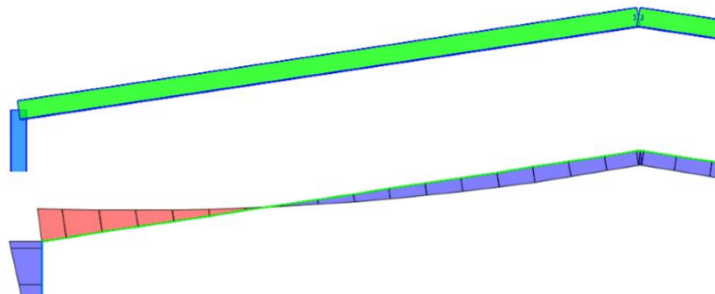
- Resistencia requerida de los Elementos.

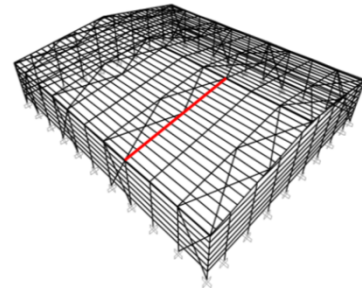
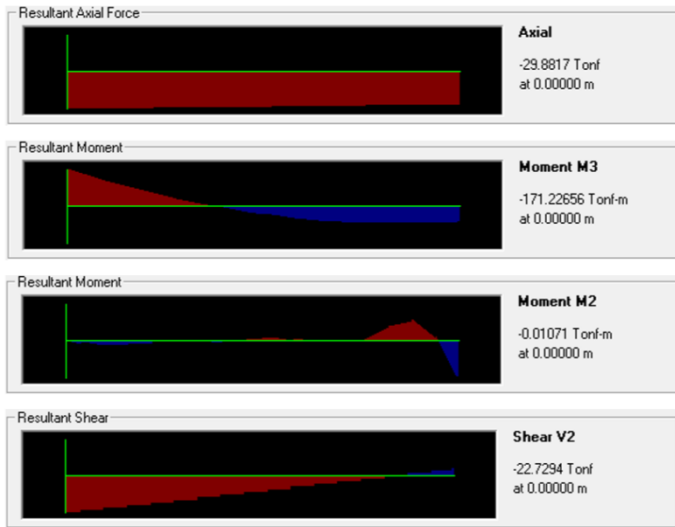


- Columna. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L

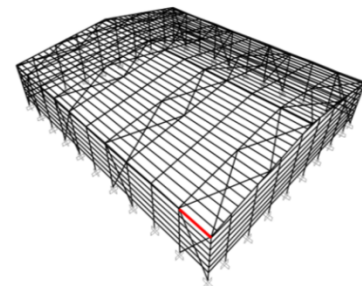
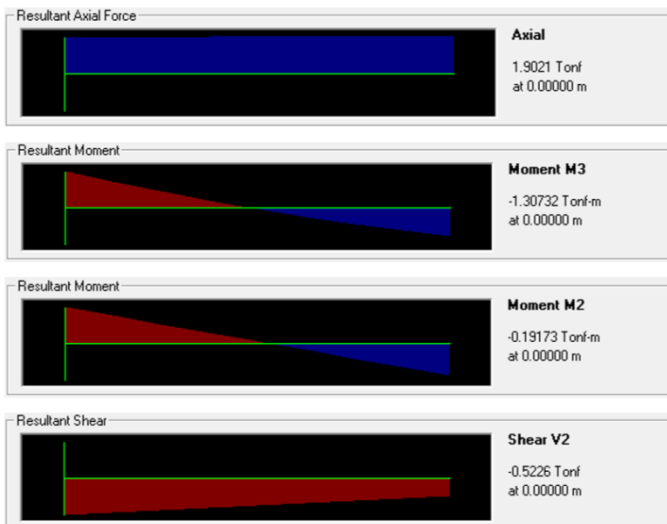
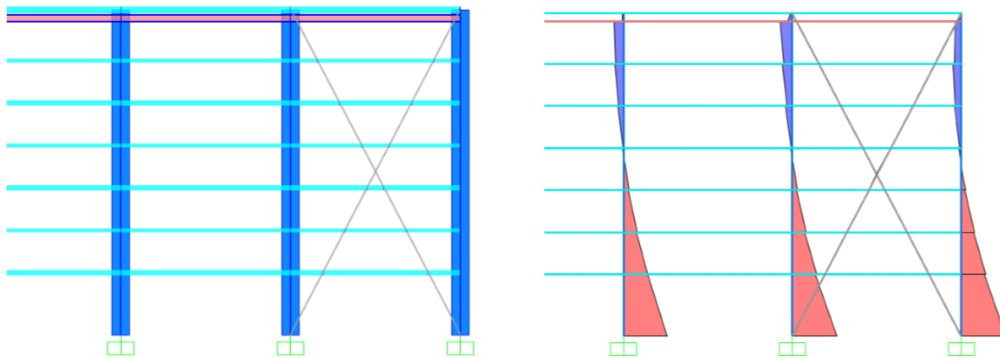


- Viga. Combinación crítica: 1.2D + 1.6L

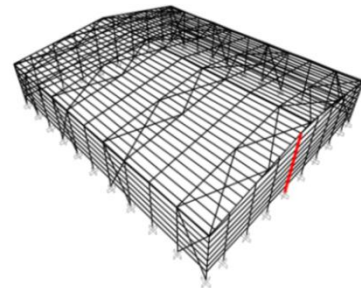
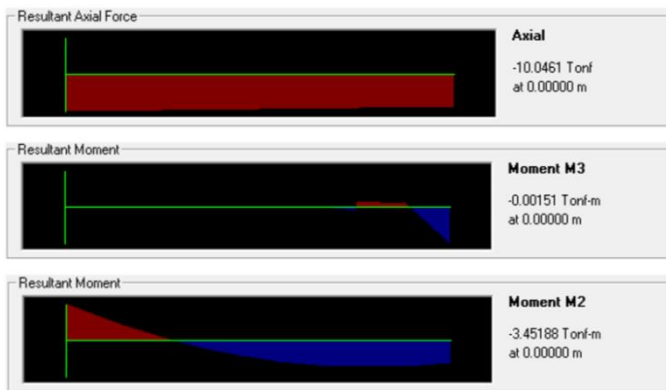
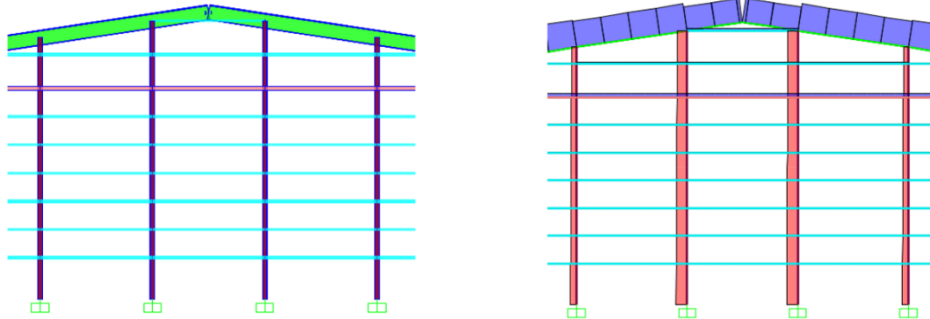




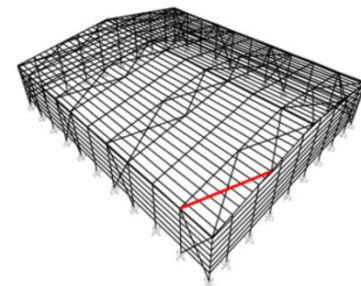
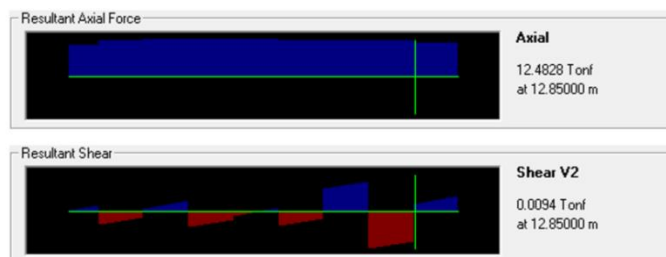
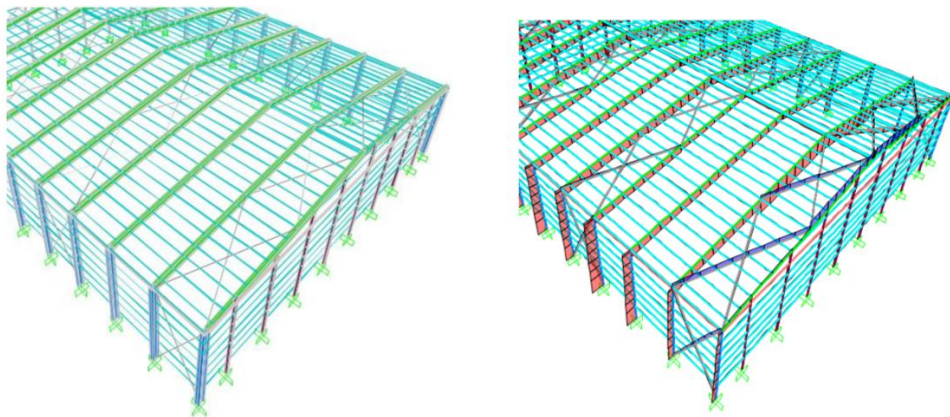
- Viga Secundaria. Combinación crítica: 1.2D – Ey + L



- Columna Secundaria. Combinación crítica: $1.2D - W_y + L$

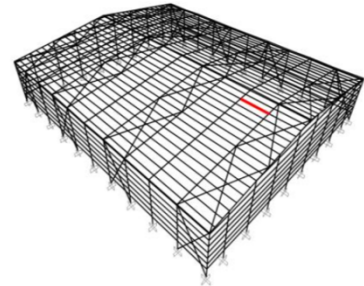
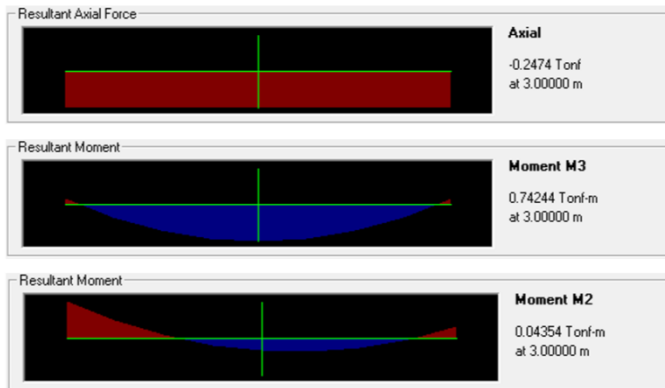


- Cruce San Andrés. Combinación crítica: $1.2D - E_y + L$

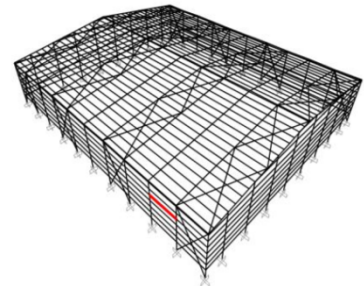
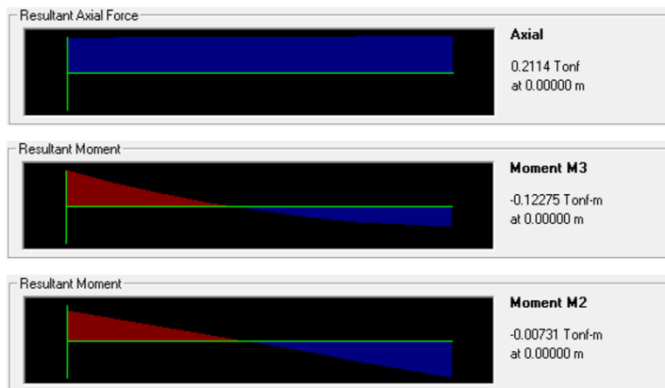


- Correas

Correas de Cubierta. Combinación crítica: $1.2D + 1.6L$



Correas de Cubierta. Combinación crítica: $1.2D - W_y + L$

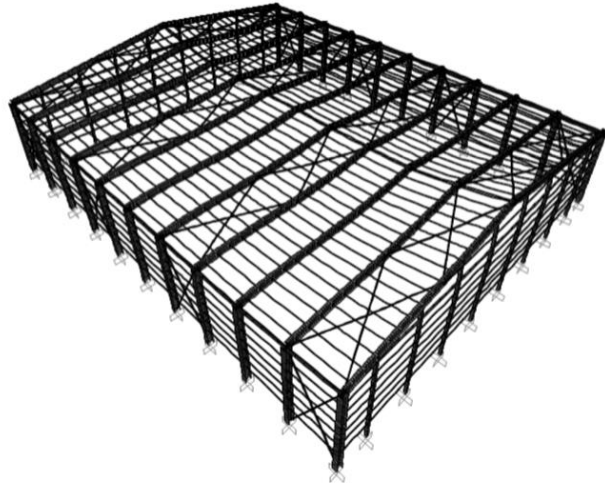


- Desplazamientos máximos de la estructura.

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

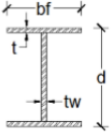


5.1.1 Diseño de los Elementos.

- 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 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

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) =	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 $\frac{P_u}{P_o} \geq 0.2$ $P_r/P_c = 0.03$

$$\frac{P_u}{P_o} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{ox}} + \frac{M_{uy}}{M_{oy}} \right) \leq 1.0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_u}{P_o} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2P_o} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{ox}} + \frac{M_{uy}}{M_{oy}} \right) \leq 1.0$$

0.640 < 1 OK


2. COMPRESIÓN

φ Pn =	925.07 T.
--------	-----------

1) Requisitos de diseño para secciones no-esbeltas

Alas de secciones I soldadas con simetría doble


$$\frac{b}{t} \leq 0.74 \sqrt{\frac{kc \cdot E}{F_y}} \quad ; \quad 0.35 \leq kc \leq 0.76$$



b/t = 10.71 < 0.74 * sqrt((kc * E) / Fy) = 12.43 OK

Almas de secciones I con simetría doble

$$\frac{h}{tw} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$



h/tw = 33.00 < 1.49 * sqrt(E / Fy) = 42.31 OK

2) Pandeo por flexión

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

K =	1
L =	1150.00 cm

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$ (o $\frac{F_c}{E} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_c}{E} \right] F_c \quad F_{cr} = 2320.62 \text{ Kgf/cm}^2$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$ (o $\frac{F_c}{E} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_c \quad F_{cr} = \text{No Aplica}$$

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad F_c = 12258.54 \text{ Kgf/cm}^2$$

$P_n =$	1027.85 T.	$\phi_c = 0.90$
$\phi P_n =$	925.07 T.	

3) Pandeo torsional

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

K =	1
L =	220.00 cm

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$ (o $\frac{F_c}{E} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_c}{E} \right] F_c \quad F_{cr} = 2500.52 \text{ Kgf/cm}^2$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$ (o $\frac{F_c}{E} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_c \quad F_{cr} = \text{No Aplica}$$

$$F_c = \left[\frac{\pi^2 EC}{(KL)^2} + GJ \right] \frac{I}{I_p + I_d} \quad F_c = 9036.66 \text{ Kgf/cm}^2$$

$P_n =$	1107.53 T.	$\phi_c = 0.90$
$\phi P_n =$	996.78 T.	

3. FLEXIÓN

$\phi M_{nx} =$	274.09 T-m
-----------------	------------

$\phi M_{ny} =$	115.86 T-m
-----------------	------------

Requisitos de diseño para secciones compactas:

Alas de secciones I soldadas con simetría doble

$$\frac{b}{t} \leq 0,50 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad b/t = 10.71 < 0,50 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79 \quad \text{OK}$$


Almas de secciones I con simetría doble

$$\frac{h}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad h/tw = 33.00 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.77 \quad \text{OK}$$


Flexión en torno al eje mayor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$M_{nx} =$	304.55 T-m
$\phi M_{nx} =$	274.09 T-m

$$\phi_b = 0.90$$

2) Resistencia nominal a la flexión por pandeo lateral torsional

Cálculo de las longitudes límites L_p y L_r

$$L_p = 1.77 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_b = 220.00 \text{ cm.}$$

$$L_p = 754.05 \text{ cm.}$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y} \left[\frac{J_c}{S_x^2} + \left(\frac{J_c}{S_x^2} \right)^2 + 0.70 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2 \right]}$$

$$L_r = 2424.88 \text{ cm.}$$

$$r_y = \frac{I_y}{S_x}$$

$$r_y = 16.90 \text{ cm.}$$

a) Cuando $L_b < L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

b) Cuando $L_p < L_b < L_r$, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$M_{nx} =$	No Aplica
$\phi M_{nx} =$	No Aplica

$$\phi_b = 0.90$$

c) Cuando $L_b > L_r$, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional elástico.

$$M_n = F_y S_x \leq M_p$$

$M_{nx} =$	No Aplica
$\phi M_{nx} =$	No Aplica

$$\phi_b = 0.90$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_y} \right)^2} \left[1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x^2} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^2 \right]$$

$$F_{cr} = \text{No Aplica}$$

Flexión en torno al eje menor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_y \leq 1.6 \cdot F_y \cdot S_y$$

$M_{ny} =$	128.73 T-m
$\phi M_{ny} =$	115.86 T-m

$$\phi_b = 0.90$$

4. CORTE

$\bar{V}_u \leq \phi V_n \Rightarrow \bar{V}_n$: $\phi V = 0.90$

$V_u = 26.68 < \phi V_n = 159.85$ OK

$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$

$A_w = d \cdot t_w = 117.00 \text{ cm}^2$ $C_v = 1$

Alma sin atiesadores $k_v = 5$

$h/t_w = 33.00$

a. Cuando $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$ $C_v = 1$

$C_v = 1.0$ $1.10 \cdot \sqrt{(k_v E) / F_y} = 69.84$

b. Cuando $1.10 \sqrt{k_v E / F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$ $C_v = \text{NA}$

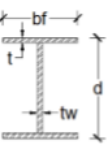
$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w}$ $1.37 \cdot \sqrt{(k_v E) / F_y} = 86.99$

c. Cuando $h/t_w > 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$ $C_v = \text{NA}$

$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$

- Vigas.

DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
DISEÑO DE VIGAS

DIMENSIONES DEL PERFIL		PROPIEDADES DE LA SECCION	RESISTENCIAS REQUERIDAS
PERFIL: TIPO I bf (mm) = 400.00 t (mm) = 22.00 d (mm) = 800.00 tw (mm) = 18.00			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 (cm⁴) = 35,565,592.42 J (cm⁴) = 418.87
PROPIEDADES DEL MATERIAL			RESISTENCIAS DISPONIBLES
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			φ Pn (T) = 517.71 φ Mn x (T-m) = 214.45 φ Mn y (T-m) = 41.47 φ Vn (T) = 196.73

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

$P_r / P_c = 0.06$

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{No Aplica}$$

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad 0.828 < 1.0 \quad \text{OK}$$

2. COMPRESIÓN

$\phi P_n = 517.71 \text{ T.}$

1) Requisitos de diseño para secciones no-esbeltas

Alas de secciones I soldadas con simetría doble

$$\frac{b}{t} \leq 0.74 \sqrt{\frac{kc + E}{F_y}} \quad \text{Diagrama I} \quad kc \leq \frac{4}{\lambda^2}; \quad 0.35 \leq \lambda \leq 0.71$$

$b/t = 9.09 < 0.74 \sqrt{((kc + E)/F_y)} = 12.43$

OK

Almas de secciones I con simetría doble

$$\frac{h}{tw} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Diagrama I}$$

$h/tw = 42.00 < 1.49 \sqrt{(E/F_y)} = 42.31$

OK

2) Pandeo por flexión

$P_n = F_{cr} + A_g$

K =	1
L =	2528.00 cm

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ to $\frac{F_c}{F_y} \leq 2.25$

$E_c = \left(0.658 \frac{KL}{r}\right)^2 F_y \quad F_{cr} = 1,843.22 \text{ Kgf/cm}^2$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ to $\frac{F_c}{F_y} > 2.25$

$F_{cr} = 0.877 F_c \quad F_{cr} = \text{No Aplica}$

$F_c = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_c = 3,343.57 \text{ Kgf/cm}^2$

$P_n = 575.23 \text{ T.} \quad \phi_c = 0.90$
 $\phi P_n = 517.71 \text{ T.}$

3) Pandeo torsional

$$F_{\theta} = F_{cr} \cdot A_{\theta}$$

K =	1
L =	150.00 cm

Ciranda: $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$ ($\frac{F_c}{E} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_c}{E} \right) F_c \quad F_{cr} = 2,500.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Ciranda: $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$ ($\frac{F_c}{E} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_c \quad F_{cr} = \text{No Aplica}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 EC}{(KL)^2} + GJ \left(\frac{K}{F_{y1} + F_{y2}} \right) \quad F_e = 90,649.19 \text{ Kg/cm}^2$$

$P_n =$	780.39 T.	$\phi_c = 0.90$
$\phi P_n =$	702.35 T.	


3. FLEXIÓN

$\phi M_{nx} =$	214.45 T-m
-----------------	------------

$\phi M_{ny} =$	41.47 T-m
-----------------	-----------

Requisitos de diseño para secciones compactas:


Alas de secciones I soldadas con simetría doble

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


$$b/t = 9.09 < 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79$$

OK

Almas de secciones I con simetría doble

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


$$h/tw = 42.00 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.77$$

OK

Flexión en torno al eje mayor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$M_{nx} =$	238.28 T-m
$\phi M_{nx} =$	214.45 T-m

$\phi_b = 0.90$

2) Resistencia nominal a la flexión por pandeo lateral torsional

Cálculo de las longitudes límites L_p y L_r

$L_b = 150.00 \text{ cm.}$

$$L_c = 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$L_p = 433.71 \text{ cm.}$

$$L_r = 1.93 \cdot S_x \cdot \frac{E}{F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x^2 h_x} + \left(\frac{J_c}{S_x h_x}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}$$

$L_r = 1292.61 \text{ cm.}$

$$r_{ts} = \frac{I_p}{2S_x}$$

$r_{ts} = 10.51 \text{ cm.}$

a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$M_{nx} =$	No Aplica
$\phi M_{nx} =$	No Aplica

$\phi_b = 0.90$

c) Cuando $L_b > L_r$, aplica el estado límite de pandeo lateral torsional elástico.

$$M_n = F_y S_x \leq M_p$$

$M_{nx} =$	No Aplica
$\phi M_{nx} =$	No Aplica

$\phi_b = 0.90$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x^2 h_x} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$F_{cr} = \text{No Aplica}$

Flexión en torno al eje menor

1) Resistencia nominal a la flexión por fluencia:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_y \leq 1.6 \cdot F_y \cdot S_y$$

$M_{ny} =$	46.08 T-m
$\phi M_{ny} =$	41.47 T-m

$\phi_b = 0.90$

4. CORTE

$\bar{V}_u \leq \phi V_n$: $\phi = 0.90$

$V_u = 22.73 < \phi V_n = 196.73$ OK

$V_n = 218.59 \text{ T}$
 $\phi V_n = 196.73 \text{ T}$

$\bar{V}_u = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$

$A_w = d \cdot t_w = 144.00 \text{ cm}^2$ $C_v = 1$

Alma sin atiesadores $k_v = 5$

$h/t_w = 42.00$

a. Cuando $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$ $C_v = 1$

$C_v = 1.0$ $1.10 \cdot \sqrt{(k_v E) / F_y} = 69.84$

b. Cuando $1.10 \sqrt{k_v E / F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$ $C_v = \text{N/A}$

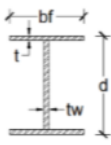
$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w}$ $1.37 \cdot \sqrt{(k_v E) / F_y} = 86.99$

c. Cuando $h/t_w > 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$ $C_v = \text{N/A}$

$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$

- Otros.

**DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS**

DIMENSIONES DEL PERFIL		PROPIEDADES DE LA SECCION	RESISTENCIAS REQUERIDAS
PERFIL: TIPO I			A (cm²) = 48.08 I _x (cm⁴) = 5,021.45 I _y (cm⁴) = 391.59 α (cm) = 10.22 r _y (cm) = 2.85 Z _x (cm³) = 459.15 Z _y (cm³) = 97.37 S _x (cm³) = 401.72 S _y (cm³) = 62.65 C _w (cm⁶) = 55,452.96 J (cm⁴) = 17.30
PROPIEDADES DEL MATERIAL		ACERO A36 F _y (Kg/cm²) = 2,530.00 F _u (Kg/cm²) = 4,080.00 E (Kg/cm²) = 2,040,000.00 G (Kg/cm²) = 790,000.00	RESISTENCIAS DISPONIBLES φ P _n (T) = 109.48 φ M _{rx} (T-m) = 5.44 φ M _{ry} (T-m) = 2.22 φ V _n (T) = 27.32

1. RESISTENCIA PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

Cuando $\frac{P_u}{P_c} \geq 0.2$ $P_r/P_c = 0.02$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

No Aplica

Cuando $\frac{P_u}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

0.335 < 1.0 OK

**DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
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
Sx (cm³) =	86.66
Iy (cm⁴) =	105.28
Siy (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 Mux (ton-m) =	1.26
φ Muy (ton-m) =	0.48

1. COMBINACION DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

1) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = 0.06 < 0.15$ OK

1) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = 0.72 < 1.00$ OK

2) $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} = \text{N/A}$ No Aplica


donde: $\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{n2}} = \text{N/A}$ $P_{n2} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K L)^2} = \text{N/A}$

$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{n2}} = \text{N/A}$ $P_{n2} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K L)^2} = \text{N/A}$

$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \text{N/A}$ No Aplica

donde: $P_{n2} = A_e \cdot F_y = \text{N/A}$

**DISEÑO DE PORTICOS CON SECCIONES DE ALMALLENA
DISEÑO DE CORREAS PARA PAREDES**

DIMENSIONES DEL PERFIL			PROPIEDADES DE LA SECCIÓN		RESISTENCIAS REQUERIDAS	
Perfil:	Doble G			A (cm²)	10.27	Pu (ton)
a (mm)	150.00		Ix (cm⁴)	320.78	Mux (ton-m)	0.12
b (mm)	50.00		SIx (cm⁴)	42.77	Muy (ton-m)	0.01
d (mm)	20.00		Iy (cm⁴)	30.68		
R (mm)	8.00		Sfy (cm⁴)	8.80		
t (mm)	4.00		rx (cm)	5.59		
			ry (cm)	1.73		
			r (cm)	1.73		
			xo (cm)	0.00		
			ro (cm)	5.85		
			Cw (cm⁴)	0.00		
			J (cm⁴)	0.53		
PROPIEDADES DEL MATERIAL			RESISTENCIAS DISPONIBLES			
ACERO	A36		φ Pn (ton)	8.47		
Fy (kgf/cm²)	2,530.00		φ Mnx (ton-m)	0.67		
Fu (kgf/cm²)	4,080.00		φ Mny (ton-m)	0.21		
E (kgf/cm²)	2,040,000.00					
G (kgf/cm²)	790,000.00					

1. COMBINACION DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

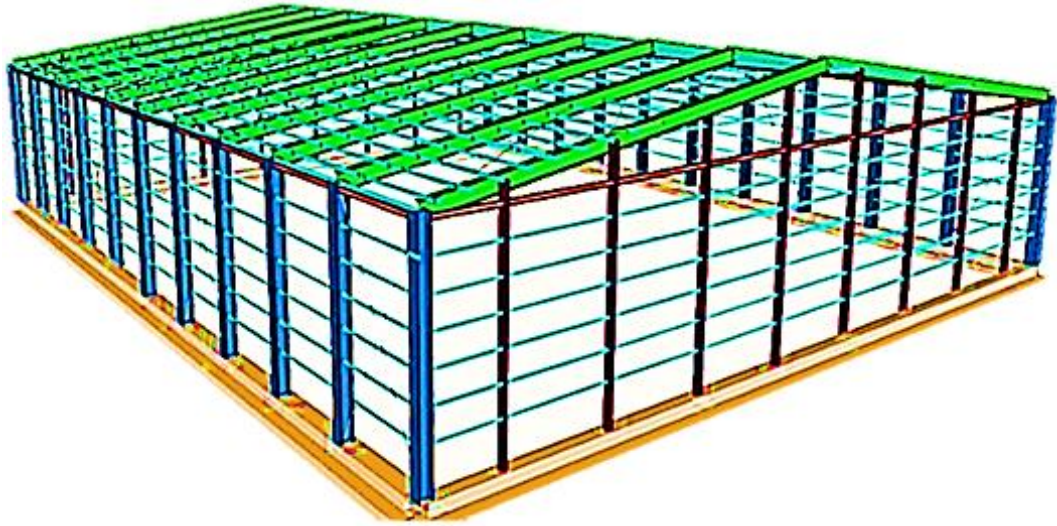
$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.02 < 0.15$	OK
$1) \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} = 0.25 < 1.00$	OK
$2) \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{C_m M_{ux}}{\phi M_{nx} a_x} + \frac{C_m M_{uy}}{\phi M_{ny} a_y} = \text{N/A}$	No Aplica
donde: $a_x = 1 - \frac{P_u}{P_{uz}} = \text{N/A}$	N/A
$a_y = 1 - \frac{P_u}{P_{uy}} = \text{N/A}$	N/A
$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} = \text{N/A}$	No Aplica
donde: $P_{uz} = A_g F_y = \text{N/A}$	N/A

- Control de Derivas y Deflexiones.

Control de Derivas					
Combinación	Dirección	Δε (cm.)	ΔM (cm.)	ΔM max. (cm.)	ΔM < ΔM max.
		Δε = δ ₁ - δ ₂	ΔM = 0.75 * R * Δε	ΔM max. = 0.020 * h	
-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.)	δ < δ max.
				δ max. = L/240	
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

5.2 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.



Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

Para los cimientos se diseñará con vigas de cimentación, según los resultados obtenidos del estudio de suelos y del análisis estructural.

Debido a los grandes momentos que se producen por las grandes luces de la estructura industrial, no fue conveniente el uso de zapatas aisladas, ya que el área de las zapatas era demasíadamente grande, llegando incluso a sobreponerse.

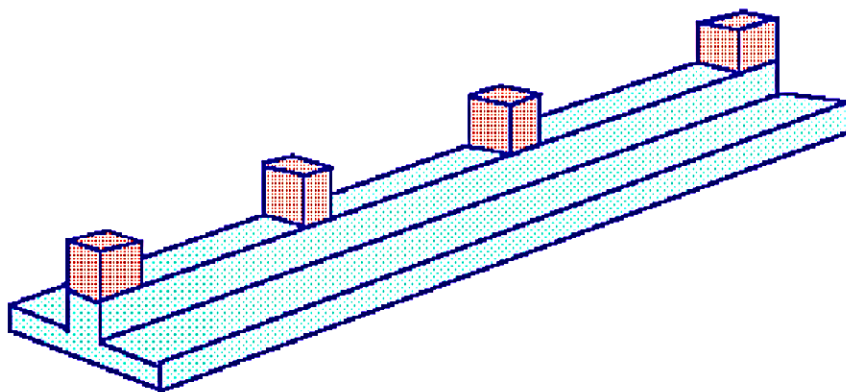
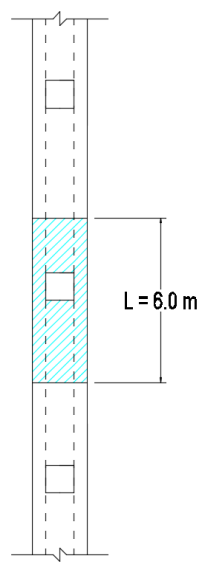


Figura N° 3 Viga de Cimentación.

Fuente: Diseño de Cimentaciones de Hormigón Armado

Mediante la capacidad portante del suelo y el área de la cimentación, se procedió a diseñar las vigas de cimentación; con el programa computacional SAP2000 se produjo la interacción suelo-estructura a través de resortes (coeficiente de basalto). Sin que este sobrepase su capacidad admisible, se ingresa la información necesaria para que de esta manera transmita y distribuya correctamente las cargas para obtener las secciones y cantidades consideradas.

PREDIMENSIONAMIENTO



$L = 6.0 \text{ m}$

Cargas de Servicio Máximas	
$P_u \text{ (T)} =$	23.77
$M_u \text{ (T.m)} =$	91.60

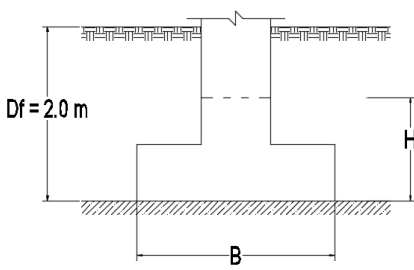
$$e = \frac{M}{P} = 3.85 \text{ cm}$$

$$q_{adm} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{adm} = \frac{P}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$20 = \frac{23.77}{B \times 6} \left(1 + \frac{6 \times 3.85}{B} \right)$$

$$B = 2.24 \approx 2.25 \text{ m}$$



$D_f = 2.0 \text{ m}$

B

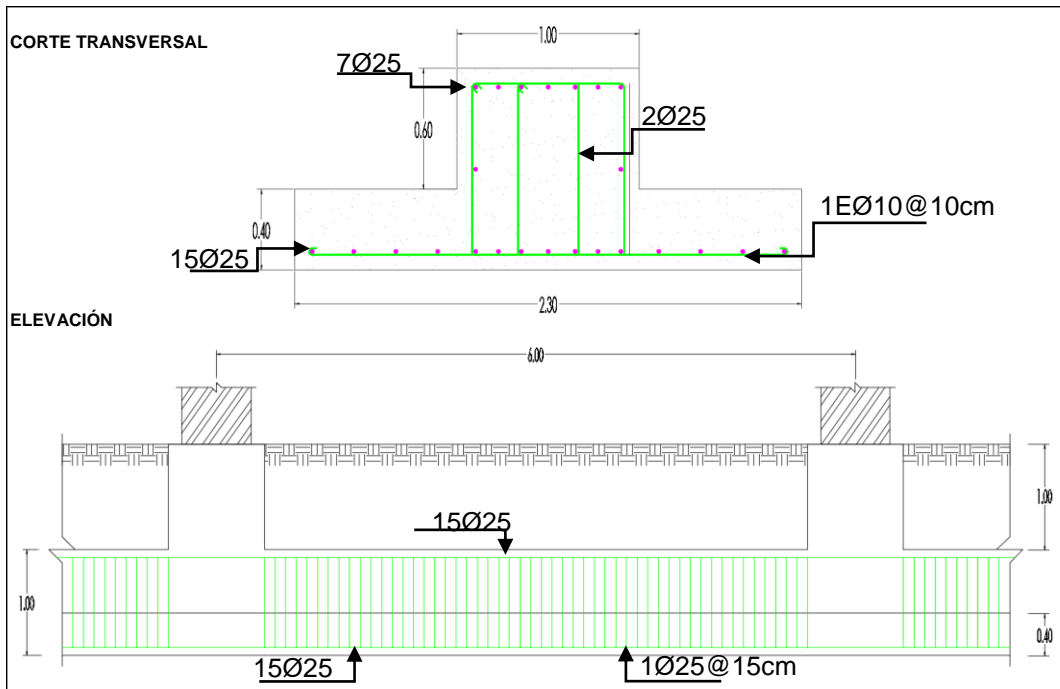
SECCIÓN TRANSVERSAL Y ACERO DE REFUERZO

Datos		Acero de Refuerzo Mínimo	
$f'_c =$	240.00 kg/cm ²	$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$	
$f_y =$	4,200.00 kg/cm ²	69.19 cm ²	Inferior
$b =$	230.00 cm	30.08 cm ²	Superior
$bw =$	100.00 cm		
$h =$	100.00 cm		
$\phi_b =$	25 mm		
$\phi_e =$	10 mm		
recubr. =	7.50 cm	Acero Inf. 15 ϕ 25	$A_s = 73.63 \text{ cm}^2$
$d =$	90.25 cm	Acero Sup. 7 ϕ 25	$A_s = 34.36 \text{ cm}^2$

Interacción Suelo - Estructura

Coefficiente de Balásto.

$K_b = 120 \times q_{adm}$	$K_v = K_b \times B$
$q_{adm} = 20 \text{ T/m}^3$	$B = 2.30 \text{ m}$
$K_b = 2400 \text{ T/m}^3$	$K_v = 5520 \text{ T/m}^2$



Verificación de la capacidad admisible del suelo

Nudo	Combinación	δ (m)	K_b (T/m ³)	q_o (T/m ²)	q_{adm} (T/m ²)	$q_o < q_{adm}$
40	D+L	-0.003966	2400	9.52	20	OK
60	D+L	-0.003966	2400	9.52	20	OK
111	D+L	-0.003965	2400	9.52	20	OK
663	D+L	-0.003965	2400	9.52	20	OK
754	D+L	-0.003943	2400	9.46	20	OK
926	D+L	-0.003943	2400	9.46	20	OK
1118	D+L	-0.003942	2400	9.46	20	OK
1171	D+L	-0.003942	2400	9.46	20	OK
1466	D+L	-0.003922	2400	9.41	20	OK

5.3 ANÁLISIS ECONÓMICO.

Peso de la Estructura	
Caso	W (Ton.)
DEAD	243.664

Costo de la Estructura				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
ESTRUCTURA				
Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provisión y montaje)	kg	243,663.68	2.43	\$ 592,102.74
CIMENTACIÓN				
Hormigón en cimentacion $f'c=240$ kg/cm ²	m ³	292.32	155.26	\$ 45,385.60
Acero de refuerzo en cimentacion $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	21,460.00	1.62	\$ 34,765.20
TOTAL				\$ 672,253.55



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR



PROYECTO: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS DE PÓRTICOS PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO DE ALMA LLENA CONFORMADO POR PLACAS SOLDADAS.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero estructural pórticos con sección de alma llena (provis)

DETALLE:

UNIDAD: Kg.

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (% M.O) (5% M.O.)					0.02
Soldadora Eléctrica	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 de Aire/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 A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Maestro Soldador Especializado	1.00	3.02	3.02	0.0100	0.03
Soldador Acetileno y/o Eléctrico	3.00	3.02	9.06	0.0100	0.09
Pintor (Estr. Oc. D2)	2.00	2.82	5.64	0.0100	0.06
Ayudante en General (Estr. Oc. E2)	5.00	2.78	13.90	0.0100	0.14
Operador de Grúa (Estr. Oc. C1)	0.30	4.16	1.25	0.0100	0.01
Ayudante de Maquinaria (Estr. Oc. E2)	0.30	2.78	0.83	0.0100	0.01
SUBTOTAL N					0.34

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B
Acero estructural en perfiles prefabricados +	kg	1.050	1.75	1.84
Electrodo # 7010 3/16	kg	0.020	2.64	0.05
Material Menor (Discos de corte y Gratas)	glb	1.000	0.05	0.05
Anticorrosivo (Cromato Zinc)	gal	0.008	12.83	0.10
Esmalte	gal	0.004	18.68	0.07
Thinner (Diluyente)	gal	0.006	6.50	0.04
SUBTOTAL O				2.15

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	2.69
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	0.00
OTROS INDIRECTOS:	
COSTO UNITARIO DEL RUBRO:	2.69

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR



PROYECTO: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS DE PÓRTICOS PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO DE ALMA LLENA CONFORMADO POR PLACAS SOLDADAS.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón f'c=240 kg/cm2 (cimentación)

DETALLE:

UNIDAD: m3

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (% M.O) (5% 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 A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1) +	1.00	2.94	2.94	1.0000	2.94
Albañil (estr. Oc. D2) +	3.00	2.82	8.46	1.0000	8.46
Peón (Estr. Oc. E2)	9.00	2.78	25.02	1.0000	25.02
Carpintero (Estr. Oc. D2) +	1.00	2.82	2.82	1.0000	2.82
SUBTOTAL N					39.24

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B
Agua *	m3	0.188	0.92	0.17
Cemento Portland Gris	Kg.	390.000	0.15	58.50
Arena Fina	m3	0.650	13.00	8.45
Ripio Triturado	m3	0.950	13.00	12.35
Aditivo plastificante (tipo plastiment bv40)	kg	0.300	1.32	0.40
Encofrado Tablero Contrachapdo	m2	6.000	4.79	28.74
SUBTOTAL O				108.61

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	155.26
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	0.00
OTROS INDIRECTOS:	
COSTO UNITARIO DEL RUBRO:	155.26

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR



PROYECTO: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS DE PÓRTICOS PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO DE ALMA LLENA CONFORMADO POR PLACAS SOLDADAS.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 (cimentación)

DETALLE:

UNIDAD: Kg.

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (% M.O)					0.01
Cizalla	1.00	0.65	0.65	0.0300	0.02
Cortadora dobladora de hierro	1.00	0.07	0.07	0.0300	0.00
SUBTOTAL M					0.03

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1) +	0.10	2.94	0.29	0.0300	0.01
Fierrero (Estr. Oc. D2)	1.00	2.82	2.82	0.0300	0.08
Ayudante de Fierrero (Estr. Oc. E2)	2.00	2.78	5.56	0.0300	0.17
SUBTOTAL N					0.26

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B
Acero de Refuerzo Fy= 4.200 Kg/cm2	kg	1.030	1.21	1.25
Alambre Galvanizado #18 +	kg	0.030	2.49	0.07
SUBTOTAL O				1.32

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P				0.00

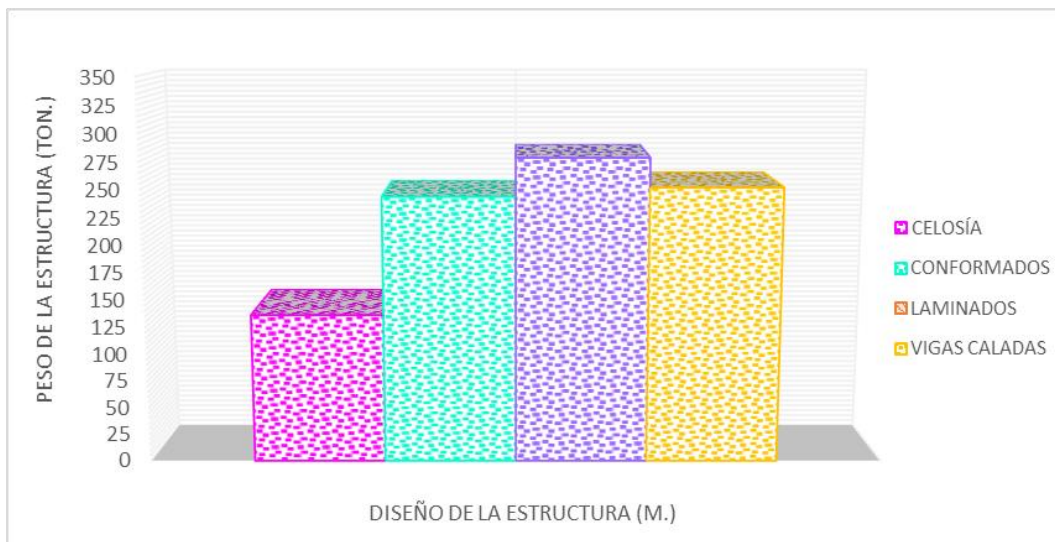
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	1.62
INDIRECTOS Y UTILIDADES:	0.00
OTROS INDIRECTOS:	
COSTO UNITARIO DEL RUBRO:	1.62

Fuente: Priscilla Vanessa Sócola Rivera

5.4 ANÁLISIS COMPARATIVO

5.4.1 Comparación de pesos de la estructura.

Peso de la Estructura (ton.)				
	Celosía	Alma Llema		Vigas Caladas
		Conformados	Laminados	
Estructura	136.23	243.66	278.43	251.84



5.4.2 Comparación de costos de la estructura.

Costo de la Estructura (USD.)				
	Celosía	Alma Llema		Vigas Caladas
		Conformados	Laminados	
Estructura	346,021.66	592,102.74	676,594.62	677,454.98
Cimentación	76,980.81	80,150.80	106,231.37	87,263.28
TOTAL	423,002.47	672,253.54	782,825.99	764,718.26



CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Efectuando el análisis económico de los dos tipos de estructuras industriales, observaremos que existe una diferencia de precio del 12.50% más económica la estructura industrial diseñada con perfiles conformados por placas soldadas.
- El tipo de esta estructura es más esbelto y liviano con relación a la estructura comparada que es más compacta y pesada.
- Es importante tener en cuenta los procedimientos técnicos y requerimientos de los códigos de diseño, considerando la zona sísmica a diseñarse la estructura, y así alcanzar el producto esperado.
- Debido a que se producen asentamientos diferenciales en este tipo de estructuras, opte por diseñar una viga de cimentación, porque ésta resiste los momentos flectores de varias columnas al mismo tiempo, lo que no ocurre si diseñamos zapatas aisladas ya que estarían muy juntas y sus dimensiones serian demasiado grandes, lo que resulta no factible económicamente.

- Debido a que las características de la sección de alma llena son de mayor peso y considerando las luces respectivas, se puede concluir que es la que presenta mayores deflexiones, estimando que los pórticos cumplen con las deflexiones admisibles.
- Las propiedades mecánicas de los perfiles modelados, da como resultado menos área y mayor inercia.
- Las deformaciones y derivas máximas obtenidas del análisis estructural no exceden en ningún momento los valores normados por el código ACI- 318 y NEC 11 capítulo 2.
- Se usó la Norma Ecuatoriana de Construcción para el cálculo del Cortante Basal "V", los parámetros que se usaron fueron los establecidos en la norma del año 2013, ya que encontraba en vigencia al empezar la disertación; lo que hoy en día sucede es, los Coeficientes de Amplificación Dinámica de perfiles de Suelo Fa, Fd y Fs han sido modificados en el NEC 2015.
- La generación directa y transferencia directa de cargas proporciona el sistema continuo y regular que presenta la estructura industrial, que son desde los puntos de origen hasta los de soporte (suelo).
- Debido a las combinaciones y características propias de los perfiles conformados por secciones de alma llena, se puede concluir que es el de

mayor peso considerando los análisis con la luz de 50 metros, y así, cumpliendo con las deflexiones admisibles cada tipo de pórtico.

- El programa computacional SAP2000 fue utilizado para la modelación y análisis de la estructura industrial, debido a que es una estructura ordinaria (ordinary moment frame – OMF) ha sido posible generar de forma directa los resultados del análisis y principalmente de la revisión del diseño.
- En la construcción de toda estructura sismorresistente en acero es necesario utilizar conexiones precalificadas resistentes a momento, porque esta manera obtenemos estructuras seguras, estables y confiables.
- La acción sísmica ha sido modelada estáticamente utilizando los coeficientes de cortante basal (Base Shear Coefficient, C) y por la acción de cargas sísmicas, aplicando los parámetros dados en el código NEC capítulo 2.
- El programa computacional PROEXCEL, fue utilizado para el desarrollo del presupuesto con una base de datos específica para este proyecto.
- Los costos de mano de obra están fundamentados en la tabla salarial del año 2013 y con las consideraciones específicas para este proyecto (anexo de evaluación adjunto).

6.2 RECOMENDACIONES

- Realizar la construcción tomando en cuenta los detalles y procedimientos de diseño, fabricación, montaje, conexiones, y acabados en general, para de esta manera lograr los resultados deseados a entera satisfacción.
- Considerar la provisión de materiales reglamentados y de fácil disponibilidad en el medio para la construcción y montaje, y de esta manera la obra no se encarezca.
- En este tipo de obras con estructura metálica, la experiencia en soldadura es muy elemental, por lo que el trabajo lo debe realizar personal calificado.
- Los programas computacionales, en el caso de la disertación se usó SAP2000, lo que es de gran ayuda al momento de analizar y diseñar estructuras, no obstante, es recomendable verificar estos resultados con programas propios (Hojas de Cálculo en Excel) que utilicen códigos vigentes y actualizados.
- Los pórticos con vigas caladas son una alternativa al momento de comparar costos con pórticos con sección de alma llena, ya que, facilitan su montaje siendo estructuras más ligeras, presentan menores esfuerzos, menores deformaciones, pero con una mayor rigidez en vigas.

- Al construir estructuras industriales con pórticos en celosía, cabe recalcar que, se puede usar varias alternativas de perfiles conformados en frío (ángulos, canales, tubos, etc.), características del proyecto, disponibilidad en el medio, ya que serían preferencias del diseñador y/o cliente.
- Si el tiempo es un elemento importante al momento de construir una estructura industrial con dichas características, se recomienda usar pórticos con perfiles laminados de sección de alma llena, presentan un gran ahorro de tiempo por su rapidez constructiva debido a que son más livianas comparadas con las secciones laminadas.

BIBLIOGRAFÍA

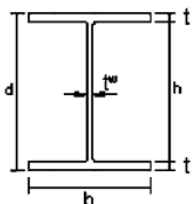
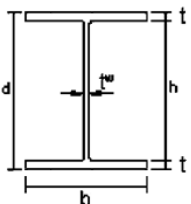
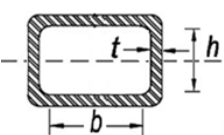
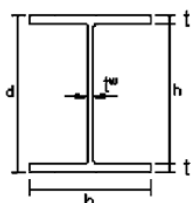
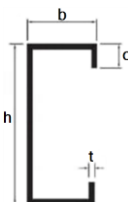
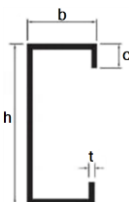
- ACI, A. C. (2011). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11).
- Aring Construcciones. (s.f.). Aring Construcciones. Obtenido de <http://aringconstrucciones.com/site/index.php>
- Arquitectura en Acero. (s.f.). ALACERO. Obtenido de Uniones y Conexiones: <http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas>
- ASCE 7-10. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers.
- Diseño de Cimentaciones de Hormigón Armado. (s.f.). Obtenido de <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon>
- Diseño sismorresistente de construcciones de acero. (2005). Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero. Obtenido de <http://www.construccionenacero.com/Documents>
- Especificaciones ANSI/AISC 360 - 10 para Construcciones de Acer. (2010). Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.
- Herrera Mardones, R. (Octubre de 2006). Flexión. Obtenido de Programa de Apoyo a la Enseñanza de la Construcción en Acero: <https://www.google.com.ec/ur>
www.construccionenacero.com
- INAMHI. (2013). Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. Obtenido de http://issuu.com/inamhi/docs/inamhi_revista_institucional
- INDURA. (Marzo de 2010). Manual de Aceros Inoxidables para Soldadores. Obtenido de http://www.indura.com.ec/_file/file_1774_manualdeacerosinoxidableparasoldadores
- Jaime Felipe Luna Ribadeneira; César Andrés Muñoz Navas. (2013). Análisis Estructural y Económico de Alternativas de Pórticos para Estructuras

Industriales, aplicado al Proyecto MARGLOBAL ubicado en la Parroquia Calderón, Cantón Quito, Provincia de Pichincha. Quito, Pichincha, Ecuador.

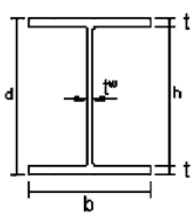
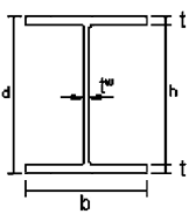
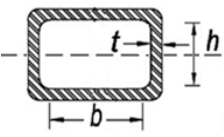
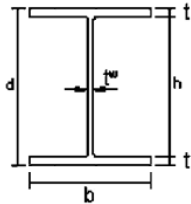
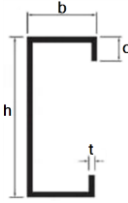
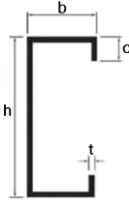
- McCormac, J. C. (2002). Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD. México: Alfaomega Grupo Editor.
- NEC, N. E. (2013). Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente.
- Pontificia Universidad Católica del Ecuador. (Marzo de 2014). Cimentaciones. Quito.
- Segui, W. T. (2007). Steel Design. Memphis: Thomson.

ANEXO

ANEXO A DIMENSIÓN DE PERFILES DE PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA – CONFORMADOS.

DIMENSIÓN DE PERFILES DE PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA - CONFORMADOS									
COLUMNAS					VIGAS				
									
LUZ	DIMENSIONES				LUZ	DIMENSIONES			
	d (mm)	b (mm)	t (mm)	tw(mm)		d (mm)	b (mm)	t (mm)	tw(mm)
30 m	550	500	10	5	30 m	750	500	12	6
35 m	600	500	12	5	35 m	800	500	15	6
40 m	650	550	12	6	40 m	850	600	15	8
45 m	700	600	15	8	45 m	900	600	15	10
50 m	750	650	18	10	50 m	950	650	18	10
COLUMNAS SECUNDARIAS					VIGAS SECUNDARIAS				
									
LUZ	DIMENSIONES				LUZ	DIMENSIONES			
	h (mm)	b (mm)	t (mm)			d (mm)	b (mm)	t (mm)	tw(mm)
30 m	200	250	4		30 m	350	250	10	4
35 m	200	250	4		35 m	350	250	10	4
40 m	200	250	4		40 m	350	250	10	4
45 m	250	300	5		45 m	350	250	10	4
50 m	250	300	5		50 m	400	300	12	6
CORREAS CUBIERTA					CORREAS PAREDES				
									
LUZ	DIMENSIONES				LUZ	DIMENSIONES			
	h (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)		h (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)
30 m	200	75	25	4	30 m	150	50	15	4
35 m	200	75	25	4	35 m	150	50	15	4
40 m	200	75	25	4	40 m	150	50	15	4
45 m	200	75	25	4	45 m	150	50	15	4
50 m	200	75	25	4	50 m	150	50	15	4

ANEXO B DIMENSIÓN DE PERFILES DE PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA – LAMINADOS.

DIMENSIÓN DE PERFILES DE PÓRTICOS CON SECCIÓN DE ALMA LLENA - LAMINADOS									
<p align="center">COLUMNAS</p> 					<p align="center">VIGAS</p> 				
LUZ	DIMENSIONES				LUZ	DIMENSIONES			
	d (mm)	b (mm)	t (mm)	tw(mm)		d (mm)	b (mm)	t (mm)	tw(mm)
30 m	350	350	18	10	30 m	650	300	15	15
35 m	400	400	20	12	35 m	650	350	18	15
40 m	450	450	22	12	40 m	700	400	20	18
45 m	500	500	25	12	45 m	750	400	20	18
50 m	650	600	28	18	50 m	800	400	22	18
<p align="center">COLUMNAS SECUNDARIAS</p> 					<p align="center">VIGAS SECUNDARIAS</p> 				
LUZ	DIMENSIONES				LUZ	DIMENSIONES			
	h (mm)	b (mm)	t (mm)			d (mm)	b (mm)	t (mm)	tw(mm)
30 m	150	200	4		30 m	200	150	8	6
35 m	200	200	4		35 m	200	150	10	6
40 m	200	250	4		40 m	300	150	12	8
45 m	200	250	5		45 m	350	200	15	10
50 m	250	300	5		50 m	250	125	12	8
<p align="center">CORREAS CUBIERTA</p> 					<p align="center">CORREAS PAREDES</p> 				
LUZ	DIMENSIONES				LUZ	DIMENSIONES			
	h (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)		h (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)
30 m	200	75	25	4	30 m	150	50	15	4
35 m	200	75	25	4	35 m	150	50	15	4
40 m	200	75	25	4	40 m	150	50	15	4
45 m	200	75	25	4	45 m	150	50	15	4
50 m	200	75	25	4	50 m	150	50	15	4