

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA DE UNA  
PLANTA DE PRODUCCIÓN USANDO COLUMNAS PLEGADAS  
DE ACERO - LIMA**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**LIDMAN DANTE AYQUIPA MARTINEZ**

**Lima- Perú**

**2015**

© 2015, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados.  
“El autor autoriza a la UNI a reproducir del Informe de Suficiencia en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”  
Ayquipa Martínez, Lidman Dante  
l.dante.am@gmail.com  
947668284 - 5753343

## DEDICATORIA

**A Dios**, por guiarme por el buen camino y cuidarme siempre, por darme fuerzas para seguir adelante y no desmayar y por regalarme cada maravilloso día para cumplir cada una de mis metas.

**A mi amada familia**, por ellos soy lo que soy. En especial a mi padre Agustín Ayquipa Campos y a mi madre Ermelinda Martínez Arteaga, mil gracias por su apoyo, consejos, comprensión, amor, ayuda en cada momento y por brindarme con los recursos necesarios para estudiar, me han dado todo lo que soy como persona. A mis hermanas Julissa y Heli por estar siempre presente al lado de mis padres. A mi hermano Jesús, para que te sientas más orgulloso.

**A mi amada esposa**, gracias Lisseth por tu apoyo y ánimo que me brindas día a día para alcanzar nuevas metas, tanto profesionales como personales; esposa amada, gracias por tu paciencia y comprensión, hoy hemos alcanzado un triunfo más porque los dos somos uno y mis logros son tuyos.

**A mi asesor**, durante la realización de mi proyecto, usted ha sido mi mano derecha y quien me ha guiado en este proceso. Es cierto, no ha sido fácil, ni mucho menos, sin embargo gracias a su ayuda, esto ha sido menos complicado, el desarrollo de ese trabajo se lo debo a usted.

**A los que no están**, desde el cielo nos protegerán siempre. Eternamente los tendré presente abuelitos Filomena y Andrea.

## **AGRADECIMIENTO**

Un agradecimiento muy especial al Ing. Juan R. Cordero Miranda, amigo y compañero de trabajo. Por tu paciencia y enseñanza y con ello, hacerme ver que hay un mundo de conocimiento por aprender y que solo es cuestión de investigar y estudiar, para conocer las cosas interesantes que se realizan en la ingeniería, lo cual me inspira a seguir siempre adelante.

A la Arq. Liliana Geraldino Castillo. Por sus consejos, apoyo y comprensión durante todo este tiempo que duró la ejecución del presente trabajo, sin su aporte hubiera sido difícil cumplir en el trabajo y con la realización del presente.

A mis compañeros de la oficina de proyectos, a quienes agradezco el apoyo dentro y fuera de la empresa.

## ÍNDICE

<b>ÍNDICE</b> .....	1
<b>RESUMEN</b> .....	3
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	5
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	7
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	8
<b>CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO</b> .....	11
1.1. Métodos de diseño propuestos por el AISC.....	11
1.2. Método de análisis propuesto por la norma E.090 .....	13
1.2.1. Coeficientes de amplificación de cargas de servicio .....	13
<b>CAPÍTULO II: DISEÑO DE NAVE INDUSTRIAL</b> .....	17
2.1. Solicitaciones.....	17
2.1.1. Cargas de gravedad .....	17
2.1.2. Análisis de viento.....	18
2.1.3. Cargas de sismo.....	21
2.2. Verificación de elementos.....	30
2.2.1. Correas Superiores .....	30
2.2.2. Bridas Superiores.....	34
2.2.3. Bridas Inferiores.....	36
2.2.4. Diagonales.....	39
2.3. Verificación de condiciones de servicio.....	41
2.3.1. Verificación por Carga de Viento y Sismo .....	41
2.4. Análisis y Visualización de resultados obtenidos .....	44
2.4.1. Correas Superiores .....	44
2.4.2. Tijerales.....	45
<b>CAPÍTULO III: SOLICITACIONES DE LA COLUMNA PLEGADA</b> .....	48
3.1. Cálculo de propiedades geométricas de perfiles.....	48
3.1.1. Método lineal para calcular las propiedades geométricas.....	48
3.1.2. Propiedades geométricas de elementos lineales.....	49
3.2. Generalidades de las secciones laminadas en frío .....	54
3.3. Propiedades del acero laminado en frío.....	54
3.4. Criterios de diseño para perfiles laminados en frío .....	54

3.5. Comportamiento de elementos de pared delgada .....	55
3.5.1. Definición de términos generales.....	56
3.6. Cálculo de capacidad nominal a compresión axial.....	57
3.7. Cálculo de capacidad nominal a flexión .....	65
3.7.1. Cálculo respecto a eje mayor.....	65
3.7.2. Cálculo respecto a eje menor.....	67
3.8. Cálculo de capacidad nominal a corte .....	68
3.8.1. Cálculo respecto a eje menor.....	68
3.9. Verificación de capacidad de demanda para las columnas.....	70
3.9.1. Verificación por fuerza axial.....	70
3.9.2. Verificación por flexión.....	70
3.9.3. Verificación por flexocompresión .....	71
3.9.4. Verificación por corte .....	71
<b>CAPÍTULO IV: PROCESO CONSTRUCTIVO .....</b>	<b>72</b>
4.1. Generalidades de las estructuras metálicas .....	72
4.2. Conformado en frío de perfiles estructurales por el método de prensa .....	72
4.3. Soldadura .....	73
4.4. Electrodo de soldadura .....	75
4.5. Trabajos preliminares en taller.....	76
4.6. Pruebas de calidad o inspección .....	76
4.7. Maniobras de transporte, izaje y montaje .....	77
4.8. Transporte .....	77
4.9. Equipo de montaje.....	77
<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>78</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>78</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>79</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>80</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>81</b>

## RESUMEN

En el presente Informe de Suficiencia se plantea el análisis y diseño estructural de una planta de producción (nave industrial), ubicado en el distrito de Ventanilla, el proyecto tiene un área construida total de 1,161.00m<sup>2</sup>. La altura de la nave será de 7.65m en la parte más alta (cumbre) y 6.00m en la parte más baja, el techo será a dos aguas con 6° de pendiente cada una. El material predominante para la superestructura será acero estructural ASTM A-36, soldadura AWS E-6011.

Para una mejor descripción del informe, se ha dividido en cinco capítulos:

El primer capítulo hace referencia al marco teórico de las metodologías de diseño estructural propuestas por el AISC (*American Institute of Steel Construction*) y la influencia en la norma técnica peruana E.090 Estructuras Metálicas.

En el segundo capítulo se presenta las solicitaciones (gravedad, viento y sismo) a las cuales está expuesta la nave industrial para su diseño; en base a las solicitaciones registradas y teniendo al SAP 2000 como herramienta de apoyo, se muestra las principales secciones de los perfiles laminados en frío que satisfacen dichas solicitaciones para el análisis sísmico seudodinámico de la nave industrial y primordialmente que satisfagan las cargas por viento.

En el tercer capítulo se verifica manualmente el ratio de capacidad de demanda por carga a compresión axial, flexión y por corte de la columna plegada de acero en el punto o eje más crítico por el método LRFD, en este capítulo se analiza al elemento estructural independientemente (columna más crítica en el eje A y el eje 3), para ello, se determina el ratio de capacidad/demanda frente a solicitud de cargas nominales a compresión axial, flexión y de corte de una columna plegada con atiesadores intermedios mediante las normas AISI S100-2007 (*American Iron and Steel Institute*) y suplemento N°2 de la norma que emitido el año 2010. Para esta verificación se toma en cuenta los esfuerzos últimos obtenidos del análisis y/o modelamiento frente a las combinaciones de carga generadas bajo el método LRFD.

El cuarto capítulo trata del proceso constructivo de las columnas plegadas, se detalla el método a usar para el laminado en frío de las planchas metálicas, el tipo y forma de soldadura, así mismo, los trabajos preliminares, pruebas de calidad, transporte, izaje y montaje a tener en cuenta.

En el quinto capítulo se hace mención a las conclusiones y recomendaciones basado en los objetivos planteados y resultados obtenidos de la verificación de capacidad de carga nominal a compresión axial, flexión y de corte de una columna plegada con atiesadores intermedios.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1.- Panel Metálico de 0.35mm para coberturas.....	17
Figura 2.2.- Mapa Eólico del Perú [6]. .....	19
Figura 2.3.- Cargas del viento en dirección transversal.....	20
Figura 2.4.- Cargas del viento en dirección longitudinal .....	21
Figura 2.5.- Respuestas del péndulo invertido a análisis seudodinámico .....	23
Figura 2.6.- Primer modo de vibración o modo fundamental .....	24
Figura 2.7.- Segundo modo de vibración .....	25
Figura 2.8.- Tercer modo de vibración.....	25
Figura 2.9.- Cuarto modo de vibración .....	26
Figura 2.10.- Espectro de respuesta para el eje X .....	27
Figura 2.11.- Espectro de respuesta para el eje Y .....	27
Figura 2.12.- Fuerzas Sísmicas aplicadas en ejes X e Y .....	29
Figura 2.13.- Rotación de correas superiores respecto a eje local.....	31
Figura 2.14.- Diagramas de Corte y Momento Flector respecto a eje mayor.....	31
Figura 2.15.- Diagramas de Corte y Momento Flector respecto a eje menor .....	32
Figura 2.16.- Resultados en correa superior respecto a eje mayor y menor .....	33
Figura 2.17.- Rotación de la sección de bridas superiores .....	34
Figura 2.18.- Diagramas de Fuerza Axial y Torsión .....	35
Figura 2.19.- Resultados en brida superior respecto a eje mayor y menor.....	35
Figura 2.20.- Rotación de la sección para bridas inferiores .....	37
Figura 2.21.- Diagramas de Fuerza Axial y Torsión .....	37
Figura 2.22.- Resultados en brida inferior respecto a eje mayor y menor .....	38
Figura 2.23.- Diagramas de Fuerza Axial y Torsión .....	39
Figura 2.24.- Resultados en diagonal respecto a eje mayor y menor .....	40
Figura 2.25.- DMF (Kgf-m) de correa crítica respecto a eje mayor.....	44
Figura 2.26.- DMF (Kgf-m) de correa crítica respecto a eje menor .....	45
Figura 2.27.- Diagrama de Fuerzas Axiales (Kgf) del tijeral crítico.....	46
Figura 2.28.- Ratios de Capacidad/Demanda según análisis estructural .....	47
Figura 3.1.- Elemento lineal recto vertical .....	49
Figura 3.2.- Elemento lineal recto horizontal .....	49
Figura 3.3.- Elemento lineal recto inclinado.....	50
Figura 3.4.- Elemento Circular Genérico .....	51

Figura 3.5.- Elemento circular de $90^\circ$ .....	53
Figura 3.6.- Elemento Circular de $\theta$ .....	53
Figura 3.7.- Pandeo local de elementos a compresión en Columnas .....	55
Figura 3.8.- Elementos a Compresión No Atiesados en perfil tipo U.....	56
Figura 3.9.- Elementos a Compresión Atiesados en perfil tipo C.....	56
Figura 3.10.- Subelementos de un perfil laminado .....	57
Figura 3.11.- Anchos planos en perfiles tipo C.....	57
Figura 3.12.- Sección de perfil de columna a verificar .....	57
Figura 3.13.- Valores de K para Esfuerzo Crítico de pandeo .....	58
Figura 3.14.- Atiesador intermedio a analizar.....	59
Figura 3.15.- Consideraciones en Perfil con Atiesadores intermedios.....	60
Figura 3.16.- Columna expuesta a gradiente de esfuerzos en eje mayor .....	65
Figura 3.17.- Columna expuesta a gradiente de esfuerzos en eje menor .....	68
Figura 3.18.- Columna expuesta a corte en eje menor.....	68
Figura 4.1.- Tipo de soldadura en columna plegada .....	73
Figura 4.2.- Encofrado para soldadura de columna plegada .....	74
Figura 4.3.- Símbolos para soldaduras en general.....	74
Figura 4.4.- Normalización de elementos de un símbolo de soldeo .....	75
Figura 4.5.- Equipo de Montaje para estructuras metálicas.....	77

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1.- Diferencia entre métodos de análisis ASD y LRFD .....	12
Tabla 1.2.- Características de acero y soldadura .....	16
Tabla 2.1.- Parámetros de sitio según norma E.030.....	22
Tabla 2.2.- Parámetros de sitio para Lima .....	23
Tabla 2.3.- Cortantes Basal Estático para ejes X e Y .....	30
Tabla 2.4.- Cortantes Basal Seudodinámico para ejes X e Y .....	30
Tabla 2.5.- Deflexiones de correa superior crítica respecto al eje mayor .....	31
Tabla 2.6.- Deflexiones de correa superior crítica respecto al eje menor.....	32
Tabla 2.7.- Verificación de Desplazamientos por Viento en el eje X .....	41
Tabla 2.8.- Verificación de Desplazamientos por Viento en el eje Y .....	42
Tabla 2.9.- Verificación de Desplazamientos por Sismo en el eje X .....	43
Tabla 2.10.- Verificación de Desplazamientos por Sismo en el eje Y .....	43
Tabla 3.1.- Longitud Efectiva Total del Alma del Perfil .....	62
Tabla 3.2.- Longitud Efectiva Total del Perfil .....	64

## INTRODUCCIÓN

### ANTECEDENTES

Debido a la creciente demanda de módulos prefabricados con paneles termoaislantes de aluzinc y poliestireno inyectado por parte de las unidades mineras a nivel nacional y siendo el costo de los paneles, uno de los determinantes dentro del presupuesto de los módulos mineros, es necesario optimizar los costos de su producción dentro del presupuesto; por ello, previo análisis, se optó por desarrollar la producción de estos paneles, disminuyendo el costo de transporte y otros gastos operativos que incrementan su valor. Para tal sentido se plantea la construcción de una nave industrial, para la producción de paneles termoaislantes.

Según lo anterior, se plantea elementos metálicos (columnas) con secciones transversales económicos sin afectar significativamente la rigidez de la superestructura y para ello, se confeccionará mediante plegamiento de planchas metálicas, una sección transversal eficiente.

Dicha sección consta de la unión mediante soldadura de dos perfiles simétricos en ambos ejes con respecto al centroide (Figura 3.12).

Actualmente en Chile se emplea vigas y columnas producidas a partir de uniones de planchas metálicas plegadas tipo acanalada con secciones transversales diversas; en el Perú esta práctica no es promovida por el desconocimiento del comportamiento estructural de estas nuevas columnas y vigas, cayendo en el diseño convencional con perfiles comerciales tipo W o HSS.

En el año 2014 se aprobó la construcción de la nave industrial como parte de desarrollo interno, se vio que era necesario un ambiente para la producción de paneles prefabricados, se estudió varias alternativas y se decidió plantear el diseño de una estructura metálica.

## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

El principal problema de las estructuras en el Perú, por encontrarse en una zona altamente sísmica, son los frecuentes sismos que afectan su costa con mayor intensidad y magnitud. Lima en la actualidad se encuentra en silencio sísmico (o laguna sísmica, es un área territorial en donde por un determinado tiempo, que pueden ser días, semanas, meses o incluso años no se producen sismos o terremotos), por tal motivo existe gran probabilidad que ocurra un sismo severo; ello nos obliga a proyectar una estructura capaz de soportar cargas sísmicas con daños estructurales mínimos.

Si bien es cierto que el principal problema de las estructuras en el Perú, son los frecuentes sismos, para nuestra nave industrial, que es una estructura liviana comparada con otras edificaciones, el principal problema a tener en cuenta será el viento.

Para lograr daños estructurales mínimos, las dimensiones de las columnas de acero en un diseño tradicional (usando perfiles comerciales) tendrían que ser significativas; las columnas plegadas de acero a diferencia de los perfiles comerciales tienen una masa lineal muy por debajo de los perfiles comerciales, logrando de esta manera un ahorro beneficioso y que se refleja mucho, en estructuras de gran envergadura, como es nuestro caso. Este ahorro económico no afectará la rigidez de la superestructura de manera relevante.

## **OBJETIVOS:**

El objetivo principal de este informe es diseñar y analizar una superestructura metálica eficiente y económica capaz de resistir las solicitaciones de carga cumpliendo con las normas y reglamentos peruanos vigentes, con la norma del *American Institute of Steel Construction (AISC)* y con la norma del *American Iron and Steel Institute (AISI)*.

Para lograr el objetivo principal se plantea el cálculo o diseño paso a paso de las capacidades de cargas nominales (compresión axial, flexión y corte) de una sección plegada para la columna mediante las normas AISI y el método LRFD, verificando que satisfaga todas las solicitaciones a la cual este expuesta, según diseño de la nave industrial.

### **METODOLOGÍA:**

Según los planos de Arquitectura, previamente aprobado por el comité competente se procede al desarrollo en el SAP 2000, herramienta de apoyo con el cual se verificará los modos de vibración, deflexiones por cargas de servicio, desplazamientos (viento y sismo) y cargas últimas, tal que satisfaga las solicitaciones y normas nacionales vigentes.

Para la verificación tridimensionalseudodinámico de la nave industrial, se asigna una columna tipo HSS con la finalidad de extraer las cargas últimas para luego proceder con el análisis de la columna plegada manualmente, con las capacidades de carga última (según análisis tridimensionalseudodinámico) y nominal (CAPÍTULO II:).

## CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO

### 1.1. Métodos de diseño propuestos por el AISC

El *American Institute of Steel Construction* (AISC) numera dos enfoques para el diseño estructural en acero conforme a lo disponible en la actualidad:

- a) Diseño por Esfuerzos Permisibles, conocido por sus siglas ASD (*Allowable Stress Design*) [1].
- b) Diseño por Factores de Carga y Resistencia de Diseño, conocido por sus siglas LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) [1].

El método ASD ya tiene más de 100 años de aplicación; bajo el concepto y la teoría de este método se tiene que conseguir que las solicitaciones actuantes reales en los elementos estructurales sean menores que las solicitaciones permisibles.

Sin embargo, durante las tres últimas décadas, el diseño estructural se está moviendo hacia un procedimiento más racional basado en conceptos y teoría de probabilidades. En esta metodología (LRFD) se denomina “estado límite” aquella condición de la estructura en la cual finaliza de cumplir su función, los estados límites se dividen en dos categorías: Resistencia y Servicio.

El primer estado tiene que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeo, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento, en este estado pueden ocurrir pérdidas materiales y desgracias personales. El segundo estado tiene que ver con la pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, en situaciones tales como deflexión, vibración, deformación permanente y rajaduras. Lo que se plantea según lo antes mencionado, es conseguir que la estructura no sobrepase los estados límites.

Aceptando los criterios de base estadística en los que se basa este nuevo método, se puede expresar el requerimiento de seguridad estructural como sigue:

$$\sum y_i Q_i \leq \phi R_n$$

Dónde:

$y_i$  = factor de carga, depende del tipo y combinación de carga (toma en cuenta las incertidumbres de los efectos de las cargas).

$Q_i$  = efecto de las acciones calculado (M, V, P, etc.) bajo cargas de servicio  $i$ , donde  $i = D$  (carga muerta),  $L$  (carga viva),  $S$  (sismo),  $W$  (viento), etc.

$R_n$  = resistencia nominal, esfuerzo o fuerza correspondiente a la falla.

$\phi$  = factor de resistencia menor que la unidad, depende del tipo de resistencia (toma en cuenta las incertidumbres en la resistencia).

Durante las últimas décadas ha ganado terreno en USA la adopción de la filosofía de diseño AISC - Diseño por Factores de Carga y Resistencia (AISC-LRFD), en especial para el caso de las estructuras de acero, desde la divulgación de las Especificaciones AISC-86.

Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1. El diseño mediante LRFD es más racional y por lo tanto se acerca más a la realidad de lo que ocurre en la vida útil de la estructura.
2. El uso de todas combinaciones de cargas conduce a un mejor análisis porque se acerca con más exactitud a lo que ocurra.
3. Es posible introducir algunos cambios en los factores  $y_i$  o  $\phi$  cuando se conoce con mayor exactitud la naturaleza de las cargas. Esto tiene importancia cuando existen cargas no usuales o mejor conocimiento de la resistencia.

Diferencias entre los métodos propuestos por la AISC.

**Tabla 1.1.- Diferencia entre métodos de análisis ASD y LRFD**

Nº	MÉTODO ASD	MÉTODO LRFD
01	Compara esfuerzos reales con esfuerzos admisibles	Compara fuerzas reales con resistencia requerida
02	Método de cálculo matemático asociado a un factor de seguridad.	Método probabilístico asociada a ocurrencia de simultaneidad de diferentes tipos de carga
03	Combina los factores en un único factor de seguridad.	Los factores se carga se aplican por separado.

## 1.2. Método de análisis propuesto por la norma E.090

Los métodos de diseño planteados por el AISC mencionados anteriormente, son reconocidos en el territorio nacional por el RNC en la Norma E-090 Estructuras Metálicas, Ed.2006. Por supuesto que en las normas nacionales se presentan ligeras modificaciones acondicionadas para la realidad en el diseño de las edificaciones con respecto a lo enunciado por las especificaciones AISC.

Bajo esta norma de diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas para edificaciones, se acepta los criterios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzos Permisibles (ASD).

Su obligatoriedad se reglamenta en esta misma Norma y su ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional.

Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.

El diseño por resistencia, como ya se indicó presenta la ventaja que el factor de seguridad de los elementos analizados puede ser determinado. La norma peruana E.090 Estructuras Metálicas introduce el factor de seguridad en el diseño a través de dos mecanismos. Estos son: amplificación de las cargas de servicio y reducción de la resistencia teórica de la pieza o reducción de la capacidad, como lo hace la metodología AISC-LRFD.

Las cargas de servicio se estimarán a partir del metrado de cargas teniendo como base la norma E.020 Cargas, del *Reglamento Nacional de Edificaciones* (RNE) y el análisis estructural se efectuará bajo la hipótesis de un comportamiento elástico de la estructura.

### 1.2.1. Coeficientes de amplificación de cargas de servicio

La normativa nacional, clasifica a las cargas de servicios (cargas nominales, según E.090, del RNE) en muertas (D), vivas (L), viento (W), nieve (S), sismo (E), lluvia o granizo (R). Bajo estas denominaciones, se tiene:

- o D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

- L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.
- $L_r$ : Carga viva en las azoteas.
- W: Carga de viento.
- S: Carga de nieve.
- E: Carga de sismo de acuerdo a la Norma E.030, del RNE.
- R: Carga por lluvia o granizo.

La carga última de diseño o efectos máximos últimos que intervienen en los estados límites es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura, afectadas por un factor de amplificación. Este factor de amplificación pretende mostrar la probabilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad. La carga muerta por ejemplo puede ser evaluada con mayor precisión que la carga viva o sobrecarga por eso su factor de amplificación es menor.

Según las cargas nominales antes mencionadas, se tiene para la aplicación del método LRFD:

- a)  $1.4D$
- b)  $1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- c)  $1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$
- d)  $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- e)  $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
- f)  $0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$

En las combinaciones c), d) y e) el factor de cargas para L debe ser considerado como 1.0 en el caso de estacionamientos, auditorios y todo lugar donde la carga viva sea mayor a 4800Pa (480Kgf/m<sup>2</sup>).

Para la aplicación del método ASD las cargas se combinarán con factores iguales a 1.0 y la sollicitación sísmica se debe considerar dividida entre 1.4; no se considerará que el viento y sismo actúan simultáneamente.

En el caso de estructuras que soporten carga viva que produce impacto, deberá considerarse un incremento en la carga viva nominal debido a este efecto. En el caso del método LRFD, este incremento se aplica en las Combinaciones b) y c).

Si no hay contraindicaciones, los incrementos serán los siguientes:

- Para apoyos de ascensores: 100%.
- Para apoyos de maquinaria liviana accionada por ejes o motores: 20%.
- Para apoyos de máquinas reciprocantes: 50%.
- Para tirantes que soportan pisos y voladizos: 33%.
- Para vigas de puentes grúas con cabina de operador y sus conexiones: 25%.
- Para vigas de puentes grúas con control colgante y sus conexiones: 10%.

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de las cargas debido a la variación de temperatura, dichas carga podrían tener un factor de 1.5 y agregarse a todas las combinaciones.

Se debe considerar, para efectos del diseño estructural, la combinación de cargas que origine los mayores resultados, es decir la combinación que produzca la mayor sollicitación a la estructura en general o al miembro en particular. Se debe encontrar la envolvente de esfuerzos internos, ya sea por flexión, corte, acciones normales, de tracción o compresión, así como de los esfuerzos combinados. Al mencionar esfuerzos en el método LRFD, se advierte no confundir con los llamados esfuerzos unitarios que se dan en el método ASD. Esfuerzos son las acciones internas que se generan en los miembros y que requieren un tipo definido de resistencia.

### 1.2.2. Factores de reducción de capacidad de carga

Los factores de reducción de la capacidad usados en el RNC han sido tomados del AISC y son los que se presentan a continuación:

- $\phi_b$  = factor de resistencia a la flexión = 0.90
- $\phi_c$  = factor de resistencia a la compresión = 0.85
- $\phi_t$  = factor de resistencia a la tracción-fluencia = 0.90
- $\phi_v$  = factor de resistencia al corte = 0.90

### 1.3. Materiales

Para el diseño de la estructura metálica desarrollada se ha optado por los siguientes materiales acorde con los tipos de elementos usado recomendado por

la ASTM (*American Society for Testing Materials*) para puentes, edificios estructurales en general, atornillados, remachados y soldados.

Las columnas, correas superiores, correas laterales, bridas superiores, bridas inferiores, montantes y diagonales serán laminados o conformados en frío a partir de planchas metálicas ASTM A36.

Para electrodos (material de relleno en las uniones soldadas) el material a usar según la *American Welding Society* (AWS) será del tipo E6011.

A continuación se muestra la Tabla 1.2 con las principales características de los tipos de acero antes mencionados:

**Tabla 1.2.- Características de acero y soldadura**

<b>Tipo de Acero</b>	<b>E (Kg-f/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ (Tn-f/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Fy (Tn-f/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fu (Tn-f/cm<sup>2</sup>)</b>
ASTM A36	2.1 x 10 <sup>6</sup>	7.85	2.53	4.08
AWS E6011	2.1 x 10 <sup>6</sup>	7.85	3.52	4.34

Donde:

E : Modulo de elasticidad del material.

ρ : Densidad de acero.

Fy : Esfuerzo de fluencia.

Fu : Esfuerzo de fractura.

## CAPÍTULO II: DISEÑO DE NAVE INDUSTRIAL

### 2.1. Solicitaciones.

En adelante se planteará el análisis de cargas de la nave industrial. El metrado de cargas se realizará de acuerdo a las sobrecargas especificadas en la norma E.020 Cargas y según la metodología del “metrado isostático” o también conocido como el de áreas tributarias. Los análisis de cargas a efectuarse serán de gravedad, viento y sismo, según lo que se indique en cada sección respectiva.

#### 2.1.1. Cargas de gravedad

Son las llamadas también cargas verticales y son originadas ya sea por el peso de los elementos que conforman la estructura o por el uso que se le da.

##### 2.1.1.1. Cargas muertas

Incluye peso propio de la estructura, peso de la cobertura y otros accesorios. A continuación se hará un resumen de cada uno de ellos.

**Peso propio:** está en función de los elementos que se plantean, para el caso predomina las características del acero ASTM A36 que conforman las columnas plegadas, vigas, viguetas y coberturas de la estructura. El peso total de la estructura de acero es 46,458.69 Kgf (dando un ratio de 40.02 Kgf/m<sup>2</sup>).

**Peso de las coberturas:** la cobertura superior y lateral son livianas, son paneles metálicos conformado por 6 trapecios que otorgan resistencia estructural a los paneles (Figura 2.1), el material es en base a zincalum ASTM A792 AZ150 y pintura de acabado tipo poliéster líquido de 25 micras de espesor; según tablas técnicas del producto y cargas de servicio para la nave industrial, cumple con lo solicitado de 0.35mm de espesor (3.38 Kg/m<sup>2</sup>).

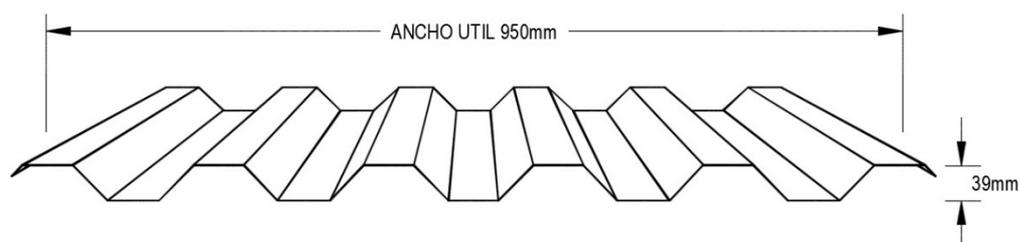


Figura 2.1.- Panel Metálico de 0.35mm para coberturas

### 2.1.1.2. Cargas vivas

Según la norma técnica peruana E.020 Cargas, considera para coberturas livianas de cualquier pendiente, una sobrecarga (carga viva de techo) de 30 Kg/m<sup>2</sup>. Es la única sobrecarga a considerar y sólo actúa al momento de montar el techo o cuando se quiera hacer alguna reparación o mantenimiento.

### 2.1.2. Análisis de viento

Todas las estructuras están sujetas a la acción del viento; en especial las que tienen gran altura. También lo están aquellas ubicadas en zonas donde la velocidad del viento es significativa o en las que debido a su forma, son más vulnerables a los efectos aerodinámicos. En el caso de las estructuras de acero, su peso relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, produce una magnificación de los efectos del viento relativos a la inercia de la estructura. Por esto las cargas de viento pueden ser más importantes que las producidas por sismo.

El flujo de viento alrededor de los edificios es un proceso extremadamente complejo y no puede ser descrito por reglas simples. La amplia variedad y forma de los mismos, tipo de exposición al viento, topografía local, así como naturaleza fortuita del viento tienden a complicar el problema. Las características de estos flujos sólo se pueden determinar a través de observaciones directas en tamaño natural o recurriendo a pruebas en túneles de viento. Sin embargo, la conducta puede ser fijada considerando algunas situaciones de flujo típicas.

#### 2.1.2.1. Velocidad de diseño

Según la norma E.20 Cargas, la velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación (Figura 2.2) pero no menos de 75 Km/h.

La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_h = V \left( \frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Donde:

$V_h$ : velocidad de diseño en la altura h, en Km/h

$V$ : velocidad de diseño hasta 10 m de altura, en Km/h

$h$ : altura sobre el terreno, en m

### 2.1.2.2. Cargas de diseño por viento

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0,005xCxV_h^2$$

Donde:

$P_h$  : presión o succión del viento a altura  $h$ , en Kgf/m<sup>2</sup>.

$C$  : factor indicado en la Tabla 3.7.4 de la Norma E.20.

$V_h$  : velocidad de diseño a altura  $h$ , en Km/h.

A continuación se muestra el Mapa Eólico del Perú, a una altura de 10 metros, para un periodo de retorno de 50 años.

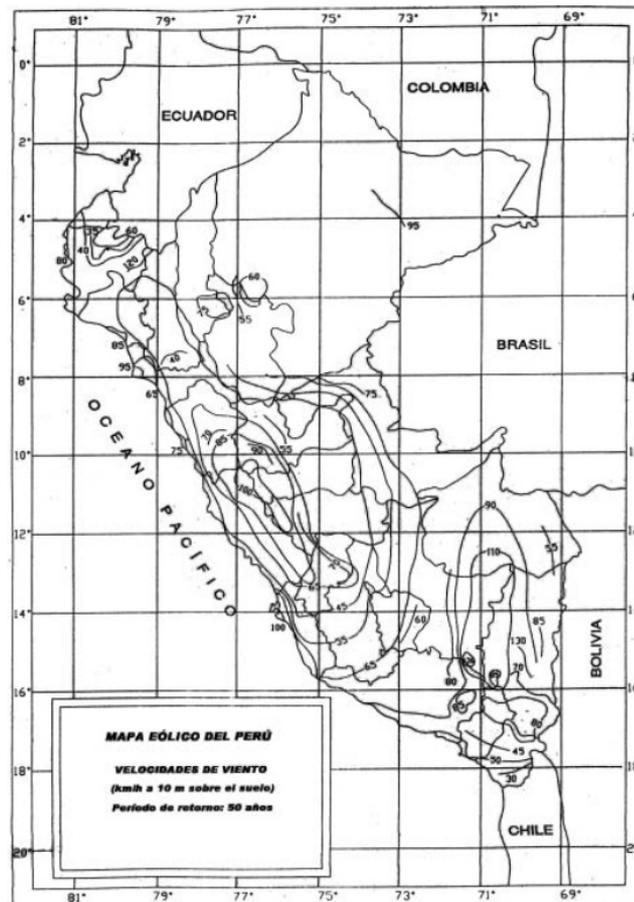


Figura 2.2.- Mapa Eólico del Perú [6].

Este mapa sirve de guía, para establecer las velocidades básicas del viento en la zona donde se ubica la estructura, sin embargo; se debe tener en cuenta la variabilidad debida a las condiciones locales (topográficas, climáticas).

Si hubiera mediciones confiables en la zona en cuestión, podrán adoptarse la velocidad proveniente del estudio.

Aquí se observa que para la Lima y Callao se tiene una velocidad de 45 Km/h aproximadamente (12.5 m/s), es decir, se tomará la velocidad mínima de diseño igual a 75 Km/h.

#### 2.1.2.2.1. Cargas en dirección transversal

Cuando el viento arremete a la estructura en la dirección transversal, según la norma técnica E.020 Cargas, se tendrá dos efectos para cobertura superior por poseer cobertura a dos aguas, el primer efecto que se produce será de presión (barlovento) y succión (sotavento), un segundo efecto que se tiene es de succión (barlovento y sotavento), Figura 2.3, mientras que en las coberturas laterales se dará la presión en la cobertura donde golpea directamente el viento y succión en las restantes coberturas laterales.

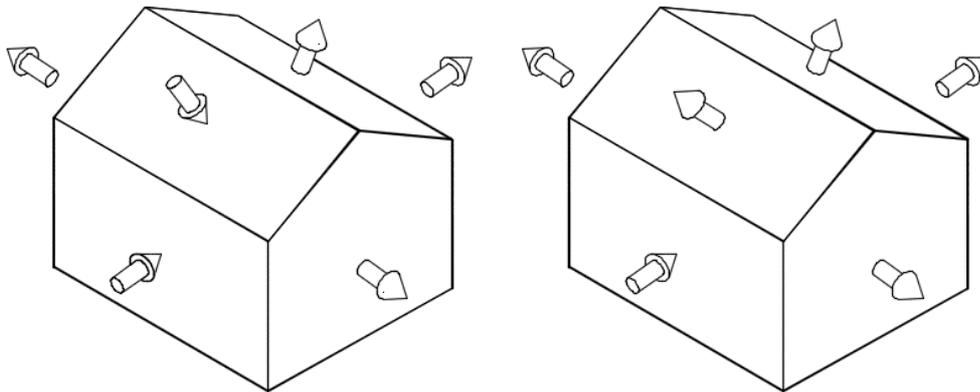
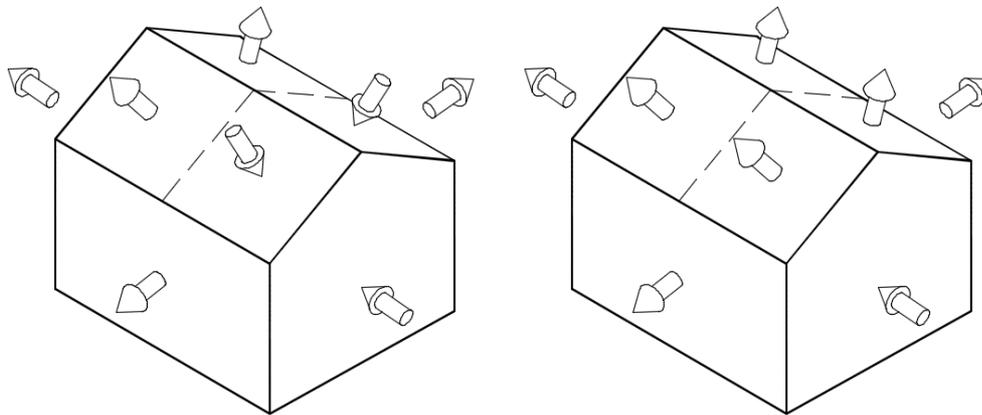


Figura 2.3.- Cargas del viento en dirección transversal.

#### 2.1.2.2.2. Cargas en dirección longitudinal

Cuando el viento arremete a la estructura en la dirección longitudinal, el efecto que le produce será casi similar a la dirección transversal, dándose dos efectos en la cobertura a dos aguas: el primer efecto se dará en mitades, hasta la primera mitad

se dará presión y en la otra mitad se dará succión, un segundo efecto es succión en toda la cobertura, Figura 2.4 - derecha, mientras que en las coberturas laterales se dará la presión en la cobertura donde golpea directamente el viento y succión en las restantes coberturas laterales.



**Figura 2.4.- Cargas del viento en dirección longitudinal**

Para las cargas de viento, tanto en dirección transversal como longitudinal se considera a la nave industrial como una estructura metálica totalmente cerrada y sin aberturas.

### **2.1.3. Cargas de sismo**

#### **2.1.3.1. Análisis Estático**

Para el análisis de las solicitaciones sísmicas se diseñará mediante el análisis dinámico y se verificará con el análisis estático de la superestructura; según este método, las fuerzas sísmicas son representadas por fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación, basado en la norma E.030 Diseño Sismorresistente, del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

### 2.1.3.2. Análisis Seudodinámico

El análisis modal espectral tiene referencia en la norma E.030 Diseño Sismorresistente, permite estimar los desplazamientos, tensiones y esfuerzos en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y aceleraciones, en cada modo, usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en la norma sismorresistente peruana. Luego se combinan estos valores máximos, por ejemplo mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos. Otro método es el de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores máximos más probables de desplazamientos, tensiones, esfuerzos, etc. Para el presente informe se usó el método CQC.

Según la norma E.030 Diseño Sismorresistente se tiene los siguientes parámetros de sitio a nivel nacional:

**Tabla 2.1.- Parámetros de sitio según norma E.030.**

Zona		Z	Sistema Estructural		R
1: Selva		0.15	1: (Acero) Pórticos dúctiles		9.5
2: Sierra		0.30	2: (Acero) Arriostres Excéntricos		6.5
3: Costa		0.40	3: (Acero) Arriostres en Cruz		6.0
Categoría	U	% S/C	4: (Concr) Porticos		8.0
A: Esenciales	1.50	50%	5: (Concreto) Dual		7.0
B: Importantes	1.30	50%	6: (Concreto) de Muros Estructurales		6.0
C: Comunes	1.00	25%	7: (Concreto) Muros de Ductilidad Limitada		4.0
Tipo de suelo	Tp	S	8: (Albañilería) Armada o Confinada		3.0
1: Roca o muy	0.4	1.0	9: (Madera) Esfuerzos Admisibles		7.0
2: Intermedio	0.6	1.2	Elementos Resistentes		Ct
3: Flexible	0.9	1.4	1: Sólo pórticos		35
Regularidad		Ri	2: Pórticos más ascensor		45
I: Irregular		0.75	3: Albañilería y sólo muros		60
R: Regular		1.00			

Donde:

Z: Factor de Zona.

U: Factor de Uso e Importancia.

C: Coeficiente de amplificación sísmica. Donde  $C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$ ;  $C \leq 2.5$

$T_p$ : Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

T: Período de un modo en el análisis dinámico.

S: Factor de Suelo.

R: Coeficiente de Reducción de Solicitaciones Sísmicas.

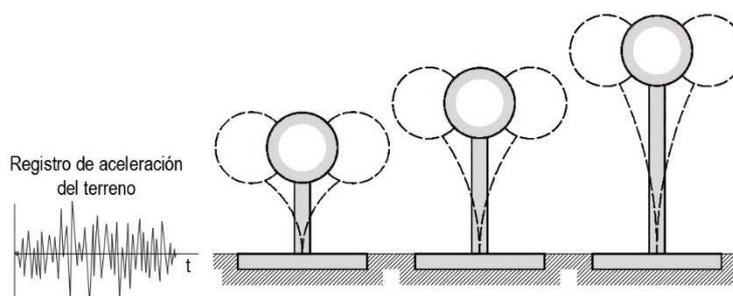
Bajo estos fundamentos, tenemos los siguientes parámetros para nuestro caso:

**Tabla 2.2.- Parámetros de sitio para Lima**

Zona	3: Costa	Z = 0.40
Categoría	B: Importantes	U = 1.30
Tipo de suelo	2: Intermedio	S = 1.20
Sistema estructural X	1: (Acero) Pórticos dúctiles	R <sub>x</sub> = 9.50
Sistema estructural Y	3: (Acero) Arriostres en Cruz	R <sub>y</sub> = 6.00
Regularidad	R: Regular	R <sub>i</sub> = 1.00
Element. Resistentes	1: Sólo pórticos	C <sub>t</sub> = 35
		T <sub>p</sub> = 0.60

### a) Modos de Vibración.

De forma muy similar, las estructuras se asemejan a un péndulo invertido, sometido a una vibración en la base. El péndulo describe un movimiento oscilatorio que gradualmente se amortigua hasta desaparecer, recuperando la posición de equilibrio inicial (cuando cesa la acción sísmica). No todos los péndulos (no todos los edificios), tienen el mismo modo de vibración, es función por su rigidez y altura a la que vibra (oscila) frente a cualquier excitación a la que se someta.

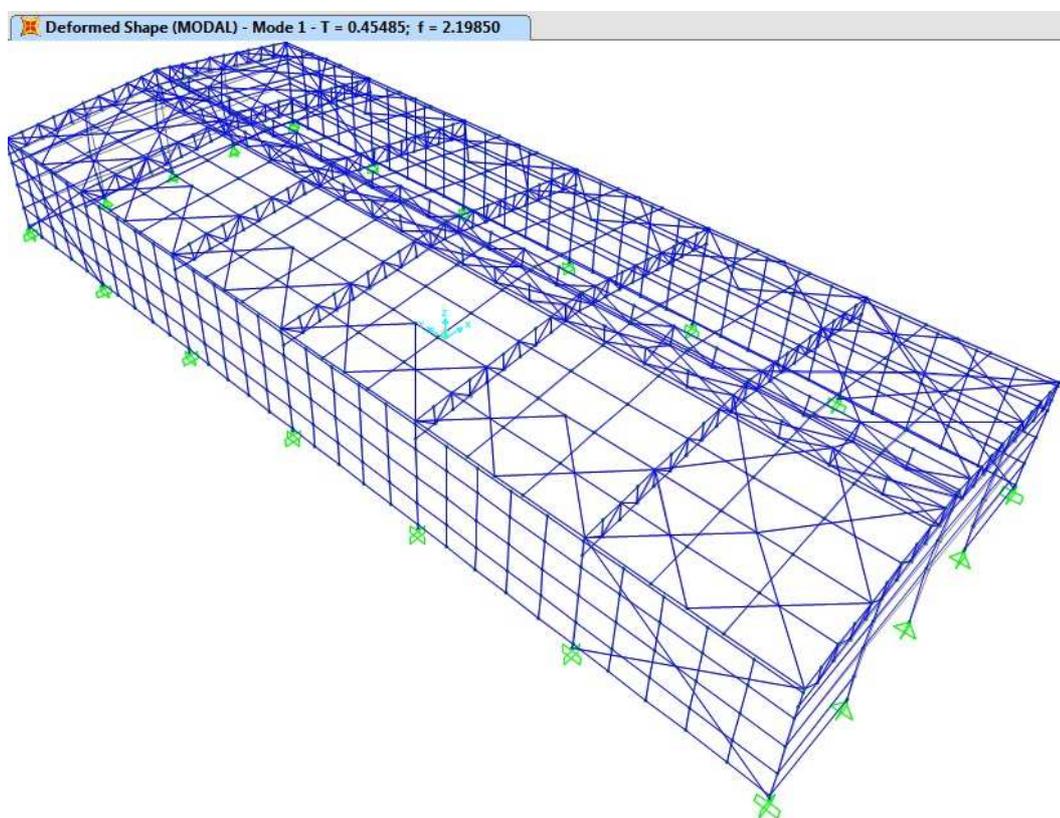


**Figura 2.5.- Respuestas del péndulo invertido a análisisseudodinámico**

Se presenta a continuación los modos de vibración de la nave industrial, así como el período de oscilación y la frecuencia en cada caso.

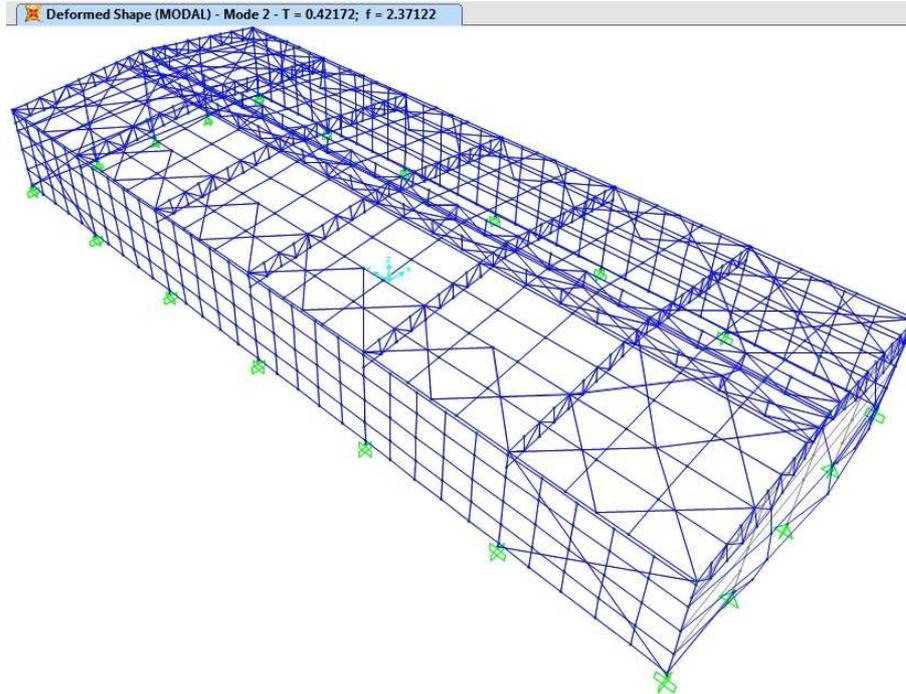
En el primer modo de vibración o modo fundamental, los desplazamientos y aceleraciones se dan en la dirección transversal de la nave industrial (eje X), tal como muestra la Figura 2.6.

El período fundamental para la nave industrial en análisis es 0.46 segundos (tiempo que necesita la estructura un ciclo completo cuando experimenta una vibración no forzada).



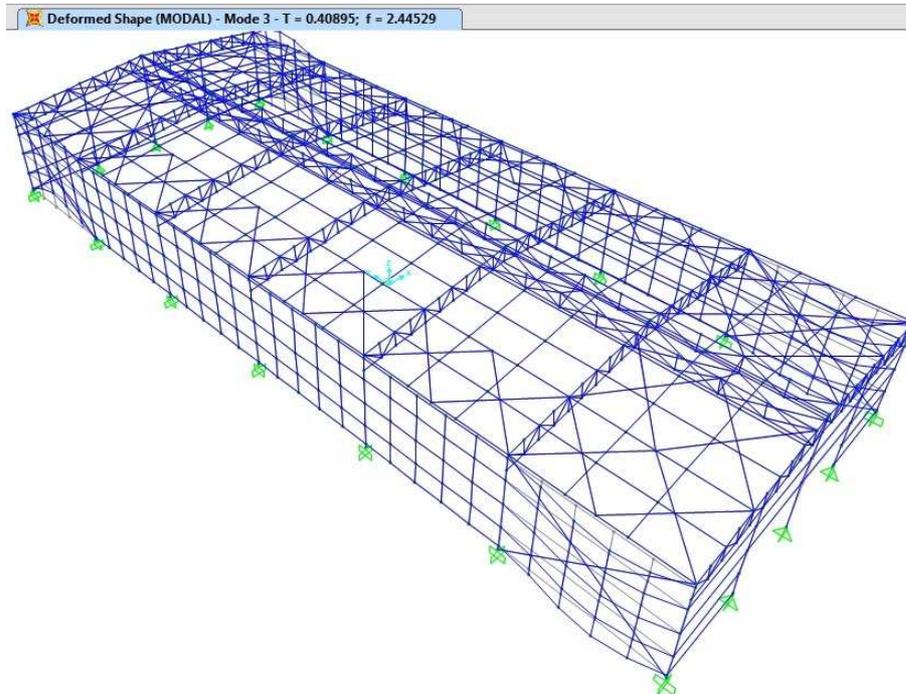
**Figura 2.6.- Primer modo de vibración o modo fundamental**

En el segundo modo de vibración, los desplazamientos y aceleraciones se dan en la dirección longitudinal de la nave industrial (eje Y), tal como muestra la Figura 2.7. Para este modo el período es 0.42 segundos.



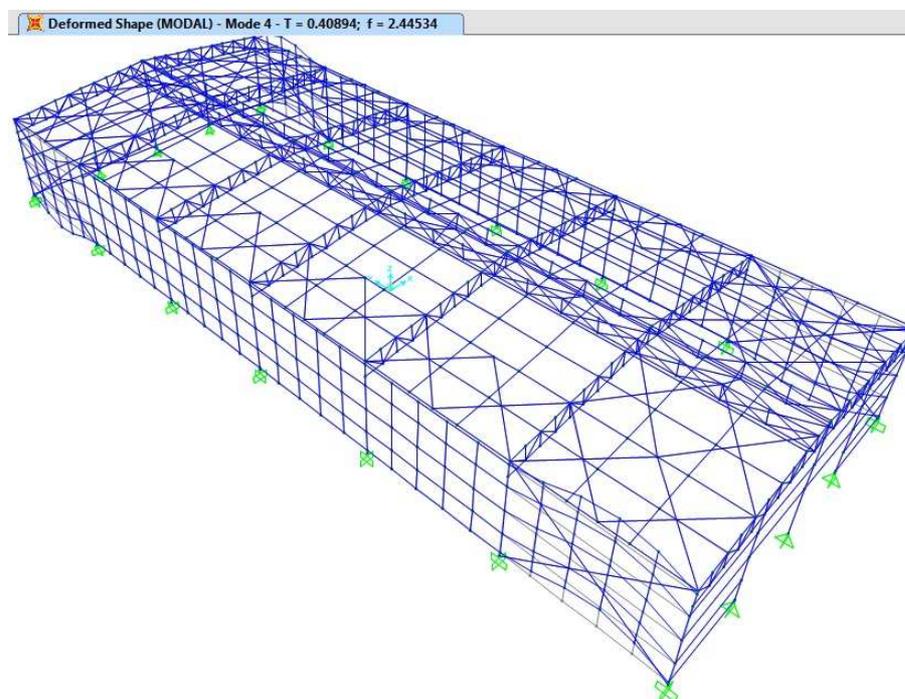
**Figura 2.7.- Segundo modo de vibración**

En el tercer modo de vibración, los desplazamientos y aceleraciones se dan en la dirección rotacional vertical de la nave industrial (eje Z), tal como muestra la Figura 2.8. Para este modo el período es 0.41 segundos.



**Figura 2.8.- Tercer modo de vibración**

En el cuarto modo de vibración, los desplazamientos y aceleraciones se dan en la dirección rotacional vertical al eje X de la nave industrial, tal como muestra la Figura 2.9. Para este modo el período es 0.41 segundos, llegando a un porcentaje de masa participativa del 80% para estructuras regulares.



**Figura 2.9.- Cuarto modo de vibración**

### **b) Aceleración Espectral.**

Para cada una de las direcciones horizontales (X e Y) analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Donde:

$S_a$  : Aceleración espectral.

Z: Factor de Zona.

U: Factor de Uso e Importancia.

C: Coeficiente de amplificación sísmica. Donde  $C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$ ;  $C \leq 2.5$

$T_p$  : Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

T: Período de un modo en el análisis dinámico.

S: Factor de Suelo.

R: Coeficiente de Reducción de Solicitaciones Sísmicas.

Según lo anterior mencionado, se presenta los espectros de respuesta para las direcciones horizontales.



Figura 2.10.- Espectro de respuesta para el eje X



Figura 2.11.- Espectro de respuesta para el eje Y

### c) Fuerza Cortante Mínima en la Base.

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio para análisis seudodinámico no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructuras regulares, como es nuestro caso.

Tenemos según análisis estático, peso total de estructura 46,458.69 Kgf, según ello calcularemos el Cortante Basal Estático.

a) Cálculo del Período Fundamental (T):

Según en ítem 17.2 de la norma E.30 Diseño Sismo Resistente, el Período Fundamental se define como:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Donde:

T : Período Fundamental.

$h_n$  : Altura total de la edificación (6.50m).

$C_t$  : Coeficiente para estimar el período predominante de un edificio.

Según la norma, el coeficiente  $C_t$  no está definido para naves industriales, donde los elementos resistentes para nuestro caso en el eje del período fundamental son celosías y no precisamente pórticos como lo detalla la norma ( $C_t=35$ ).

Como no estamos considerando el efecto original de los elementos no estructurales, el período fundamental se tomará como el 0.85 del valor obtenido en el análisis seudodinámico. Según lo antes mencionado tenemos:

$$T_x = 0.85 \times 0.45 \text{ s} = 0.3825 \text{ s}$$

$$T_y = 0.85 \times 0.42 \text{ s} = 0.3570 \text{ s}$$

b) Cálculo del Factor de Amplificación Sísmica (C):  $C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$ ;  $C \leq 2.5$

Donde:

C: Factor de Amplificación Sísmica.

$T_p$  : Período del espectro para cada tipo de suelo ( $T_p = 0.60\text{s}$ ).

T: Período Fundamental ( $T_x = 0.3825\text{s}$  y  $T_y = 0.3570\text{s}$ ).

$$C_x = 2.5 \left( \frac{0.60}{0.3825} \right) = 3.92$$

$$C_y = 2.5 \left( \frac{0.60}{0.3570} \right) = 4.20$$

$$C_x = C_y = 2.5$$

c) Cálculo de la Fuerza Cortante (V):  $V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$

Donde:

V : Fuerza Cortante en la Base.

Z: Factor de Zona (Z=0.40).

U: Factor de Uso e Importancia (U=1.30).

C: Coeficiente de amplificación sísmica ( $C_x = C_y = 2.50$ ).

S: Factor de Suelo (S=1.20).

R: Coeficiente de Reducción de Solicitaciones Sísmicas ( $R_x = 9.50$ ,  $R_y = 6.00$ ).

P: Peso total de la edificación (P=46,458.69 Kgf).

c.1) En el eje X:  $C_x / R_x = 0.263$   $V_x = 10,498.39$  Kg

c.2) En el eje Y:  $C_y / R_y = 0.417$   $V_y = 16,645.74$  Kg

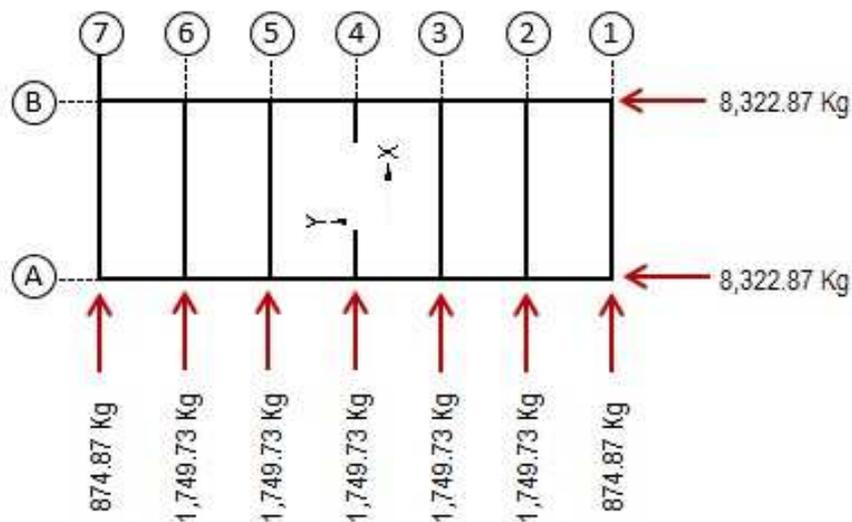


Figura 2.12.- Fuerzas Sísmicas aplicadas en ejes X e Y

Estos resultados calculados manualmente se logran corroborar en el análisis estático de la herramienta de apoyo (Tabla 2.3).

**Tabla 2.3.- Cortantes Basal Estático para ejes X e Y**

CASO	Fzas. Totales X ( Kgf )	Fzas. Totales Y ( Kgf )
SISMO X	-10,498.39	0.00
SISMO Y	0.00	-16,645.74

Según el desarrollo anterior tenemos la Fuerza Cortante Mínima en la Base para el análisis estático:

- $V_x$  - estático = 10,498.39 Kgf      80%  $V_x$  - estático = 8,398.71 Kgf.
- $V_y$  - estático = 16,645.74 Kgf      80%  $V_y$  - estático = 13,316.59 Kgf.

Según el análisis seudodinámico tenemos:

**Tabla 2.4.- Cortantes Basal Seudodinámico para ejes X e Y**

CASO	Fzas. Totales X ( Kgf )	Fzas. Totales Y ( Kgf )
SISMO X	11,440.38	0.00
SISMO Y	0.00	13,328.96

- $V_x$  - dinámico = 11,440.38 Kgf > 80% $V_x$  - estático = 8,398.71 Kgf (cumple).
- $V_y$  - dinámico = 13,328.96 Kgf > 80% $V_y$  - estático = 13,316.59 Kgf (cumple).

## 2.2. Verificación de elementos

### 2.2.1. Correas Superiores

Las correas son laminadas en frío a partir de planchas metálicas por el método de prensa. Las verificaciones son por flexión (eje mayor) y pandeo lateral (eje menor). Por tener gran longitud de luz libre (9.00m) es necesario las dos verificaciones, excluyendo la verificación por corte o axial que se dan en elementos de menor longitud o en otras condiciones.

Para el presente diseño se plantea seis (06) correas en cada lado del techo, equidistantes a 2.16m y con una longitud total de 54.00m (seis correas de 9.00m cada una), haciendo un total de doce (12) correas en la celosía. La sección que responde a las cargas requeridas es un perfil tipo C de 80x175x25x6.0mm.

Dicha sección tiene una rotación de  $6^\circ$  respecto a su eje local, se logra que el eje local 3 sea paralelo a la pendiente del techo de la nave.

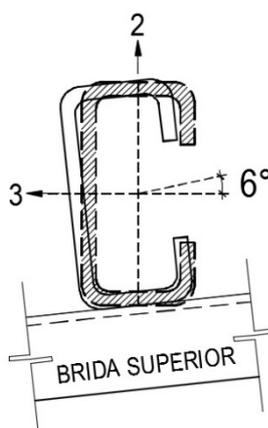


Figura 2.13.- Rotación de correas superiores respecto a eje local

a) Diagrama de Corte y Diagrama de Momento Flector para Correa crítica, obtenidos de la herramienta de cálculo respecto al eje mayor:

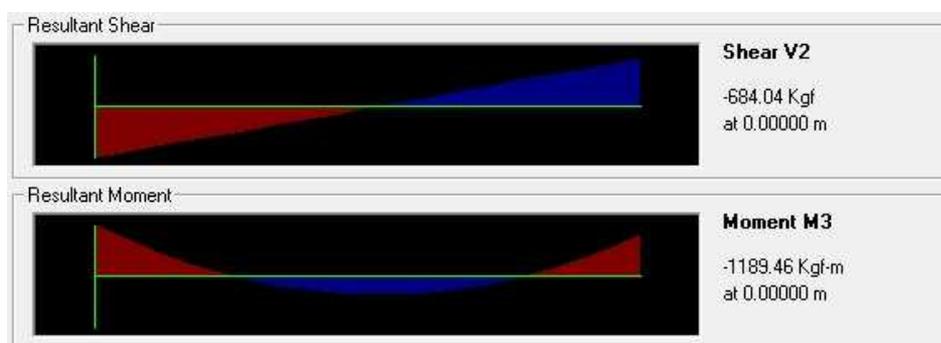


Figura 2.14.- Diagramas de Corte y Momento Flector respecto a eje mayor

Verificación de la Deflexión respecto al eje mayor para la correa por condiciones o cargas de servicio:

Tabla 2.5.- Deflexiones de correa superior crítica respecto al eje mayor

Luz libre ( mm )	$\Delta$ máx.	$\Delta$ máx. ( mm )	$\Delta$ real ( mm )	Resultado	Cargas de Servicio
9,000.00	L/240	37.50	1.71	OK	D
9,000.00	L/360	25.00	5.79	OK	D + Lr

b) Diagrama de Corte y Diagrama de Momento Flector para Correa crítica, obtenidos de la herramienta de cálculo respecto al eje menor:

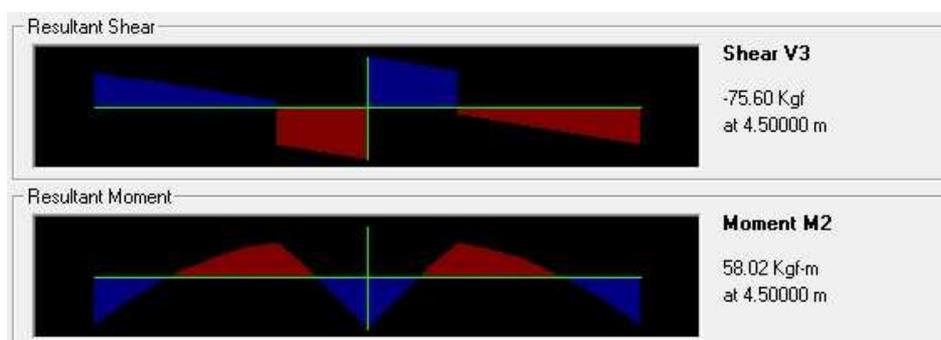


Figura 2.15.- Diagramas de Corte y Momento Flector respecto a eje menor

Verificación de la Deflexión respecto al eje menor para la correa:

Tabla 2.6.- Deflexiones de correa superior crítica respecto al eje menor

Luz libre ( mm )	$\Delta$ máx.	$\Delta$ máx. ( mm )	$\Delta$ real ( mm )	Resultado	Cargas de Servicio
3,000.00	L/240	12.50	0.33	OK	D
3,000.00	L/360	8.33	1.11	OK	D + Lr

A continuación se presenta los resultados:

1. Relación de capacidad o demanda (PMM DEMAND/CAPACITY RATIO=0.701).
2. Verificación por Fuerzas Axiales.
3. Verificación por Momentos (eje mayor y eje menor).
4. Verificación por Corte.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO		Total	Pu	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Governing Equation (C5.2.2-3)	Ratio	=	Ratio	+	Ratio	Limit	Check
	0.701	=	0.018	+	0.524	1.000	OK
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
		Pu	Pn	Pn0	Tn	Phi_t	Phi_c
		Force	Capacity	Capacity	Capacity	Factor	Factor
Axial	-257.016	16905.466	52454.288	52454.288		0.950	0.850
<b>MOMENT DESIGN</b>							
		Mu	Mn	Mn(Yield)	Mn(LTB)	Mnt	
		Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major Moment	-1189.459	2519.886	2749.037	2519.886	2749.037		
Minor Moment	52.980	372.193	780.436	372.193	1565.374		
		Cn	Alpha	K	L	Ctf	Cb
		Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	0.850	0.989	1.000	1.000	1.000	1.000	1.056
Minor Moment	0.850	0.993	1.000	0.333			
		Phi_b	Phi_by				
		Factor	Factor				
Major Moment	0.900	0.950					
Minor Moment	0.900	0.950					
<b>SHEAR DESIGN</b>							
		Vu	Un	Phi_v	Un	Status	Tu
		Force	Capacity	Factor	Ratio	Check	Torsion
Major Shear	684.038	13753.000	0.000	0.050	OK	OK	0.000
Minor Shear	51.925	10200.960	0.900	0.006	OK		0.000

Figura 2.16.- Resultados en correa superior respecto a eje mayor y menor

Donde:

$P_u$  ratio: Ratio de diseño por fuerza axial.

$M_{Major}$  ratio: Ratio de diseño por flexión respecto a eje mayor.

$M_{Minor}$  ratio: Ratio de diseño por flexión respecto a eje menor.

$P_u$  Force: Fuerza Requerida Última a Compresión Axial.

$P_n$  Capacity: Capacidad de Fuerza Nominal a Compresión Axial.

$\Phi_c$  Factor: Factor de Resistencia a la Compresión.

$M_u$  Major: Momento Requerido Último para eje Mayor.

$M_u$  Minor: Momento Requerido Último para eje Menor.

$M_n$  Capacity Major: Momento Nominal Último para eje Mayor.

$M_n$  Capacity Minor: Momento Nominal Último para eje Menor.

K Factor Major: Factor de Longitud Efectiva para eje Mayor.

K Factor Minor: Factor de Longitud Efectiva para eje Menor.

L Factor Major: Longitud Efectiva No Arriostrada para eje Mayor.

L Factor Minor: Longitud Efectiva No Arriostrada para eje Menor.

$C_b$  Factor: Factor de Flexión entre Arriostres.

$\Phi_b$  Factor: Factor de Resistencia a la Flexión.

$V_u$  Force Major Shear: Fuerza Requerida Última a Corte para eje Mayor.

$V_u$  Force Minor Shear: Fuerza Requerida Última a Corte para eje Menor.

$V_u$  Capacity Major Shear: Capacidad de Fuerza Nominal a Corte para eje Mayor.  
 $V_u$  Capacity Minor Shear: Capacidad de Fuerza Nominal a Corte para eje Menor.  
 $\Phi_v$  Factor: Factor de Resistencia a Corte.

### 2.2.2. Bridas Superiores

Las bridas superiores son laminadas en frío a partir de planchas metálicas por el método de prensa. Por ser parte superior de una celosía y sabiendo que estas bridas son solicitadas a compresión y tensión se harán ambas verificaciones según Figura 2.27; siendo más críticos en la sollicitación por compresión.

Para el presente diseño la sección que responde a las cargas requeridas es un perfil tipo U de 90x200x8mm. Se consideran siete (07) bridas superiores en cada pendiente al igual que el número de celosías cada 9.00m con una longitud de 10.81m.

Dicha sección tiene una rotación de 90° respecto a su eje local, se logra que el eje local 2 sea perpendicular a la pendiente del techo (Figura 2.17).

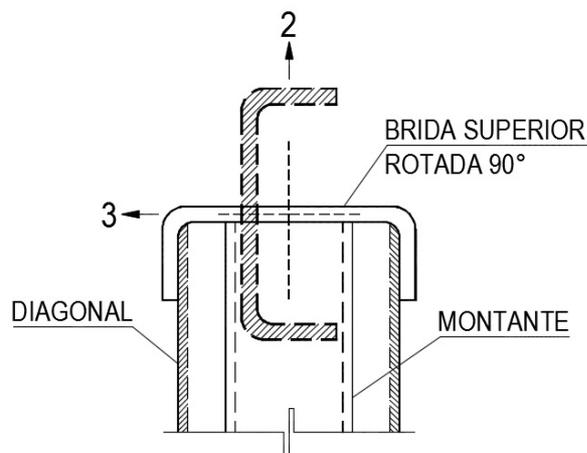


Figura 2.17.- Rotación de la sección de bridas superiores

- a) Diagrama de Fuerza Axial y Diagrama de Torsión para Brida Superior crítica, se observa que está trabajando a tensión, compresión (crítico) y que la torsión es aproximadamente cero:

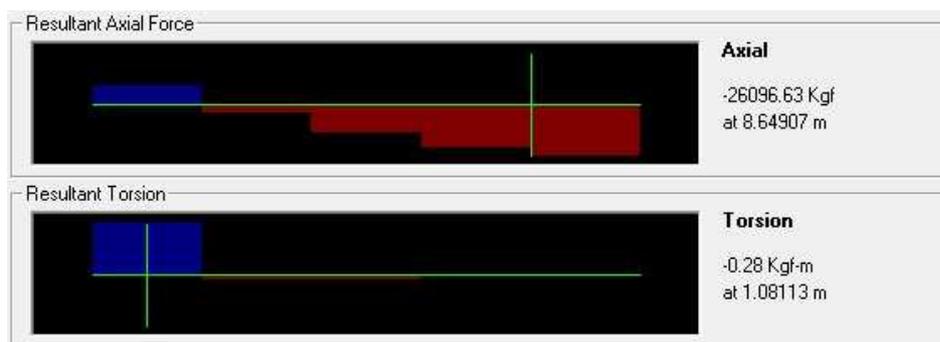


Figura 2.18.- Diagramas de Fuerza Axial y Torsión

A continuación se presenta los resultados:

1. Relación de capacidad o demanda (PMM DEMAND/CAPACITY RATIO=0.632).
2. Verificación por Fuerzas Axiales.
3. Verificación por Momentos (eje mayor y eje menor).
4. Verificación por Corte.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation (C5.2.2-1)		Total Ratio	=	Pu Ratio	+	MMajor Ratio	+	MMinor Ratio
		0.632		0.479		0.008		0.145
								Ratio Limit 1.000
								Status Check OK
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>								
		Pu Force	Pn Capacity	Pn0 Capacity	Tn Capacity	Phit Factor	Phic Factor	
	Axial	-26083.306	64063.253	71588.700	71588.700	0.950	0.850	
<b>MOMENT DESIGN</b>								
		Mu Moment	Mn Capacity	Mn(Yield) Capacity	Mn(LTB) Capacity	Mnt Capacity		
	Major Moment	-35.395	4202.949	4202.949	4202.949	4202.949		
	Minor Moment	119.329	836.010	836.010	836.010	2177.534		
		Cm Factor	Alpha Factor	K Factor	L Factor	Ctf Factor	Cb Factor	
	Major Moment	0.850	0.964	1.000	0.200	1.000	1.330	
	Minor Moment	0.850	0.931	1.000	0.100			
		Phib Factor	Phiby Factor					
	Major Moment	0.900	0.900					
	Minor Moment	0.900	0.900					
<b>SHEAR DESIGN</b>								
		Uu Force	Un Capacity	PhiU Factor	Un Ratio	Status Check	Tu Torsion	
	Major Shear	351.805	20401.920	0.000	0.017	OK	0.000	
	Minor Shear	74.501	17973.120	0.900	0.005	OK	0.000	

Figura 2.19.- Resultados en brida superior respecto a eje mayor y menor

Donde:

$P_u$  ratio: Ratio de diseño por fuerza axial.

$M_{Major}$  ratio: Ratio de diseño por flexión respecto a eje mayor.

$M_{Minor}$  ratio: Ratio de diseño por flexión respecto a eje menor.  
 $P_u$  Force: Fuerza Requerida Última a Compresión Axial.  
 $P_n$  Capacity: Capacidad de Fuerza Nominal a Compresión Axial.  
 $\Phi_c$  Factor: Factor de Resistencia a la Compresión.  
 $M_u$  Major: Momento Requerido Último para eje Mayor.  
 $M_u$  Minor: Momento Requerido Último para eje Menor.  
 $M_n$  Capacity Major: Momento Nominal Último para eje Mayor.  
 $M_n$  Capacity Minor: Momento Nominal Último para eje Menor.  
K Factor Major: Factor de Longitud Efectiva para eje Mayor.  
K Factor Minor: Factor de Longitud Efectiva para eje Menor.  
L Factor Major: Longitud Efectiva No Arriostrada para eje Mayor.  
L Factor Minor: Longitud Efectiva No Arriostrada para eje Menor.  
 $C_b$  Factor: Factor de Flexión entre Arriostres.  
 $\Phi_b$  Factor: Factor de Resistencia a la Flexión.  
 $V_u$  Force Major Shear: Fuerza Requerida Última a Corte para eje Mayor.  
 $V_u$  Force Minor Shear: Fuerza Requerida Última a Corte para eje Menor.  
 $V_u$  Capacity Major Shear: Capacidad de Fuerza Nominal a Corte para eje Mayor.  
 $V_u$  Capacity Minor Shear: Capacidad de Fuerza Nominal a Corte para eje Menor.  
 $\Phi_v$  Factor: Factor de Resistencia a Corte.

### 2.2.3. Bridas Inferiores

Las bridas inferiores son laminadas en frío a partir de planchas metálicas por el método de prensa. Por ser parte inferior de una celosía y sabiendo que estas bridas son solicitadas a compresión y tensión se harán ambas verificaciones, siendo más críticos en la sollicitación por tensión.

Para el presente diseño la sección que responde a las cargas requeridas es un perfil tipo U de 90x200x8mm. Se consideran siete (07) bridas inferiores en cada pendiente al igual que el número de celosías cada 9.00m con una longitud de 10.81m.

Dicha sección tiene una rotación de 90° respecto a su eje local, se logra que el eje local 2 sea perpendicular a la pendiente del techo.

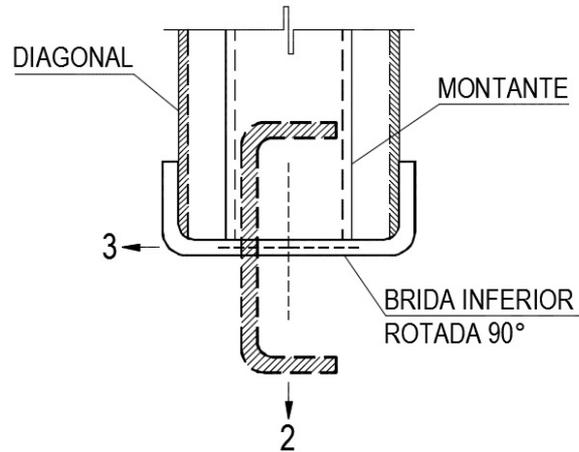


Figura 2.20.- Rotación de la sección para bridas inferiores

a) Diagrama de Fuerza Axial y Diagrama de Torsión para Brida Inferior crítica, se observa que está trabajando a tensión (crítico), compresión y que la torsión es aproximadamente cero:

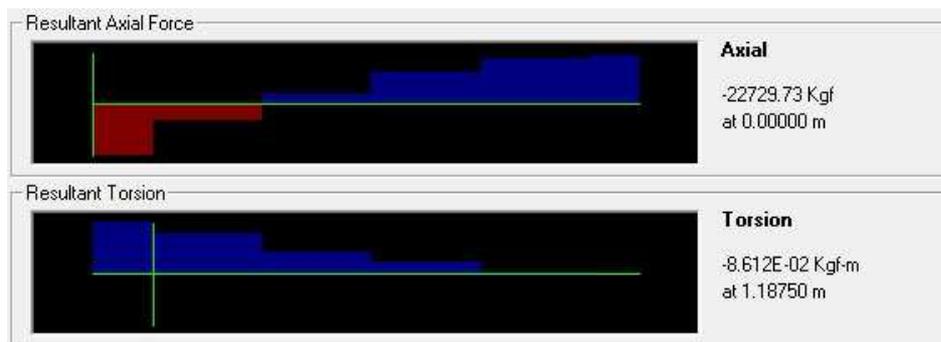


Figura 2.21.- Diagramas de Fuerza Axial y Torsión

A continuación se presenta los resultados:

1. Relación de capacidad o demanda (PMM DEMAND/CAPACITY RATIO=0.942).
2. Verificación por Fuerza Axial.
3. Verificación por Momentos (eje mayor y eje menor).
4. Verificación por Corte.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (C5.2.2-1)	Total Ratio	=	Pu Ratio	+	MMajor Ratio	+	MMinor Ratio
	0.942	=	0.908	+	0.000	+	0.034
							Ratio Limit 1.000
							Status Check OK
AXIAL FORCE DESIGN							
			Pu Force	Pn Capacity	Pn0 Capacity	Tn Capacity	Phit Factor
Axial			-22726.365	29444.777	71588.700	71588.700	0.950
							Phic Factor 0.850
MOMENT DESIGN							
			Mu Moment	Mn Capacity	Mn(Yield) Capacity	Mn(LTB) Capacity	Mnt Capacity
Major Moment			0.003	4202.949	4202.949	4202.949	4202.949
Minor Moment			27.632	836.010	836.010	836.010	2177.534
			Cm Factor	Alpha Factor	K Factor	L Factor	Ctf Factor
Major Moment			0.850	0.353	1.000	0.910	1.000
Minor Moment			0.850	0.927	1.000	0.110	
			Phib Factor	Phiby Factor			
Major Moment			0.900	0.900			
Minor Moment			0.900	0.900			
SHEAR DESIGN							
			Uu Force	Un Capacity	PhiU Factor	Un Ratio	Status Check
Major Shear			0.002	20401.920	0.000	0.000	OK
Minor Shear			39.005	17973.120	0.900	0.002	OK
							Tu Torsion 0.000

Figura 2.22.- Resultados en brida inferior respecto a eje mayor y menor

Donde:

$P_u$  ratio: Ratio de diseño por fuerza axial.

$M_{Major}$  ratio: Ratio de diseño por flexión respecto a eje mayor.

$M_{Minor}$  ratio: Ratio de diseño por flexión respecto a eje menor.

$P_u$  Force: Fuerza Requerida Última a Compresión Axial.

$P_n$  Capacity: Capacidad de Fuerza Nominal a Compresión Axial.

$\Phi_c$  Factor: Factor de Resistencia a la Compresión.

$M_u$  Major: Momento Requerido Último para eje Mayor.

$M_u$  Minor: Momento Requerido Último para eje Menor.

$M_n$  Capacity Major: Momento Nominal Último para eje Mayor.

$M_n$  Capacity Minor: Momento Nominal Último para eje Menor.

K Factor Major: Factor de Longitud Efectiva para eje Mayor.

K Factor Minor: Factor de Longitud Efectiva para eje Menor.

L Factor Major: Longitud Efectiva No Arriestrada para eje Mayor.

L Factor Minor: Longitud Efectiva No Arriestrada para eje Menor.

$C_b$  Factor: Factor de Flexión entre Arriostres.

$\Phi_b$  Factor: Factor de Resistencia a la Flexión.

$V_u$  Force Major Shear: Fuerza Requerida Última a Corte para eje Mayor.

$V_u$  Force Minor Shear: Fuerza Requerida Última a Corte para eje Menor.

$V_u$  Capacity Major Shear: Capacidad de Fuerza Nominal a Corte para eje Mayor.

$V_u$  Capacity Minor Shear: Capacidad de Fuerza Nominal a Corte para eje Menor.

$\Phi_v$  Factor: Factor de Resistencia a Corte.

#### 2.2.4. Diagonales

Las diagonales son laminadas en frío a partir de planchas metálicas por el método de prensa. Por ser parte intermedia de una celosía y sabiendo que estos elementos son solicitados tanto a tensión como compresión necesitan ambas verificaciones sabiendo que los elementos metálicos tienen menor resistencia a compresión axial.

Para el presente diseño la sección que responde a las cargas requeridas es un perfil tipo U de 45x184x4.5mm. Se consideran diez (10) diagonales en cada lado del techo con una longitud de 1.47m, haciendo en total veinte (20) en la celosía. Dicha sección tiene una rotación de 90° respecto a su eje local, se logra que el eje local 2 sea paralela con los ejes de las bridas superior e inferior.

a) Diagrama de Fuerza Axial y Diagrama de Torsión para Diagonal crítica, se observa que trabaja a tensión y la torsión es aproximadamente cero:



Figura 2.23.- Diagramas de Fuerza Axial y Torsión

A continuación se presenta los resultados:

1. Relación de capacidad o demanda (PMM DEMAND/CAPACITY RATIO=0.896).
2. Verificación por Fuerza Axial.
3. Verificación por Momentos (eje mayor y eje menor).
4. Diseño por Corte.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation (C5.2.2-1)	Total Ratio	=	Pu Ratio	+ MMajor Ratio	+ MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
	0.896	=	0.858	+ 0.000	+ 0.038	1.000	OK		
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>									
	Pu Force		Pn Capacity	Pn0 Capacity	Tn Capacity	Phi_t Factor	Phi_c Factor		
Axial	-10268.939		14082.290	29443.317	29510.575	0.950	0.850		
<b>MOMENT DESIGN</b>									
	Mu Moment		Mn Capacity	Mn(Yield) Capacity	Mn(LTB) Capacity	Mnt Capacity			
Major Moment	0.000		1182.703	1389.919	1182.703	1389.919			
Minor Moment	1.955		124.857	124.857	124.857	477.650			
	Cm Factor		Alpha Factor	K Factor	L Factor	Ctf Factor	Cb Factor		
Major Moment	0.850		0.979	1.000	1.000	1.000	1.000		
Minor Moment	0.850		0.385	1.000	1.000				
	Phi_b Factor		Phi_by Factor						
Major Moment	0.900		0.900						
Minor Moment	0.900		0.900						
<b>SHEAR DESIGN</b>									
	Vu Force		Vn Capacity	Phi_v Factor	Vn Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0.000		11339.460	0.000	0.000	OK	0.000		
Minor Shear	0.000		4918.320	0.900	0.000	OK	0.000		

Figura 2.24.- Resultados en diagonal respecto a eje mayor y menor

Donde:

$P_u$  ratio: Ratio de diseño por fuerza axial.

$M_{Major}$  ratio: Ratio de diseño por flexión respecto a eje mayor.

$M_{Minor}$  ratio: Ratio de diseño por flexión respecto a eje menor.

$P_u$  Force: Fuerza Requerida Última a Compresión Axial.

$P_n$  Capacity: Capacidad de Fuerza Nominal a Compresión Axial.

$\Phi_c$  Factor: Factor de Resistencia a la Compresión.

$M_u$  Major: Momento Requerido Último para eje Mayor.

$M_u$  Minor: Momento Requerido Último para eje Menor.

$M_n$  Capacity Major: Momento Nominal Último para eje Mayor.

$M_n$  Capacity Minor: Momento Nominal Último para eje Menor.

K Factor Major: Factor de Longitud Efectiva para eje Mayor.

K Factor Minor: Factor de Longitud Efectiva para eje Menor.

L Factor Major: Longitud Efectiva No Arriostrada para eje Mayor.

L Factor Minor: Longitud Efectiva No Arriostrada para eje Menor.

$C_b$  Factor: Factor de Flexión entre Arriostres.

$\Phi_b$  Factor: Factor de Resistencia a la Flexión.

$V_u$  Force Major Shear: Fuerza Requerida Última a Corte para eje Mayor.

$V_u$  Force Minor Shear: Fuerza Requerida Última a Corte para eje Menor.

$V_u$  Capacity Major Shear: Capacidad de Fuerza Nominal a Corte para eje Mayor.

$V_u$  Capacity Minor Shear: Capacidad de Fuerza Nominal a Corte para eje Menor.

$\Phi_v$  Factor: Factor de Resistencia a Corte.

## 2.3. Verificación de condiciones de servicio

### 2.3.1. Verificación por Carga de Viento y Sismo

Se presenta los desplazamientos máximos permisibles y desplazamiento reales por cargas de servicio (carga de sismo y carga de viento) para cada eje de la nave industrial.

Las primeras son obtenidas según normas técnicas peruanas: norma E.020 Cargas (desplazamientos máximos permisibles por cargas de viento) y las segundas según norma E.030 Diseño Sismorresistente (desplazamientos máximos permisibles por cargas de sismo); estos desplazamientos serán verificados con los desplazamientos del modelo tridimensionalseudodinámico de la estructura realizada con la herramienta de apoyo.

En la Tabla 2.7 se muestra los desplazamientos por cargas de viento (cargas por servicio) en la dirección "X" (transversal) para los dos casos, según lo definido en el ítem 2.1.2.2.1.; el desplazamiento permisible se definió según lo establecido en el ítem 7.2 de la norma E.020 Cargas, según ello, el desplazamiento permisible por viento es 1% de la altura de la edificación (65.00mm).

**Tabla 2.7.- Verificación de Desplazamientos por Viento en el eje X**

DESPLAZAMIENTOS POR VIENTO - EJE X ( mm )				
EJES	CASO I		CASO II	
	EJE A	EJE B	EJE A	EJE B
1	1.70	1.70	1.10	1.10
2	2.50	2.50	1.20	1.20
3	2.70	2.70	1.30	1.30
4	2.80	2.80	1.40	1.40
5	2.70	2.70	1.30	1.30
6	2.50	2.50	1.20	1.20
7	1.70	1.70	1.10	1.10
$\Delta$ max	2.80	2.80	1.40	1.40
$\Delta$ permisible	65.00	65.00	65.00	65.00
<b>Resultado</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

En la Tabla 2.8 se muestra los desplazamientos por cargas de viento (cargas por servicio) en la dirección “Y” (longitudinal) para los dos casos, según lo definido en el ítem 2.1.2.2.2.; el desplazamiento permisible se definió según lo establecido en el ítem 7.2 de la norma E.020 Cargas, según ello, el desplazamiento permisible por viento es 1% de la altura de la edificación (65.00mm).

**Tabla 2.8.- Verificación de Desplazamientos por Viento en el eje Y**

DESPLAZAMIENTOS POR VIENTO - EJE Y ( mm )				
EJES	CASO I		CASO II	
	EJE A	EJE B	EJE A	EJE B
1	0.10	0.10	0.10	0.10
2	0.10	0.10	0.10	0.10
3	0.10	0.10	0.10	0.10
4	0.10	0.10	0.10	0.10
5	0.10	0.10	0.10	0.10
6	0.10	0.10	0.10	0.10
7	0.10	0.10	0.10	0.10
Δ max	0.10	0.10	0.10	0.10
Δ permisible	65.00	65.00	65.00	65.00
Resultado	OK	OK	OK	OK

Los desplazamientos laterales por cargas de sismo serán definidos según el ítem 16.4 de la norma E.030, para ello, se multiplicará por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas; los resultados son obtenidos con herramienta de cálculo. Se plantea para el cálculo del *Drift*:

$$\text{Drift}_{x,y} = \Delta_{\max} 0.75 R_{x,y}$$

El desplazamiento permisible por cargas de sismo será definido de acuerdo a la norma ASCE 7-10; para ello definimos la estructura como categoría III según Tabla 1.5-1 Categoría de Riesgo (*Risk Category*) de la norma americana (categoría B, según norma peruana). Para las edificaciones de esta categoría y según la Tabla 12.12-1 Desplazamiento Admisible por Piso (*Allowable Story Drift*) se plantea el desplazamiento permisible o admisible como:

$$\Delta_a = 0.015 h_{sx}$$

Donde:

$\Delta_a$  : Desplazamiento admisible por piso

$h_{sx}$  : Altura del piso por debajo del nivel x (6.50m).

En la Tabla 2.9 se muestra los desplazamientos por cargas de sismo (cargas de servicio) en dirección transversal de la nave industrial (eje X).

**Tabla 2.9.- Verificación de Desplazamientos por Sismo en el eje X**

DESPLAZAMIENTOS POR SISMO - EJE X ( mm )		
EJE	EJE A	EJE B
1	2.20	2.20
2	2.90	2.90
3	3.50	3.50
4	3.80	3.80
5	3.40	3.40
6	2.90	2.90
7	2.10	2.10
$\Delta_{max}$	3.80	3.80
Drift	27.08	27.08
$\Delta_a$	97.50	97.50
<b>Resultado</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

En la Tabla 2.10 se muestra los desplazamientos por cargas de sismo (cargas de servicio) en dirección longitudinal de la nave industrial (eje Y):

**Tabla 2.10.- Verificación de Desplazamientos por Sismo en el eje Y**

DESPLAZAMIENTOS POR SISMO - EJE Y ( mm )		
EJE	EJE A	EJE B
1	0.04	0.04
2	0.04	0.04
3	0.04	0.04
4	0.04	0.04
5	0.04	0.04
6	0.04	0.04
7	0.04	0.04
$\Delta_{max}$	0.04	0.04
Drift	0.17	0.17
$\Delta_a$	97.50	97.50
<b>Resultado</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

## 2.4. Análisis y Visualización de resultados obtenidos

### 2.4.1. Correas Superiores

#### 2.4.1.1. Análisis respecto al eje mayor

A continuación se presentan los momentos flectores de la correa más esforzada respecto al eje mayor (momento 3-3).

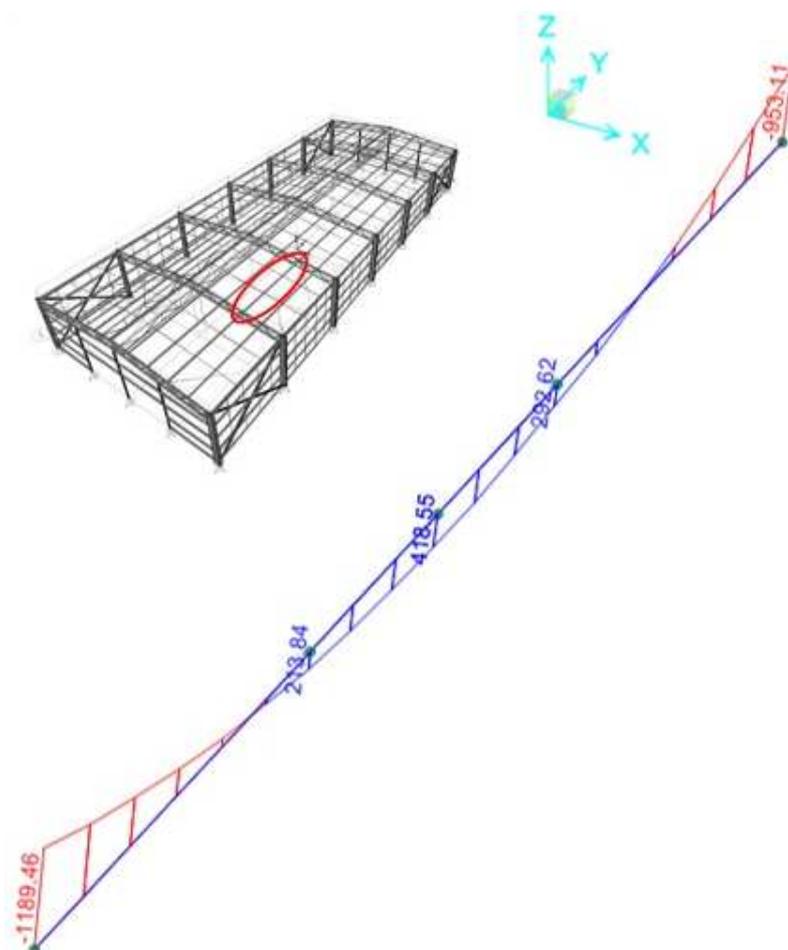


Figura 2.25.- DMF (Kgf-m) de correa crítica respecto a eje mayor

Según la Figura 2.25, las correas no están simplemente apoyadas en las bridas superiores de los tijerales sino es continua, solo se encuentra simplemente apoyada (momento igual a cero) en los extremos longitudinales de la nave industrial; se logra que el momento máximo sea negativo (-1,189.46 Kgf-m, en uno de los apoyos) y que el momento máximo no sea positivo (418.55 Kgf-m, al centro de las correas), si el momento máximo es positivo sería mayor a 1,189.46 Kgf-m y esto conlleva a tener mayor sección de las correas.

### 2.4.1.2. Análisis respecto al eje menor

A continuación se presentan los momentos flectores de la correa más esforzada respecto al eje mayor (momento 2-2).

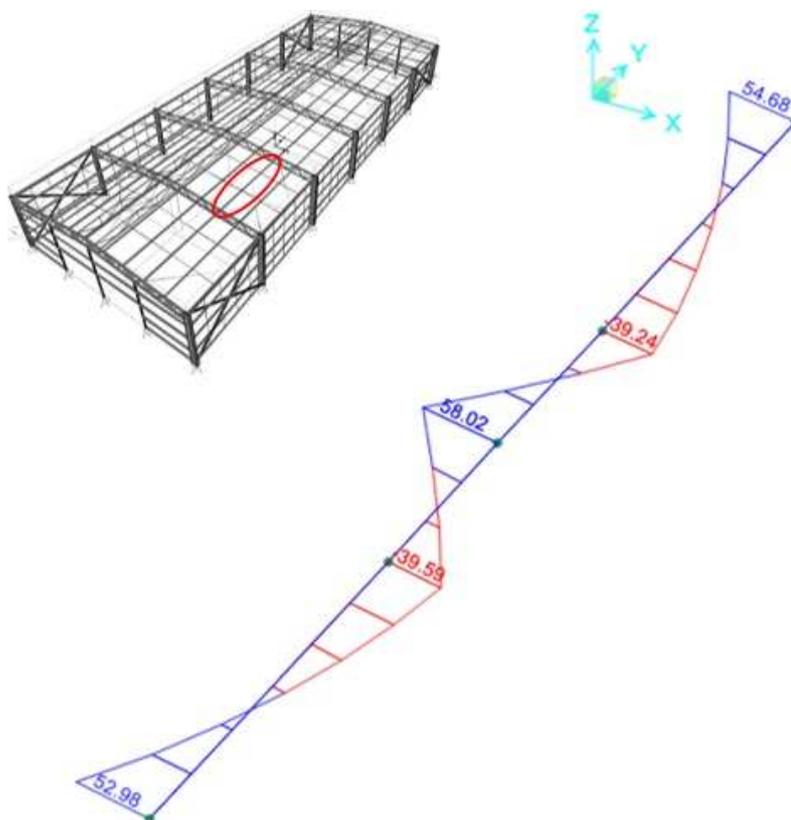


Figura 2.26.- DMF (Kgf-m) de correa crítica respecto a eje menor

Según la Figura 2.26, se tiene dos tensores intermedios para que la longitud efectiva respecto al eje menor quede dividido en tres partes iguales, lo mencionado se refleja también en la Figura 2.16, cuya longitud efectiva respecto al eje menor es 0.333 controlando la deflexión lateral y el pandeo lateral torsional.

### 2.4.2. Tijerales

Según la Figura 2.27 se puede observar los esfuerzos en cada parte del tijeral, podemos concluir lo siguiente:

- La brida superior crítica se encuentra bajo fuerzas axiales de compresión y tensión, teniendo mayor en cuenta la fuerza en compresión (26,051.50 Kgf) sobre la fuerza en tensión (10,499.44 Kgf).

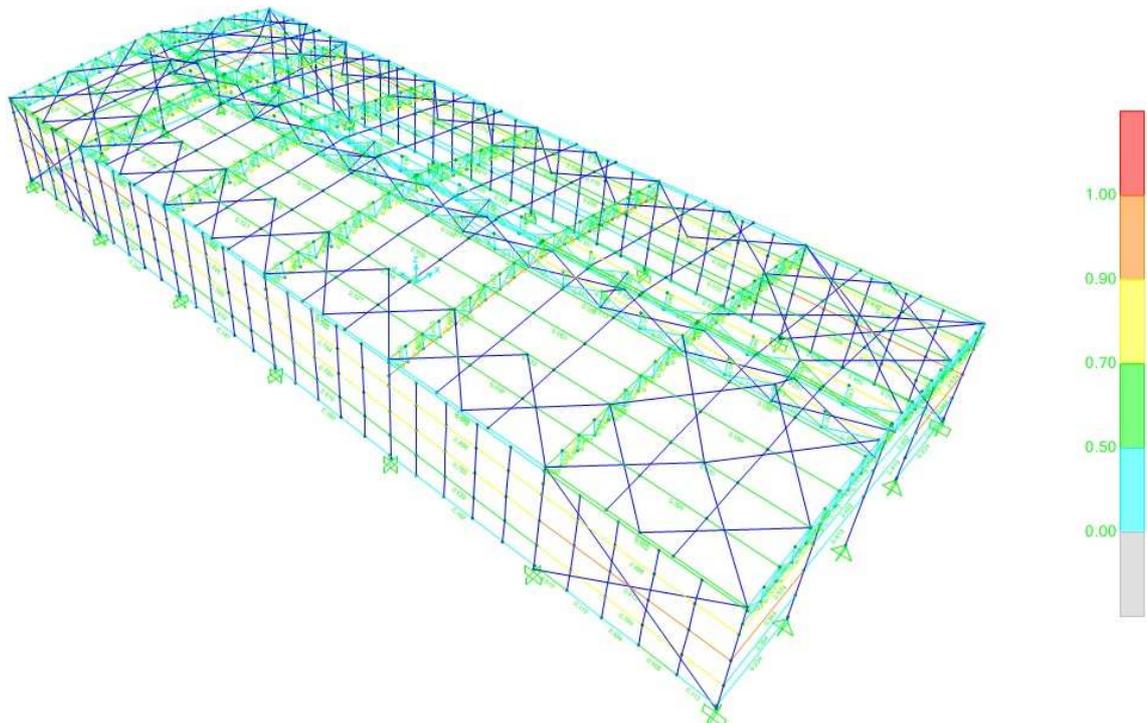


### Visualización en 3D del análisis

Para el presente informe se ha considerado perfiles laminados en frío (LAF) y perfiles laminados en caliente (LAC), en todos los casos los ratios de capacidad o demanda son menores que uno.

Para el diseño de las columnas se tendrá como límite un ratio de capacidad de demanda de 0.511, según la herramienta de apoyo.

Los ratios de los elementos de la estructura se detallan por colores en la Figura 2.28.



**Figura 2.28.- Ratios de Capacidad/Demanda según análisis estructural**

## **CAPÍTULO III: SOLICITACIONES DE LA COLUMNA PLEGADA**

### **3.1. Cálculo de propiedades geométricas de perfiles**

A continuación se presentan las ecuaciones de propiedades geométricas de perfiles laminados en frío típicos derivadas a partir del Método Lineal. Dichas ecuaciones fueron tomadas en su totalidad o parcialmente del Manual del Diseño del AISI 2007 (*American Iron and Steel Institute*).

#### **3.1.1. Método lineal para calcular las propiedades geométricas**

El cálculo de las propiedades geométricas de perfiles puede ser simplificado mediante el uso del método lineal. Dicho método considera que el material del perfil se concentra a través de la línea central de la lámina de acero, por lo que los elementos “área” que constituyen al perfil son reemplazados por elementos “línea” curvos y/o rectos. La dimensión de espesor,  $t$ , se introduce después que se hayan determinado las propiedades geométricas de los elementos lineales.

Por ejemplo, el área total del perfil se obtiene de la ecuación:  $A = L \times t$ , donde  $L$  es la suma de longitudes de todos los elementos línea constitutivos del perfil. Así mismo, el momento de inercia del perfil,  $I$ , se obtiene de la ecuación:  $I = I' \times t$ , donde  $I'$  es el momento de inercia de los elementos línea. Es importante aclarar que el módulo de sección se obtiene de dividir a  $I$  o a  $I' \times t$  entre la distancia existente del eje neutro a la fibra extrema y no a la línea central del elemento extremo.

Las dimensiones en primera potencia, como  $x$ ,  $y$  y  $r$  (radio de giro) se obtienen de manera exacta por el método lineal, ya que la dimensión  $t$  no está involucrada en los cálculos de dichas dimensiones. Cuando las especificaciones del AISI (*American Iron and Steel Institute*) requieran reducir el ancho plano,  $w$ , para obtener el ancho efectivo de diseño,  $b$ , el valor de  $b$  debe usarse para obtener las propiedades geométricas efectivas de los elementos lineales.

Los dos tipos de elementos constitutivos en que se puede subdividir un perfil para el uso del método lineal son las líneas rectas y los arcos circulares. De la Figura 3.1 a la Figura 3.6 muestran dichos elementos y las ecuaciones para calcular las propiedades geométricas.

### 3.1.2. Propiedades geométricas de elementos lineales

#### 3.1.2.1. Elementos lineales rectos

##### A) Elemento lineal vertical

Los momentos de inercia del elemento recto representado en la Figura 3.1 pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

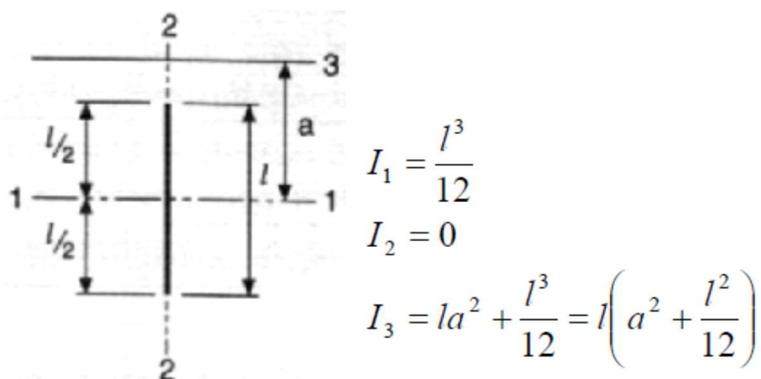


Figura 3.1.- Elemento lineal recto vertical

Donde:

$l$ : Longitud recta del elemento lineal vertical.

$a$ : Distancia entre ejes 1 y 3.

$I_i$ : Momentos de Inercia respecto al eje "i".  $i = 1, 2$  y  $3$ .

##### B) Elemento lineal horizontal

Los momentos de inercia del elemento recto representado en la Figura 3.2 pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

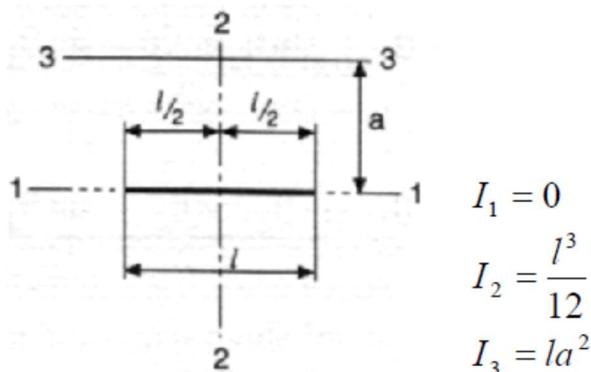


Figura 3.2.- Elemento lineal recto horizontal

Donde:

- $l$ : Longitud recta del elemento lineal vertical.
- $a$ : Distancia entre ejes 1 y 3.
- $I_i$ : Momentos de Inercia respecto al eje "i".  $i = 1, 2$  y 3.

### C) Elemento lineal inclinado

Los momentos de inercia del elemento recto representado en la Figura 3.3 pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

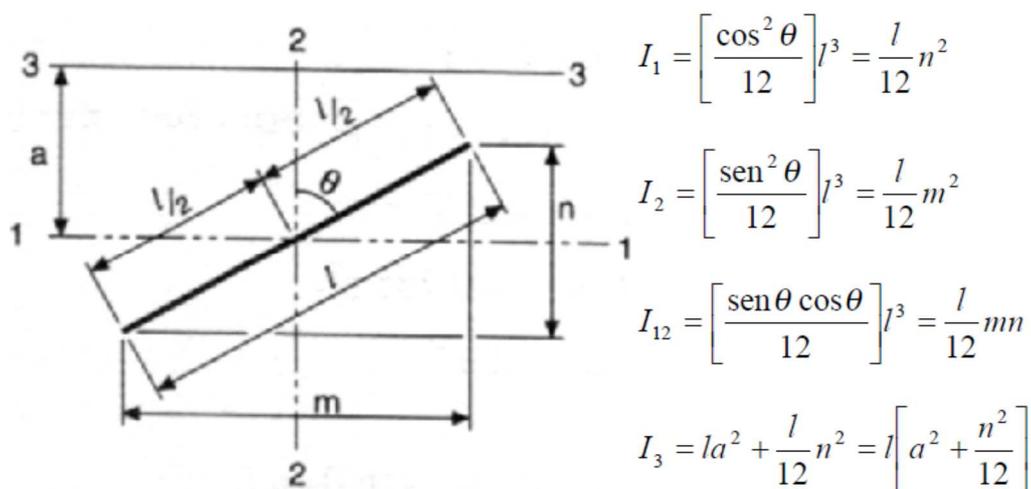


Figura 3.3.- Elemento lineal recto inclinado

Donde:

- $l$ : Longitud recta del elemento lineal vertical.
- $a$ : Distancia entre ejes 1 y 3.
- $I_i$ : Momentos de Inercia respecto al eje "i".  $i = 1, 2$  y 3.
- $\theta$ : Angulo de inclinación del elemento lineal recto.
- $m$ : Proyección horizontal del elemento lineal recto.
- $n$ : Proyección vertical del elemento lineal recto.
- $I_{12}$ : Producto de inercia respecto a los ejes 1 y 2.

### 3.1.2.2. Elementos lineales circulares

#### A) Elemento Circular Genérico

Los momentos de inercia del elemento lineal circular mostrado en la Figura 3.4 con respecto a los ejes 1 y 2 pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

$$I_1 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 + \text{sen } \theta_2 \cos \theta_2 - \text{sen } \theta_1 \cos \theta_1}{2} - \frac{(\text{sen } \theta_2 - \text{sen } \theta_1)^2}{\theta_2 - \theta_1} \right] r^3$$

$$I_2 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 - \text{sen } \theta_2 \cos \theta_2 + \text{sen } \theta_1 \cos \theta_1}{2} - \frac{(\cos \theta_1 - \cos \theta_2)^2}{\theta_2 - \theta_1} \right] r^3$$

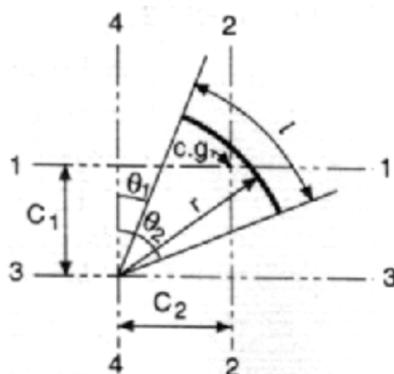


Figura 3.4.- Elemento Circular Genérico

El producto de inercia con respecto a los ejes 1 y 2, los momentos de inercia y producto de inercia con respecto a los ejes 3 y 4, así como los momentos de inercia con respecto a los ejes 3 y 4 para el elemento lineal circular mostrado en la figura 34 se dan a continuación:

$$I_{12} = \left[ \frac{\text{sen}^2 \theta_2 - \text{sen}^2 \theta_1}{2} + \frac{(\text{sen } \theta_2 - \text{sen } \theta_1)(\cos \theta_2 - \cos \theta_1)}{\theta_2 - \theta_1} \right] r^3$$

$$I_3 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 + \text{sen } \theta_2 \cos \theta_2 - \text{sen } \theta_1 \cos \theta_1}{2} \right] r^3$$

$$I_4 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 - \text{sen } \theta_2 \cos \theta_2 + \text{sen } \theta_1 \cos \theta_1}{2} \right] r^3$$

$$I_{34} = \left[ \frac{\text{sen}^2 \theta_2 - \text{sen}^2 \theta_1}{2} \right] r^3$$

Donde:

- $l$ : Longitud del elemento circular genérico.
- $C_1$ : Distancia entre ejes 1 y 3.
- $C_2$ : Distancia entre ejes 2 y 4.
- $I_i$ : Momentos de Inercia respecto al eje "i".  $i = 1, 2, 3$  y  $4$ .
- $\theta$ : ángulo interior de los radios en los extremos del elemento circular.
- $I_{12}$ : Producto de inercia respecto a los ejes 1 y 2.
- $I_{34}$ : Producto de inercia respecto a los ejes 3 y 4.
- $R$ : Distancia radial del centro de curvatura al paño interior del elemento.
- $t$ : Espesor del elemento circular
- $r$ : Distancia radial del centro de curvatura al centro de línea del elemento.

De donde podemos calcular lo siguiente:

$$\theta = \theta_2 - \theta_1 \qquad r = R + t/2$$

Los valores de  $l$ ,  $C_1$  y  $C_2$  mostrados en la figura 34 están dados por las siguientes expresiones:

$$l = (\theta_2 - \theta_1)r$$

$$C_1 = \frac{(\text{sen } \theta_2 - \text{sen } \theta_1)r}{\theta_2 - \theta_1}$$

$$C_2 = \frac{(\text{cos } \theta_1 - \text{cos } \theta_2)r}{\theta_2 - \theta_1}$$

Las ecuaciones de propiedades geométricas de elementos circulares pueden simplificarse significativamente si se consideran los siguientes casos:

Caso I:  $\theta_1 = 0$  y  $\theta_2 = 90^\circ$  (Figura 3.5).

$$l = \pi r / 2 = 1.57r$$

$$C = 0.637r$$

$$I_1 = I_2 = 0.149r^3; I_{12} = -0.137r^3$$

$$I_3 = I_4 = 0.785r^3; I_{34} = 0.50r^3$$

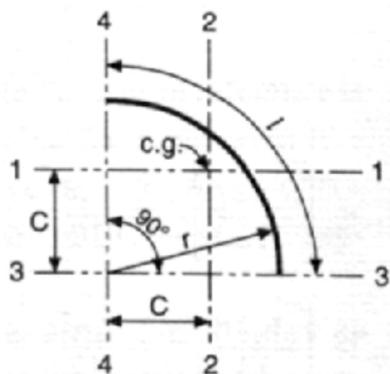


Figura 3.5.- Elemento circular de 90°

Caso II:  $\theta_1 = 0$  y  $\theta_2 = \theta$  (Figura 3.6).

$$l = \theta r$$

$$C_1 = \frac{r \operatorname{sen} \theta}{\theta}; C_2 = \frac{r(1 - \cos \theta)}{\theta}$$

$$I_1 = \left[ \frac{\theta + \operatorname{sen} \theta \cos \theta}{2} - \frac{\operatorname{sen}^2 \theta}{\theta} \right] r^3$$

$$I_2 = \left[ \frac{\theta - \operatorname{sen} \theta \cos \theta}{2} - \frac{(1 - \cos \theta)^2}{\theta} \right] r^3$$

$$I_{12} = \left[ \frac{\operatorname{sen}^2 \theta}{2} + \frac{\operatorname{sen} \theta (\cos \theta - 1)}{\theta} \right] r^3$$

$$I_3 = \left[ \frac{\theta + \operatorname{sen} \theta \cos \theta}{2} \right] r^3; I_4 = \left[ \frac{\theta - \operatorname{sen} \theta \cos \theta}{2} \right] r^3; I_{34} = \left[ \frac{\operatorname{sen}^2 \theta}{2} \right] r^3$$

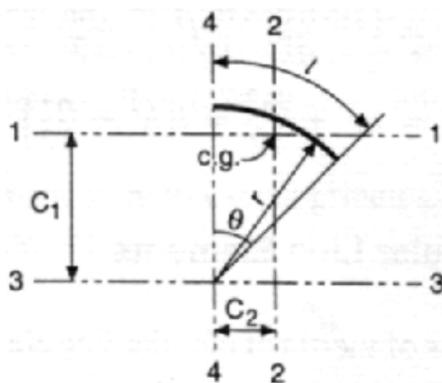


Figura 3.6.- Elemento Circular de  $\theta$

### **3.2. Generalidades de las secciones laminadas en frío**

La capacidad de carga de los perfiles laminados en frío proviene del material constitutivo y de la configuración del perfil. Una lámina delgada de acero no puede soportar una carga considerable, pero si ésta lámina se dobla, formando un perfil estructural, los dobleces actúan como atiesadores, incrementando considerablemente la capacidad de carga de la lámina original. Debido a que gran parte de la resistencia y rigidez de la sección depende de su configuración y no de su espesor.

El acero laminado en frío no se contrae, no presenta flujo plástico, ni es susceptible al ataque de termitas. El uso de pinturas anticorrosivas aplicadas en taller o el uso de galvanizados minimiza los problemas de corrosión. El acero no propaga el fuego y puede recibir recubrimientos adicionales a prueba de fuego.

### **3.3. Propiedades del acero laminado en frío**

Las propiedades de los perfiles laminados en frío son a menudo diferentes a las de las planchas metálicas de las cuales fueron formados. Esto se debe a que el proceso de laminado en frío incrementa los valores de  $F_y$  y  $F_u$  y al mismo tiempo reduce la ductilidad. El incremento porcentual en el valor de  $F_u$  es mucho menor que el incremento del valor de  $F_y$ , por lo que la relación  $F_u/F_y$  se reduce. Además, debido a que las esquinas de los perfiles requieren un mayor trabajo de laminado que las parte planas, las propiedades mecánicas son diferentes en varias partes del perfil.

Los resultados de diversas investigaciones sobre la influencia del laminado en frío en las propiedades del acero, indican que los cambios en las propiedades son causados principalmente por el endurecimiento y envejecimiento por deformación del acero durante el proceso de laminado.

### **3.4. Criterios de diseño para perfiles laminados en frío**

Los criterios de diseño para los perfiles laminados en frío en la actualidad son los mismos que para los perfiles conformados en caliente y se hace mención en el marco teórico.

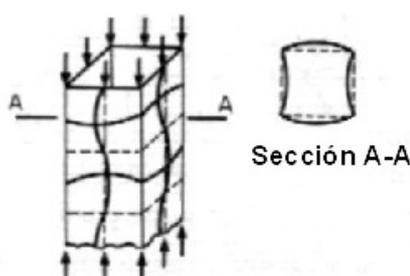
Cabe resaltar que hasta hace algunas décadas las estructuras de acero se diseñaban casi exclusivamente por método ASD (*Allowable Stress Design*), por tal motivo el método ASD fue el único método de diseño avalado por las especificaciones del AISI desde 1946 a 1986.

Por otro lado, las especificaciones del AISC para perfiles laminados en caliente incorporaron hace algunas décadas un criterio alternativo a ASD conocido como Diseño Plástico. Sin embargo, este criterio no tuvo mucha aceptación entre los diseñadores, ya que no producía diseños más económicos que los obtenidos por ASD y si complicaba considerablemente el análisis estructural. Sin embargo, resultó ser un avance considerable desde el punto de vista racional, ya que permitió incorporar por primera vez de manera explícita el comportamiento inelástico de las estructuras en las ecuaciones de diseño.

El AISI consideró innecesario incorporar el Diseño Plástico a sus especificaciones, debido que la gran mayoría de los perfiles laminados en frío son de pared delgada, por ello, rara vez alcanzan a desarrollar la plastificación de sus secciones, ya que fallan normalmente primero por inestabilidad.

### 3.5. Comportamiento de elementos de pared delgada

Los elementos estructurales individuales de los perfiles laminados en frío son generalmente de pared delgada y con una relación ancho espesor grande. Estos elementos pueden pandearse localmente a un nivel de esfuerzos menor al esfuerzo de fluencia del acero cuando son sometidos a esfuerzos de compresión debidos a flexión, cortante, aplastamiento o compresión axial. Por consiguiente, el pandeo local de elementos individuales es uno de los modos de falla principales que deben considerarse para establecer la resistencia nominal de los perfiles de acero laminados en frío. La Figura 3.7 ilustra patrones de pandeo local en columnas.



**Figura 3.7.- Pandeo local de elementos a compresión en Columnas**

### 3.5.1. Definición de términos generales

**Elementos a Compresión No Atiesados (ena):** Un elemento a compresión no atiesado es un elemento plano con una sola orilla atiesada paralela a la dirección del esfuerzo. Como se muestra en la Figura 3.8, para un perfil tipo U.

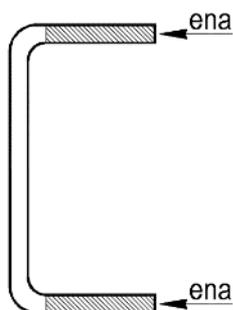


Figura 3.8.- Elementos a Compresión No Atiesados en perfil tipo U

**Elementos a Compresión Atiesados (ea):** Un elemento a compresión atiesado o parcialmente atiesado es un elemento plano donde ambas orillas paralelas a la dirección del esfuerzo están atiesadas por un alma, patín, labio atiesador, intermedio o algún otro medio equivalente (Figura 3.9). El perfil ilustrado tiene tres elementos a compresión atiesados puesto que todos sus miembros están a compresión.

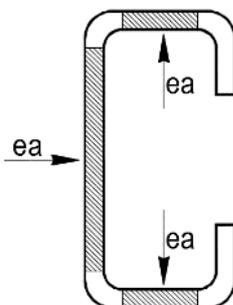


Figura 3.9.- Elementos a Compresión Atiesados en perfil tipo C

**Elementos con Múltiples Atiesadores:** Un elemento con múltiples atiesadores es un elemento con atiesadores paralelos a la dirección del esfuerzo colocados entre almas o entre un alma y una orilla atiesada (Figura 3.10). La porción del elemento entre atiesadores adyacentes o entre el alma y una orilla atiesada se le llama “subelemento”.

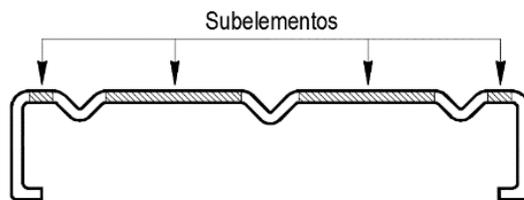


Figura 3.10.- Subelementos de un perfil laminado

**Ancho Plano W:** El ancho plano W usado en el diseño de perfiles laminados en frío es el ancho de la porción recta del elemento, excluyendo la porción doblada de la sección. Para patines no atiesados, el ancho plano w es la dimensión de la proyección plana del patín medida desde el final del doblé adyacente al alma hasta el extremo libre del patín. Para una sección armada, el ancho W del elemento no atiesado es la porción entre la línea de sujetadores y el extremo libre.

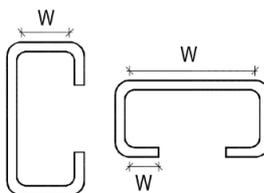


Figura 3.11.- Anchos planos en perfiles tipo C

### 3.6. Cálculo de capacidad nominal a compresión axial

Se calcula la capacidad nominal a compresión axial constante de la siguiente columna plegada.

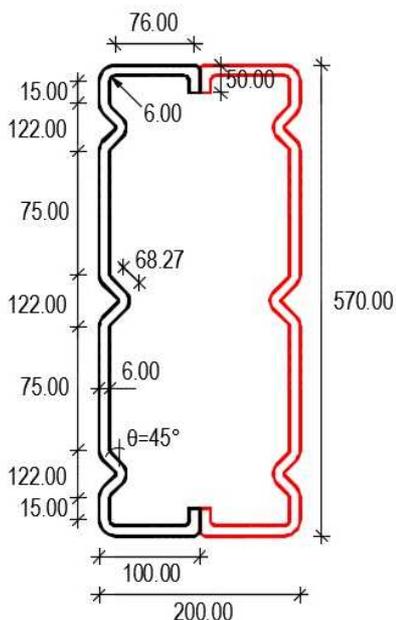


Figura 3.12.- Sección de perfil de columna a verificar

Se tiene los siguientes datos:

$K = 4.000$

Según Tabla 4.1 Normas AISI (Figura 3.13)

$F_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2$

Fluencia del Acero.

$u = 0.30$

Módulo de Poisson en Rango Elástico.

$E = 2,100,000 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad del Acero.

$G = 807,692 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Corte del Acero.

Caso	Condición de Frontera	Tipo de Esfuerzo	Valor de k para placa larga
(a)		Compresión	4.0
(b)		Compresión	6.97
(c)		Compresión	0.425
(d)		Compresión	1.277
(e)		Compresión	5.42
(f)		Cortante	5.34
(g)		Cortante	8.98
(h)		Flexión	23.9
(i)		Flexión	41.8

Figura 3.13.- Valores de K para Esfuerzo Crítico de pandeo

Donde:

“S.S.” significa simple apoyo, “F” significa fijo o empotrado y “L” significa libre, es decir, sin apoyo.

i. Momento de Inercia Mínimo para el Atiesador Intermedio - Eje Mayor.

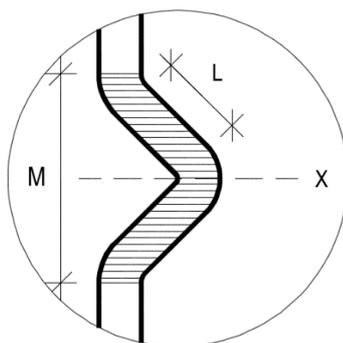


Figura 3.14.- Atiesador intermedio a analizar

$$\frac{I_{\min}}{t^4} = \left[ 3.66 \sqrt{\left(\frac{H}{t}\right)^2 - 0.136 \left(\frac{E}{F_y}\right)} \right] \geq 18.40$$

$$\left[ 3.66 \sqrt{\left(\frac{H}{t}\right)^2 - 0.136 \left(\frac{E}{F_y}\right)} \right] = 24.10 \geq 18.40 \quad I_{\min} = 31,233.60 \text{ mm}^4$$

Donde:

H: longitud máxima de subelementos  $H_1$  y  $H_2$ .

t: espesor de plancha metálica.

E: Módulo de Elasticidad del Acero

$F_y$ : Fluencia del Acero.

ii. Cálculo del Momento de Inercia Método Lineal ( $I'_x$ ) del Atiesador respecto a X.

$$I'_x = \Sigma I_{xx} + \Sigma y^2 - \bar{y}^2 \Sigma L \quad I'_x = 188,895.18 \text{ mm}^3$$

$$I_x = I'_x \cdot t \quad I_x = 1,133,371.06 \text{ mm}^4 > I_{\min} = 31,233.60 \text{ mm}^4$$

iii. Cálculo del Momento de Inercia Método Lineal ( $I'_y$ ) del Atiesador respecto a Y.

$$I'_y = \Sigma I_{yy} + \Sigma \bar{x}^2 - \bar{x}^2 \Sigma L \quad I'_y = 57,346.42 \text{ mm}^3$$

$$I_y = I'_y \cdot t \quad I_y = 344,078.54 \text{ mm}^4 > I_{\min} = 31,233.60 \text{ mm}^4$$

iv. Cálculo del Coeficiente de Pandeo ( K ).

$$K = \min ( R K_d , K_{Ioc} )$$

Donde:

R: Factor de Modificación.

$K_d$ : Coeficiente de Pandeo por Distorsión.

$K_{loc}$ : Coeficiente de Pandeo Local de Sub Elemento Mayor

iv.1) Cálculo de Factor de Modificación (R).

$$\text{Si } b_0/h < 1 \quad R = 2.$$

$$\text{Si } b_0/h \geq 1 \quad R = \frac{11 - b_0/h}{5} \geq \frac{1}{2}$$

Donde:

$b_0$ : Longitud total de lado atiesado considerando atiesadores.

$h$ : Longitud libre entre atiesadores opuestos.

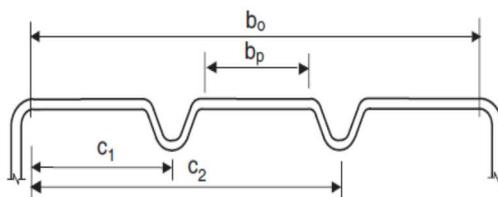


Figura 3.15.- Consideraciones en Perfil con Atiesadores intermedios

Para  $b_0 = 546.00$  mm y  $h = 75.00$  mm, tenemos  $R = 0.744$ .

iv.2) Cálculo del Coeficiente de Pandeo por Distorsión ( $K_d$ ).

$$K_d = \frac{(1 + \beta^2)^2 + 2 \sum_{i=1}^n \gamma_i \omega_i}{\beta^2 (1 + 2 \sum_{i=1}^n \delta_i \omega_i)}$$

Donde:

$$\beta = \left( 2 \sum_{i=1}^n \gamma_i \omega_i + 1 \right)^{1/4} \quad \gamma_i = \frac{10.92(I_{sp})_i}{b_0 t^3} \quad \omega_i = \left( \text{Sen} \left( \pi \frac{C_i}{b_0} \right) \right)^2 \quad \delta_i = \frac{(A_s)_i}{b_0 t}$$

Donde:

$A_s$ : Área del atiesador.

$b_0$ : Longitud total de lado atiesado considerando atiesadores.

$t$ : Espesor de la plancha o lámina de acero.

- $C_i$ : Distancia del atiesador según Figura 3.15.  
 $I_{sp}$ : Momento de Inercia del atiesador respecto a su C.G.

Según la Figura 3.12 y 3.15, tenemos  $K_d = 2,812.88$

iv.3) Cálculo del Coeficiente de Pandeo Local de Sub Elemento Mayor ( $K_{loc}$ ).

$$K_{loc} = 4 \left( \frac{b_o}{b_p} \right)^2$$

Donde:

- $b_o$ : Longitud total de lado atiesado considerando atiesadores (Figura 3.15).  
 $b_p$ : Longitud del subelemento de mayor dimensión (Figura 3.15).

Según la Figura 3.12 y 3.15, tenemos  $K_{loc} = 211.99$ , entonces  $K = 211.99$ .

v. Cálculo del Esfuerzo de Pandeo Elástico ( $F_{cr}$ ) para el atiesador:

$$F_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left( \frac{t}{b_o} \right)^2$$

Según la expresión anterior tenemos  $F_{cr} = 48,588.82 \text{Kgf/cm}^2$ .

vi. Cálculo del Factor de Esbeltez ( $\lambda$ ) para el atiesador:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

Donde:

- $f$ : Esfuerzo de Fluencia del acero de la plancha de acero.  
 $F_{cr}$ : Esfuerzo de Pandeo Elástico.

Tenemos;  $\lambda = 0.23$ .

vii. Cálculo del Factor de Reducción ( $\rho$ ) para el atiesador:

$$\rho = 1.00 \quad \text{Si } \lambda \leq 0.673$$

$$\rho = \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \quad \text{Si } \lambda > 0.673$$

Como  $\lambda = 0.23 \leq 0.673$ , entonces  $\rho = 1.00 = 100\%$ .

viii. Cálculo del Ancho Efectivo de la Plancha Atiesada ( $b_e$ ):

$$b_e = \rho \left( \frac{A_g}{t} \right) = \rho (\text{Long. Parcial})$$

Donde:

$A_g$ : Área efectiva total de la plancha atiesada.

**Tabla 3.1.- Longitud Efectiva Total del Alma del Perfil**

ELEMENTOS	Cant.	Long. Efect.	Long. Parcial
Sub elemento 01 ( H1 )	02	15.00 mm	30.00 mm
Sub elemento 02 ( H2 )	02	75.00 mm	150.00 mm
Atiesadores	03	164.81 mm	494.44 mm
		<b><math>\Sigma =</math></b>	<b>674.44 mm</b>

Entonces tenemos para la plancha atiesada:  $b_e = 674.44$  mm.

ix. De forma similar, calculamos en ancho efectivo para la plancha atiesada con labios (ver anexo).

Entonces tenemos para la plancha atiesada:  $b_e = 256.27$  mm.

x. Cálculo de las propiedades geométricas de la sección:

Espesor del Perfil ( t )	=	6.00 mm
Radio de Curva Interno ( R )	=	6.00 mm
Area ( A )	=	11,507.97 mm <sup>2</sup>
Modulo de la Seccion Eje X ( Sf )	=	1,617,973.45 mm <sup>3</sup>
Modulo de la Seccion Eje Y ( Sy )	=	600,948.47 mm <sup>3</sup>
Momento de Inercia Eje X ( Ix )	=	461,122,434.18 mm <sup>4</sup>
Momento de Inercia Eje Y ( Iy )	=	60,094,846.91 mm <sup>4</sup>
Centro de Gravedad Eje Y ( Ycg )	=	285.00 mm
Centro de Gravedad Eje X ( Xcg )	=	100.00 mm

Además tenemos:

Dist. Centro de Corte al Centro del Alma ( =	=	23.50 mm
Distancia $x_o = m + X_{cg}$ ( $x_o$ )	=	123.50 mm
Constante Módulo Torsional ( J )	=	51,258,898.29 mm <sup>4</sup>
Constante de Alabeo ( $C_w$ )	=	0.00 mm <sup>6</sup>
Radio de Giro en Y ( $r_y$ )	=	72.26 mm
Radio de Giro en X ( $r_x$ )	=	200.17 mm
Radio de Giro Polar ( $r_o$ )	=	246.05 mm
Peso por Metro Lineal ( $w$ )	=	90.34 Kg/m

xi. Verificación de esfuerzos laterales:

Factor de Long. Efectiva  $K_y, K_t = 1.00$   
 Long. No Arriestrada por Flexión en Y,  $L_y = 650$  cm  
 Long. No Arriestrada entre Apoyos Laterales  $L_t = 650$  cm  
 Coeficiente  $C_b = 1.000$  (coeficiente de flexión adoptada conservadoramente)

xii. Cálculo del Esfuerzo Efectivo Nominal de la Sección:

xii.1) Cálculo del Esfuerzo Efectivo No Sujetas a Torsión y/o Flexotorsión:

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

Tenemos los siguientes esfuerzos para X e Y:

$$\sigma_{ex} = 19,655.78 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{ey} = 2,561.46 \text{ Kgf/cm}^2$$

xii.2) Esfuerzo Efectivo Sujetas a Torsión y/o Flexotorsión:

xii.2.1) Cálculo del Esfuerzo Torsional de Pandeo ( $\sigma_t$ ).

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 59,423.93 \text{ Kgf/cm}^2$$

xii.2.2) Cálculo del Esfuerzo Efectivo Sujetas a Torsión y/o Flexotorsión.

$$\beta = 1 - \left(\frac{X_o}{r_o}\right)^2 \quad \sigma_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$\sigma'_{ex} = 17,750.91 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma'_{ey} = 2,533.05 \text{ Kg/cm}^2$$

xiii. Cálculo del Factor de Esbeltez:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{\sigma'_e}}$$

Según la expresión anterior tenemos:  $\lambda_{cx} = 0.38$  y  $\lambda_{cy} = 1.00$ .

xiv. Cálculo del Esfuerzo Nominal a Compresión Axial:

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1.5 \quad \sigma_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$\text{Si } \lambda_c > 1.5 \quad \sigma_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) F_y$$

$$\sigma_{nx} = 2,383.49 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{ny} = 1,665.58 \text{ Kg/cm}^2$$

xv. Cálculo de la Resistencia Nominal a Axial de la Sección Total:  $P_n = \sigma_n A_e$

**Tabla 3.2.- Longitud Efectiva Total del Perfil**

ELEMENTOS	Cant.	Long. Efectiva	Long. Parcial
Lados atiesados	02	674.44 mm	1,348.89 mm
Lados no atiesados	02	256.27 mm	512.55 mm
Vértices	04	14.14 mm	56.56 mm
		<b>Σ =</b>	<b>1,917.99 mm</b>

$$A_e = L_e \times t = 1,917.99 \times 6 = 11,507.97 \text{ mm}^2$$

Donde:

$A_e$ : Área efectiva total de la sección o perfil.

$t$ : Espesor de la plancha metálica.

Luego tenemos las Resistencias Nominales para X e Y:

$$P_{nx} = 274,290.83 \text{ Kgf.}$$

$$P_{ny} = 191,674.34 \text{ Kgf.}$$

$$P_{nc} = \text{Min} ( P_{nx}, P_{ny} ) = 191,674.34 \text{ Kgf.}$$

Cálculo de la Resistencia Nominal a Tracción:

$$P_{nt} = A_e F_y \quad P_{nt} = 115.08 \times 2530 = 291,151.59 \text{ Kgf.}$$

### 3.7. Cálculo de capacidad nominal a flexión

#### 3.7.1. Cálculo respecto a eje mayor

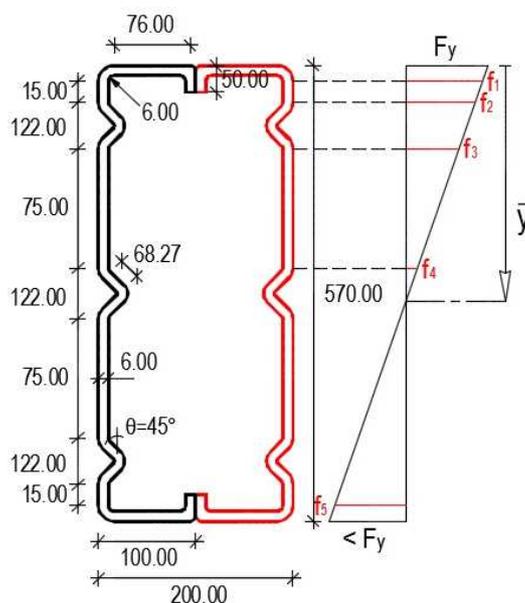


Figura 3.16.- Columna expuesta a gradiente de esfuerzos en eje mayor

i. Parámetros de acuerdo al patín en compresión:

$$\frac{b_o}{t} = \frac{76.00}{6.00} = 12.67 < 60.00 \quad S = 1.28 \sqrt{E/f} = 36.88$$

Donde:

$b_o$ : Ancho del patín en compresión.

E: Módulo de Elasticidad del Acero.

f: Esfuerzo de fluencia del acero.

Como  $b_o/t < S$ , entonces  $b_o$  no requiere atiesador de intermedio, el ancho efectivo es igual ancho total del patín y área reducida es igual al área efectiva del atiesador.

$$b_o = b = 76.00 \text{ mm}$$

- ii. Asumiendo que el eje neutro es mayor o igual a 250mm, es decir, se encuentra en zona a tensión.
- iii. Cálculo de Esfuerzos  $f_1, f_2, f_3, f_4$  y  $f_5$ .

$$f_1 = 2,423.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_2 = 2,409.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_3 = 2,292.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_4 = 2,220.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_5 = 2,423.47 \text{ Kg/cm}^2$$

- iv. Análisis del Subelemento  $H_1$ :

- iv.1) Cálculo de  $\Psi$  y  $K$ .

$$\Psi = \frac{f_5}{f_1} = -1 \qquad K = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi) = 24.00$$

Donde:

$K$ : Coeficiente de Pandeo del subelemento.

$\Psi$ : Relación de esfuerzos máximo en tensión y compresión.

- iv.2) Cálculo del ancho efectivo ( $b_e$ ) del Subelemento.

$$\frac{a}{t} = \frac{15.00}{6.00} = 2.50 < 200.00$$

- iv.3) Factor de Esbeltez del Subelemento ( $\lambda$ ):

$$\lambda = \left( \frac{1.052}{\sqrt{K}} \right) \left( \frac{a}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = 0.018 < 0.673$$

Entonces,  $b_e = H_1 = 15.00\text{mm}$ .

- iv.4) Anchos efectivos relativos en Zona a Compresión ( $b_1$ ) y ( $b_2$ ):

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \Psi)} = 3.75 \text{ mm}$$

$$\text{Si } \Psi \leq -0.236 \quad b_2 = b_e/2 \quad \text{Si } \Psi > -0.236 \quad b_2 = b_e - b_1$$

$$b_2 = 7.50 \text{ mm}$$

iv.5) Ancho efectivo en Zona a Compresión:  $b_1 + b_2 = 11.25 \text{ mm}$

iv.6) Similar al subelemento  $H_1$  se obtiene para  $H_2$  ( $b_1 + b_2 = 55.99 \text{ mm}$ )

iv.6) Con estos nuevos anchos efectivos, calculamos en eje neutro respecto a Y.

$$\bar{y} = 287.47 \text{ mm} > 285 \text{ mm} \text{ (lo asumido es correcto)}$$

iv.7) Cálculo del Momento de Inercia Lineal ( $I'_x$ ) del Perfil.

$$I'_x = \Sigma I_{xx} + \Sigma y^2 - \bar{y}^2 \Sigma L \quad I'_x = 76,145,630.18 \text{ mm}^3$$

iv.8) Cálculo del Momento de Inercia Total ( $I_x$ ) del Perfil.

$$I_x = I'_x \cdot t \quad I_x = 456,873,781.06 \text{ mm}^4$$

iv.9) Cálculo del Módulo de Sección Elástico ( $S_{ex}$ ) del Perfil.

$$S_{ex} = \frac{I_x}{\bar{y}}$$

$$S_{ex} = 1,589,278.30 \text{ mm}^3 \quad S_{ex} = 1,589.278 \text{ cm}^3$$

iv.10) Cálculo del Momento Nominal ( $M_{nx}$ ) del Perfil con respecto al eje "X".

$$M_{nx} = F_y \cdot S_{ex}$$

$$M_{nx} = 4,020,873.34 \text{ Kgf-cm} \quad M_{nx} = 40,208.73 \text{ Kgf-m}$$

### 3.7.2. Cálculo respecto a eje menor

Se plantea el siguiente perfil sometida a gradiente de esfuerzos según la Figura 3.17.

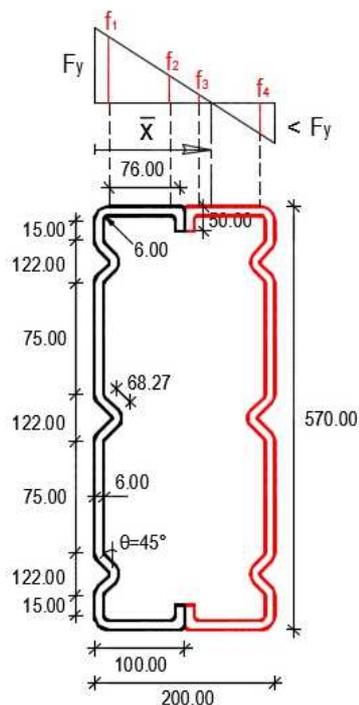


Figura 3.17.- Columna expuesta a gradiente de esfuerzos en eje menor

De manera similar al ítem 3.7.1, obtenemos del Momento Nominal ( $M_{ny}$ ) del Perfil con respecto al eje "Y" (ver anexo).

$$M_{ny} = 2,385,094.25 \text{ Kgf-cm}$$

$$M_{ny} = 23,850.94 \text{ Kgf-m}$$

### 3.8. Cálculo de capacidad nominal a corte

#### 3.8.1. Cálculo respecto a eje menor

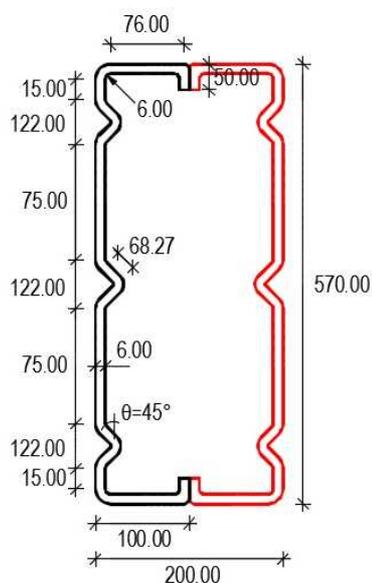


Figura 3.18.- Columna expuesta a corte en eje menor

- i. Cálculo del Coeficiente de Corte ( $K_v$ ) para Almas Reforzadas o Atiesadas del Perfil.

$$\text{Si } \frac{a}{h} \leq 1.00 \quad K_v = 4.00 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$\text{Si } \frac{a}{h} > 1.00 \quad K_v = 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

Donde:

a = Longitud del alma a corte no reforzada.

h = Longitud de la parte plana del alma.

Tenemos para un lado del patín superior: h = 200.00mm y a = 76.00mm.

$$K_v = 40.98$$

- ii. Cálculo del Esfuerzo Nominal de Corte ( $F_v$ ) para Almas Reforzadas o Atiesadas del Perfil.

$$\text{Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}} \quad F_v = 0.60 F_y$$

$$\text{Para } \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.51 \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}} \quad F_v = \frac{0.60 \sqrt{E K_v F_y}}{\left(\frac{h}{t}\right)}$$

$$\text{Para } \frac{h}{t} > 1.51 \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}} \quad F_v = \frac{\pi^2 E K_v}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} = 0.904 \frac{E K_v}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

$$F_v = 1,518.00 \text{ Kgf/cm}^2$$

- iii. Cálculo del Fuerza Nominal de Corte ( $V_{nx}$ ):

$$V_{nx} = 72,864.00 \text{ Kgf}$$

- iv. De manera similar al ítem 3.8.1. se calcula del Fuerza Nominal de Corte ( $V_{ny}$ ):

$$V_{ny} = 415,324.80 \text{ Kgf}$$

### 3.9. Verificación de capacidad de demanda para las columnas

A continuación se verificará las capacidades de demanda por compresión, tracción, flexión, flexocompresión y corte de la columna planteada con atiesadores intermedios y labio atiesador.

De ítem 3.6 al ítem 3.8, se obtiene las siguientes Resistencias Nominales para el perfil planteado:

- Pnc = 191,674.34 Kgf                      Pnt = 291,151.59 Kgf
- Mnx = 40,208.73 Kgf-m                      Mny = 62,644.98 Kgf-m
- Vnx = 72,864.00 Kgf                      Vny = 415,324.80 Kgf

#### 3.9.1. Verificación por fuerza axial

Según la herramienta de cálculo, se tiene para la columna más crítica un ratio de fuerza axial de 0.024 (P Ratio = 0.024), así mismo, una demanda o solicitud axial última Pu = 10,011.37 Kgf.

$$\frac{P_u}{0.85P_{nc} + 0.90P_{nt}} \leq 0.024$$

$$\frac{10,011.37}{0.85 ( 191,674.34 ) + 0.90 ( 291,151.59 )} = 0.024 \leq 0.024$$

#### 3.9.2. Verificación por flexión

Según la herramienta de cálculo, se tiene para la columna más crítica un ratio por flexión respecto al eje mayor de 0.485 (MMajor Ratio = 0.485) y con respecto al eje menor de 0.002 (MMinor Ratio = 0.002), así mismo, una demanda o solicitud por flexión última Mux = 17,479.77 Kgf-m y Muy = 91.47 Kgf-m.

$$\frac{M_{ux}}{0.90M_{nx}} = \frac{17,479.77}{0.90 ( 40,208.73 )} = 0.483 \leq 0.485$$

$$\frac{M_{uy}}{0.90M_{ny}} = \frac{91.47}{0.90 ( 62,644.98 )} = 0.002 \leq 0.002$$

### 3.9.3. Verificación por flexocompresión

Según los ítem 3.9.1, 3.9.2 y 3.9.3 se plantea la verificación por flexocompresión:

$$\frac{P_u}{0.85P_{nc} + 0.90P_{nt}} + \frac{M_{ux}}{0.90M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{0.90M_{ny}} = 0.509 < 0.511 \leq 1.000$$

### 3.9.4. Verificación por corte

Según la herramienta de cálculo, se tiene para la columna más crítica un ratio por corte respecto al eje mayor de 0.077 (Major Shear = 0.077) y con respecto al eje menor de 0.002 (Minor Shear = 0.002), así mismo, una demanda o solicitación por corte última  $V_{ux} = 87.09$  Kgf y  $V_{uy} = 17,547.24$  Kgf.

$$\frac{V_{ux}}{0.90V_{nx}} = \frac{87.09}{0.90 (72,864.00)} = 0.001 \leq 0.002$$

$$\frac{V_{uy}}{0.90V_{ny}} = \frac{17,547.24}{0.90 (415,324.80)} = 0.047 \leq 0.077$$

## **CAPÍTULO IV: PROCESO CONSTRUCTIVO**

### **4.1. Generalidades de las estructuras metálicas**

El acero y sus aleaciones fue el primer metal que se usó industrialmente para las estructuras. La llegada del acero al campo estructural es bastante reciente debido el fatigoso trabajo necesario para producir el acero soldable por fusión limitó su uso durante siglos a los productos de mayor precio y necesidad: las armas y las herramientas agrícolas.

Poco a poco el acero se fue introduciendo como material de construcción, primero con elementos de fundición y finalmente con los redondos y elementos tubulares que facilitan la esbeltez de las modernas estructuras metálicas.

La construcción en acero surgió a partir del siglo XVIII, en el cual se produce un vertiginoso desarrollo de este material.

El acero se comenzó a utilizar como elemento estructural en puentes alrededor del año 1800 y en obras de arquitectura para la construcción de estaciones ferroviarias y almacenes, donde se tenía que cubrir grandes espacios.

En 1887 se construyó un edificio de 12 plantas en Chicago y en 1931 se inauguró en Nueva York el *Empire State Building* de 85 plantas y 379 m de altura.

El uso del acero se multiplicó gracias al avance de la metalurgia y a la soldadura eléctrica. La característica fundamental de las estructuras de acero es la simplificación estructural y la esbeltez.

### **4.2. Conformado en frío de perfiles estructurales por el método de prensa**

El proceso de conformado de los perfiles se inicia con la fabricación de las planchas metálicas en caliente, mediante este proceso, el carbón metalúrgico es procesado en las plantas siderúrgicas durante 18 horas donde se realiza una desintegración térmica para romper las moléculas grandes en otras más pequeñas a fin de extraerle el gas metano y otros subproductos como el alquitrán, el coque, etc., al carbón metalúrgico.

Posteriormente el acero líquido es transportado a un molde oscilante de cobre enfriado por agua que convierte el acero sólido en forma de una sección transversal rectangular denominada “planchón”.

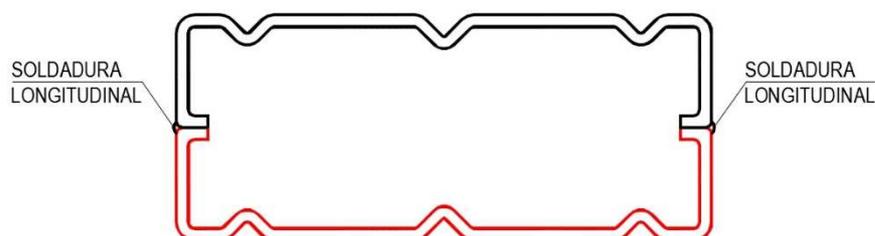
El planchón o plancha metálica es cortado a las medidas requeridas para procesos posteriores, acorde a las especificaciones de cada proyecto y conformarlas en frío mediante el proceso o método de prensa para nuestro caso; de esta manera se obtienen perfiles estructurales tipo U, C, Z, etc.

El tipo o calidad del acero a usar será el ASTM A 36, la nomenclatura del acero A36 fue determinada por las normas estadounidenses estandarizadas por la ASTM (*Sociedad Americana de Pruebas de Materiales*, por sus siglas en inglés). La letra A indica la familia o grupo del tipo de material, en este caso es acero y el número 36 proviene de la fuerza a tensión aplicada al perfil en que comienza a fluir el acero (36 psi (libra-fuerza por pulgada cuadrada)).

### 4.3. Soldadura

La soldadura es utilizada para asegurar los componentes de un miembro armado y para realizar conexiones entre las estructuras. Esta técnica necesita de una mano de obra más especializada, para lo cual es necesario operarios soldadores homologados 3G.

El perfil tipo cajón con atiesadores intermedios a diferencia de los perfiles para correas (tipo C), bridas (tipo U), montantes (tipo U) y diagonales (tipo U), llevará soldadura a lo largo de las columnas, tal como se muestra en la Figura 4.1.:



**Figura 4.1.- Tipo de soldadura en columna plegada**

Para mantener la linealidad de la soldadura, se instala unos encofrados metálicos en la mesa de apoyo donde se desarrolla la soldadura para garantizar la calidad

de soldadura y el alineamiento de las columnas, a continuación se presenta un esquema del encofrado a aplicar en los talleres:

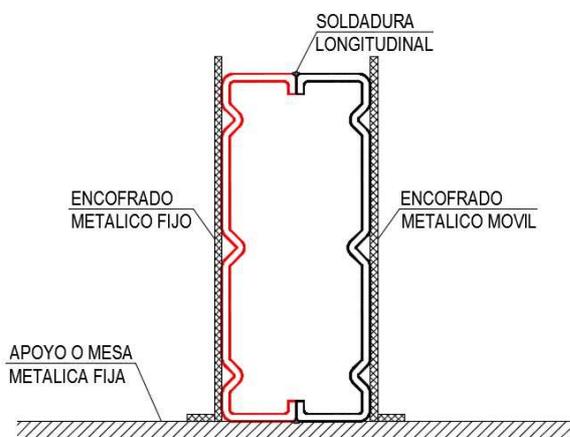


Figura 4.2.- Encofrado para soldadura de columna plegada

Este procedimiento se hará en cada lado longitudinal de soldadura. La soldadura que comúnmente se emplea en la construcción es de dos tipos: de arco eléctrico y autógeno (gas). Se recomienda el primer tipo.

Los símbolos de soldadura y las claves de información están normados por la AWS (*American Welding Society*) en la sección de "*Symbols for Welding and Nondestructive Testing*".

SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDADURA									
POSTERIOR	FILETE	TAPON O RANURA	Ranura o a tope					Ensanchamiento	
			CUA- DRADO	V	BISEL	U	J	V	BISEL
SÍMBOLOS COMPLEMENTARIOS									
RESPALDO	ESPACIADO	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA TODO CAMPO	CONTORNO		Véase la AWS A.2.4-79 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura			
				NIVELADO	CONVEXO				

Figura 4.3.- Símbolos para soldaduras en general

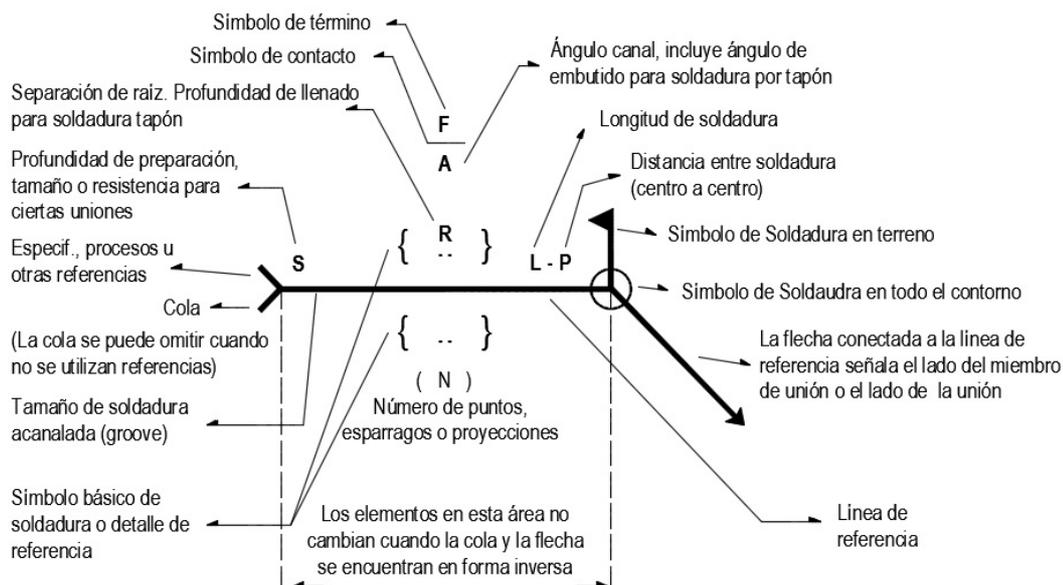


Figura 4.4.- Normalización de elementos de un símbolo de soldeo

#### 4.4. Electrodo de soldadura

Los electrodos a emplearse serán los admitidos en las especificaciones de las normas estadounidenses publicadas por la AWS - *American Welding Society*.

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base.

Los electrodos para soldadura, que a menudo se denominan electrodos de varilla, se identifican con la letra E seguida de cuatro o cinco dígitos. Los primeros dos o tres indican el nivel de resistencia E60XX o E70XX3[3], que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 60,000 Lbs/pulg<sup>2</sup> y 70,000 Lbs/pulg<sup>2</sup>, así como sus conversiones en las siguientes unidades 331 MPa y 365 MPa (3,400 Kgf/cm<sup>2</sup> y 3,700 Kgf/cm<sup>2</sup>), respectivamente y de ruptura en tensión de 412 MPa y 481 MPa (4,200 Kgf/cm<sup>2</sup> y 4,900 Kgf/cm<sup>2</sup>), son compatibles con el acero A36, por que los esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 250 MPa y 400 MPa (2,530 Kgf/cm<sup>2</sup> y 4,080 Kgf/cm<sup>2</sup>) respectivamente. El resto de dígitos proporcionan información sobre la utilización propuesta, como las posiciones particulares de la soldadura, el voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente y los tipos de revestimiento del electrodo.

#### **4.5. Trabajos preliminares en taller**

Una vez fabricados los perfiles estructurales se realiza la limpieza por el método de granallado (acabado semiblanco, según Norma Americana y según Norma SSPC-SP10), quedando de esta manera libre de grasas, óxidos, etc., y lista para aplicar la primera mano de pintura epóxica antes de ser colocado en obra. El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un periodo de tiempo corto y puede servir como base para la pintura final, que se efectúa en obra.

Las acciones antes descritas permiten por un lado conservar las características físicas y químicas del acero estructural y por otro lado incrementar la velocidad del ensamblado de la estructura.

#### **4.6. Pruebas de calidad o inspección**

Los trabajos de calidad comienzan revisando las dimensiones y bordes de las piezas en los que se coloca soldadura, para cerciorarse de que los biseles, holguras, etc, sean los correctos.

Una vez realizada la primera inspección, las uniones soldadas deben inspeccionarse visualmente y se repara todas las soldaduras que presenten defectos de importancia, tales como tamaño insuficiente de los hilos de soldadura, cráteres o socavaciones del metal base. Toda soldadura agrietada es rechazada.

Todas las soldaduras, incluyendo los puntos provisionales, es realizado por personal calificado.

Cuando haya dudas y en juntas importantes de penetración completa, la revisión se complementa por medio de ensayos no destructivos. El método a usar es el de líquidos penetrantes.

La prueba líquidos penetrantes se emplea para detectar e indicar discontinuidades que afloran a la superficie de los materiales examinados. Consiste en aplicar un líquido fluorescente a la superficie a examinar, el cual penetra al material por el principio de capilaridad, después de cierto tiempo se retira el exceso de líquido penetrante y se aplica un revelador el cual es un polvo blanco que absorbe el líquido que ha penetrado en las discontinuidades del material. Por consiguiente,

las áreas en las que se observe la presencia de líquido penetrante después de la aplicación del líquido absorbente, son áreas que contienen discontinuidades superficiales.

#### 4.7. Maniobras de transporte, izaje y montaje

Al concluir los trabajos de taller se tiene que realizar la carga, transporte y descarga del material en obra y durante el izaje y montaje, se adoptan las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Estas actividades deben efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas permitiéndose las mismas tolerancias que en los trabajos de taller.

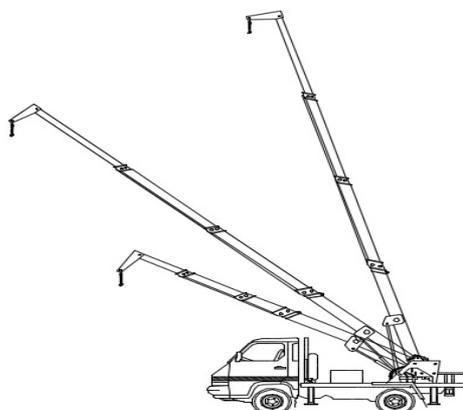
#### 4.8. Transporte

El transporte y almacenamiento de todos los materiales son muy importantes y se realiza de tal forma que no sufran alteraciones que ocasionen deficiencias en la calidad de la obra.

#### 4.9. Equipo de montaje

Si existe una pieza universal en el equipo de montaje, es la grúa. Fija o montada sobre ruedas o sobre orugas, es extremadamente movable, tanto en el trabajo como para trasladarse de un sitio a otro.

Se debe usar grúa montada sobre camión de ruedas neumáticas o similares tal que garantice el correcto izaje de las columnas y de todos los perfiles metálicos en general.



**Figura 4.5.- Equipo de Montaje para estructuras metálicas**

## **CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **CONCLUSIONES**

- Se diseñó y analizó la superestructura metálica para la nave industrial bajo los fundamentos del LRFD, cumpliendo con un ratio de capacidad/demanda menores a la unidad bajo los lineamientos de las normas peruanas E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente, E.090 Estructuras Metálicas y el AISC-LRFD.
- Se logró calcular la capacidad de carga nominal o resistencia nominal para compresión axial, flexión y corte de una columna plegada bajo los fundamentos y expresiones de las normas AISI planteados en el presente informe. La carga con mayor influencia en las columnas para este diseño es de flexión.
- Durante el cálculo para diseño paso a paso se obtuvo un ratio de demanda/capacidad de carga igual 0.509 para la columna más crítica por el método LRFD entre el eje A y eje 3, mientras que analizado con la herramienta de apoyo (SAP 2000 v15) se obtuvo a 0.511 para las combinaciones de carga en el análisis estructural.
- Durante el cálculo se pudo mantener ratios de capacidad/demanda para los elementos estructurales cercanos a uno, esto se logró por los beneficios de plegar o conformar los perfiles en medidas y espesores de acuerdo a nuestras cargas o solicitaciones.
- Finalmente se presenta una alternativa adicional para el diseño de columnas de naves industriales y estructuras ligeras a partir de planchas metálicas conformadas o laminadas en frío bajo fundamentos y expresiones del AISI.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener presente el manual de diseño para perfiles laminados o conformados en frío de las normas AISI, puesto que la capacidad de carga nominal de cada perfil con características geométrica no conocidas como correas (C, U, Z, etc.) y tubos con atiesadores dependen de la rotación respecto a su eje local 1-1 y de acuerdo al uso y ubicación dentro de una superestructura metálica.
- Se recomienda considerar como una segunda etapa de estudio las verificaciones con otros métodos, que darán un mayor alcance a la línea de análisis del presente informe, uno de ellos con el método ASD, así mismo, el análisis de conexiones entre elementos estructurales y empotramiento al piso, que no son alcances del presente informe.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- [1] ALACERO, Asociación Latinoamericana del Acero (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones en Acero, Versión en español. Santiago de Chile.
- [2] AISI S100-2007 North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2007 Edition (2007). Mexico D.F. Editorial Canacero.
- [3] AISI STANDARD S100-07/S2-10 Supplement No. 2 to the North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2007 Edition (2010). Mexico D.F. Editorial Canacero.
- [4] ASCE Standard (ASCE/SEI 7-10) American Society of Civil Engineers, 2010 Edition (2010). Virginia.
- [5] Carlos E. Peña Ramos (1996). DISEÑO BASICO DE PERFILES LAMINADOS EN FRIO. México D.F. Editorial de la Universidad de Sonora.
- [6] Gregory J. Hancock, Thomas M. Murray, Duane S. Ellifritt (2001). COLD-FORMED STEEL STRUCTURES. New York. Editorial Marcel Dekker.
- [7] Norma Técnica Peruana E.020 Cargas. Ed.2006
- [8] Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente. Ed. 2006.
- [9] Norma Técnica Peruana E.090 Estructuras Metálicas. Ed.2006
- [10] Thomas Sputo, Jennifer L. Tuner (2006). BRACING COLD-FORMED STEEL STRUCTURES. Virginia. SEI Structural Engineering Institute of the ASCE.

## ANEXOS

## 1.- DIMENSIONES DEL PORTICO A DISEÑAR

01.- Planteamos distancia ( L ) entre Columnas:

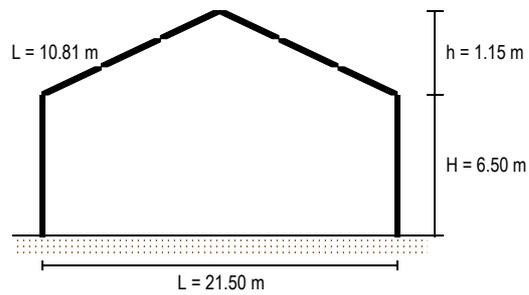
**L = 21.50 m**

02.- Planteamos altura ( H ) de las Columnas:

**H = 6.50 m**

03.- Planteamos altura ( h ) del Techo Metálico:

**h = 1.15 m**



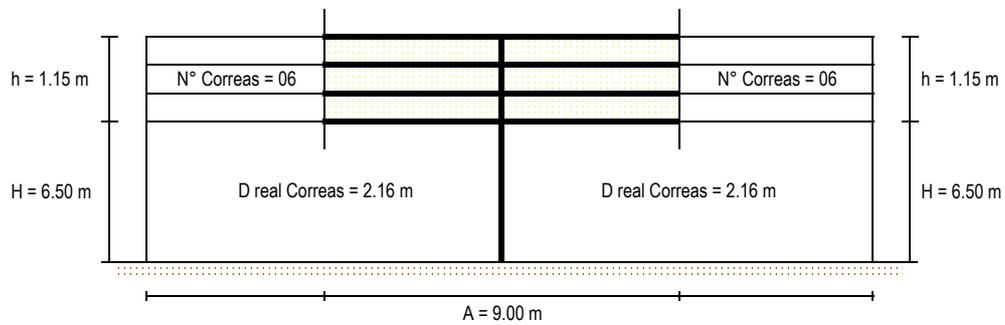
### PORTICO EN EL EJE MAS CRITICO

04.- Planteamos distancia aproximada entre Correas:

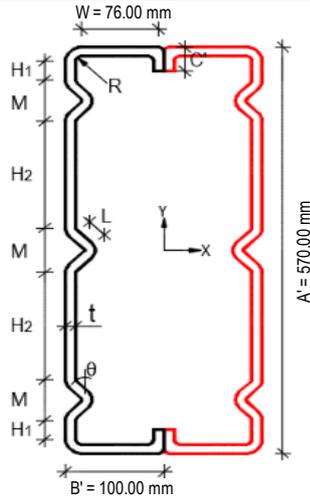
**d = 2.20 m**

05.- Planteamos Ancho Tributario ( A ) de Eje mas Critico:

**A = 9.00 m**



## 2A.- CALCULO DE CAPACIDAD NOMINAL A COMPRESIÓN AXIAL



01.- Elegir dimensiones y propiedades de Columna Plegada.

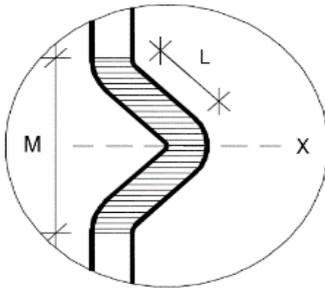
<b>B = 200.00 mm</b>	Longitud de Patín o Ala
<b>H1 = 15.00 mm</b>	Longitud de Sub elemento 01 ( H1 < H2 )
<b>H2 = 75.00 mm</b>	Longitud de Sub elemento 02 ( H2 > H1 )
<b>Ht = 570.00 mm</b>	Longitud Total del Alma
<b>R = 6.00 mm</b>	Radio Interior de Dobléz
<b>C' = 50.00 mm</b>	Longitud de Atiesador Ala
<b>t = 6.00 mm</b>	Espesor de Plancha Metálica
<b>θ = 45°</b>	Ángulo de Rotación de Atiesador rpto. a su eje
<b>K = 4.000</b>	Según Tabla 4.1 Normas AISI
<b>Fy = 2,530 Kg/cm2</b>	Fluencia del Acero Virgen
<b>u = 0.30</b>	Módulo de Poisson en Rango Elástico
<b>E = 2,100,000 Kg/cm2</b>	Módulo de Elasticidad del Acero Virgen
<b>G = 807,692 Kg/cm2</b>	Módulo de Corte del Acero Virgen
<b>M = 122.00 mm</b>	Longitud Vertical de Atiesador
<b>L = 68.27 mm</b>	Logitud Diagonal de Atiesador
<b>bo = 546.00 mm</b>	Logitud Plano de la Sección

02.- Momento de Inercia Mínimo para un Atiesador Intermedio - Eje Y.

$$\frac{I_{\min}}{t^4} = \left[ 3.66 \sqrt{\left(\frac{H}{t}\right)^2 - 0.136 \left(\frac{E}{F_y}\right)} \right] \geq 18.40 \quad \left[ 3.66 \sqrt{\left(\frac{H}{t}\right)^2 - 0.136 \left(\frac{E}{F_y}\right)} \right] = 24.10 > 18.40$$

$I_{\min} = 31,233.60 \text{ mm}^4$

03.- Momento de Inercia para un Atiesador Intermedio - Eje Y.



- a) Circulares Extremos:  $\theta_1 = 45^\circ$   $\theta_2 = 90^\circ$   $r = 9.00 \text{ mm}$   
 b) Circular Central:  $\theta_1 = 45^\circ$   $\theta_2 = 135^\circ$   $r = 9.00 \text{ mm}$

Fórmulas a tomar en cuenta:

$$I_1 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 + \text{Sen}\theta_2 \text{Cos}\theta_2 - \text{Sen}\theta_1 \text{Cos}\theta_1}{2} - \frac{(\text{Sen}\theta_2 - \text{Sen}\theta_1)^2}{\theta_2 - \theta_1} \right] r^3$$

$$I_2 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 - \text{Sen}\theta_2 \text{Cos}\theta_2 + \text{Sen}\theta_1 \text{Cos}\theta_1}{2} - \frac{(\text{Cos}\theta_2 - \text{Cos}\theta_1)^2}{\theta_2 - \theta_1} \right] r^3$$

$$C_1 = \frac{(\text{Sen}\theta_2 - \text{Sen}\theta_1)r}{\theta_2 - \theta_1} \quad C_2 = \frac{(\text{Cos}\theta_1 - \text{Cos}\theta_2)r}{\theta_2 - \theta_1} \quad l = (\theta_2 - \theta_1)r$$

PROPIEDADES DE UN ATIESADOR ( EJE X )					
ELEMENTOS	Long. Efect.	$\bar{y}$	$L\bar{y}$	$L\bar{y}^2$	$I_{xx}$
Circular Superior	7.07 mm	57.65 mm	407.47 mm <sup>2</sup>	23,489.17 mm <sup>3</sup>	24.40 mm <sup>3</sup>
Elemento Superior	68.27 mm	30.50 mm	2,082.31 mm <sup>2</sup>	63,512.54 mm <sup>3</sup>	7,317.45 mm <sup>3</sup>
Circular Central	14.14 mm	0.00 mm	0.00 mm <sup>2</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>	208.06 mm <sup>3</sup>
Elemento Inferior	68.27 mm	-30.50 mm	-2,082.31 mm <sup>2</sup>	63,512.54 mm <sup>3</sup>	7,317.45 mm <sup>3</sup>
Circular Inferior	7.07 mm	-57.65 mm	-407.47 mm <sup>2</sup>	23,489.17 mm <sup>3</sup>	24.40 mm <sup>3</sup>
$\Sigma =$	<b>164.81 mm</b>	<b>0.00 mm</b>	<b>0.00 mm<sup>2</sup></b>	<b>174,003.42 mm<sup>3</sup></b>	<b>14,891.75 mm<sup>3</sup></b>

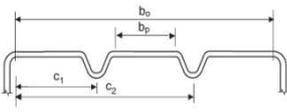
- c) Cálculo del Área del Atiesador ( Ast ).  $A_{st} = 988.89 \text{ mm}^2$
- e) Cálculo del Momento de Inercia Método Lineal ( I'x ) del Perfil.  $I'_x = \Sigma I_{xx} + \Sigma Ly^2 - \bar{y}^2 \Sigma L$   $I'_x = 188,895.18 \text{ mm}^3$
- f) Cálculo del Momento de Inercia Total ( Ix ) del Perfil.  $I_x = I'_x \cdot t$   $I_x = 1,133,371.06 \text{ mm}^4$  ii OK !!

PROPIEDADES DE UN ATIESADOR ( EJE Y )					
ELEMENTOS	Long. Efect.	$\bar{x}$	$L\bar{x}$	$L\bar{x}^2$	$I_{yy}$
Circular Superior	7.07 mm	3.90 mm	27.55 mm <sup>2</sup>	107.36 mm <sup>3</sup>	4.43 mm <sup>3</sup>
Elemento Superior	68.27 mm	29.77 mm	2,032.61 mm <sup>2</sup>	60,517.20 mm <sup>3</sup>	19,198.58 mm <sup>3</sup>
Circular Central	14.14 mm	55.65 mm	786.72 mm <sup>2</sup>	43,780.30 mm <sup>3</sup>	8.86 mm <sup>3</sup>
Elemento Inferior	68.27 mm	29.77 mm	2,032.61 mm <sup>2</sup>	60,517.20 mm <sup>3</sup>	19,198.58 mm <sup>3</sup>
Circular Inferior	7.07 mm	3.90 mm	27.55 mm <sup>2</sup>	107.36 mm <sup>3</sup>	4.43 mm <sup>3</sup>
$\Sigma =$	<b>164.81 mm</b>	<b>29.77 mm</b>	<b>4,907.04 mm<sup>2</sup></b>	<b>165,029.42 mm<sup>3</sup></b>	<b>38,414.89 mm<sup>3</sup></b>

- c) Cálculo del Área del Atesador (  $A_{st}$  ).  $A_{st} = 988.89 \text{ mm}^2$
- e) Cálculo del Momento de Inercia Método Lineal (  $I_x$  ) del Perfil.  $I_y = \Sigma I_{yy} + \Sigma L \bar{x}^2 - \bar{x}^2 \Sigma L$   $I_y = 57,346.42 \text{ mm}^3$
- f) Cálculo del Momento de Inercia Total (  $I_x$  ) del Perfil.  $I_y = I_y \cdot t$   $I_y = 344,078.54 \text{ mm}^4$  **¡¡ OK !!**

04.- Cálculo del Coeficiente de Pandeo ( K ) - Eje Y.  $K = \min ( R K_d , K_{loc} )$

a) Factor de Modificación ( R ):  $R = 2$  Si  $b_o/h < 1$   
 $R = \frac{11 - b_o/h}{5} \geq \frac{1}{2}$  Si  $b_o/h \geq 1$   $\left| \frac{b_o}{h} = \frac{546.00 \text{ mm}}{75.00 \text{ mm}} = 7.280 \right.$



**R = 0.744**

b) Coeficiente de Pandeo por Distorsión (  $K_d$  ):

$$K_d = \frac{(1 + \beta^2)^2 + 2 \sum_{i=1}^n \gamma_i \omega_i}{\beta^2 (1 + 2 \sum_{i=1}^n \delta_i \omega_i)} \quad \beta = \left( 2 \sum_{i=1}^n \gamma_i \omega_i + 1 \right)^{1/4} \quad \gamma_i = \frac{10.92 (I_{sp})_i}{b_o t^3} \quad \omega_i = \left( \text{Sen} \left( \pi \frac{C_i}{b_o} \right) \right)^2 \quad \delta_i = \frac{(A_s)_i}{b_o t}$$

i	As (mm2)	δi	Ci (mm)	ωi	(Isp) (mm4)	γi	γi ωi	δi ωi
1	988.89	0.301858974	76.00	0.179341401	1,133,371.06	104.9417652	18.820403	0.05
2	988.89	0.301858974	273.00	1	1,133,371.06	104.9417652	104.94177	0.30
3	988.89	0.301858974	470.00	0.179341401	1,133,371.06	104.9417652	18.820403	0.05
							<b>Σ = 142.58257</b>	<b>0.410130597</b>

$\beta = 71.541$

**Kd = 2,812.88**

**R Kd = 2,092.78**

c) Coeficiente de Pandeo Local de Sub Elemento Mayor (  $K_{loc}$  ):  $K_{loc} = 4 \left( \frac{b_o}{b_p} \right)^2$  **Kloc = 211.99**

d) Coeficiente de Pandeo ( K ): **K = 211.99**

05.- Cálculo del Esfuerzo de Pandeo Elástico (  $F_{cr}$  ) - Eje Y:  $F_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left( \frac{t}{b_o} \right)^2$  **Fcr = 48,588.82 Kg/cm2**

06.- Cálculo del Factor de Esbeltez (  $\lambda$  ) - Eje Y:  $\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$  **λ = 0.23**

07.- Cálculo del Factor de Reducción (  $\rho$  ) - Eje Y:  $\rho = 1$  Si  $\lambda \leq 0.673$  **ρ = 1.0000** **ρ = 100.00%**  
 $\rho = \frac{1 - 0.22}{\lambda}$  Si  $\lambda > 0.673$

08.- Cálculo del Ancho Efectivo de la Plancha Atesada (  $b_e$  ) - Eje Y:  $b_e = \rho \left( \frac{A_g}{t} \right)$

ELEMENTOS	Cant.	Long. Efect.	Long. Parcial
Sub elemento 01 ( H1 )	02	15.00 mm	30.00 mm
Sub elemento 02 ( H2 )	02	75.00 mm	150.00 mm
Atesadores	03	164.81 mm	494.44 mm
		<b>Σ =</b>	<b>674.44 mm</b>

$A_g = 4,046.66 \text{ mm}^2$   
 $A_g = 40.47 \text{ cm}^2$

**be = 674.44 mm**

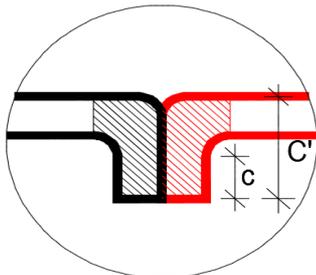
09.- Momento de Inercia Mínimo para un Atesador Intermedio - Eje X.

$$\frac{I_{min}}{t^4} = \left[ 3.66 \sqrt{\left( \frac{H}{t} \right)^2 - 0.136 \left( \frac{E}{F_y} \right)} \right] \geq 18.40 \quad \left[ 3.66 \sqrt{\left( \frac{H}{t} \right)^2 - 0.136 \left( \frac{E}{F_y} \right)} \right] = 25.24 > 18.40$$

**Imin = 32,711.04 mm4**

10.- Momento de Inercia para un Atesador Intermedio - Eje X.

a) Circulares Superior:  $\theta_1 = 0^\circ$   $\theta_2 = 90^\circ$   $r = 9.00 \text{ mm}$   
 $C = 6.06 \text{ mm}$



Fórmulas a tomar en cuenta:

$$I_1 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 + \text{Sen} \theta_2 \text{Cos} \theta_2 - \text{Sen} \theta_1 \text{Cos} \theta_1}{2} - \frac{(\text{Sen} \theta_2 - \text{Sen} \theta_1)^2}{\theta_2 - \theta_1} \right] r^3$$

$$I_2 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 - \text{Sen} \theta_2 \text{Cos} \theta_2 + \text{Sen} \theta_1 \text{Cos} \theta_1}{2} - \frac{(\text{Cos} \theta_2 - \text{Cos} \theta_1)^2}{\theta_2 - \theta_1} \right] r^3$$

$$C_1 = \frac{(\text{Sen} \theta_2 - \text{Sen} \theta_1) r}{\theta_2 - \theta_1}$$

$$C_2 = \frac{(\text{Cos} \theta_1 - \text{Cos} \theta_2) r}{\theta_2 - \theta_1}$$

$$l = (\theta_2 - \theta_1) r$$

PROPIEDADES DE UN ATIESADOR (EJE X)						
ELEMENTOS	Cant.	Long. Efect.	$\bar{y}$	$L\bar{y}$	$L\bar{y}^2$	$lx$
Circulares Superiores	02	28.27 mm	5.94 mm	168.03 mm <sup>2</sup>	998.63 mm <sup>3</sup>	108.46 mm <sup>3</sup>
Elemento Vertical	02	76.00 mm	31.00 mm	2,356.00 mm <sup>2</sup>	73,036.00 mm <sup>3</sup>	36,581.33 mm <sup>3</sup>
	$\Sigma =$	<b>104.27 mm</b>	<b>24.21 mm</b>	<b>2,524.03 mm<sup>2</sup></b>	<b>74,034.63 mm<sup>3</sup></b>	<b>36,689.79 mm<sup>3</sup></b>

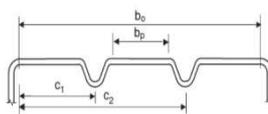
- c) Cálculo del Área del Atiesador ( $A_{st}$ ).  $A_{st} = 625.65 \text{ mm}^2$
- e) Cálculo del Momento de Inercia Método Lineal ( $I'_x$ ) del Perfil.  $I'_x = \Sigma I_{xx} + \Sigma Ly^2 - \bar{y}^2 \Sigma L$   $I'_x = 49,628.38 \text{ mm}^4$
- f) Cálculo del Momento de Inercia Total ( $I_x$ ) del Perfil.  $I_x = I'_x + t$   $I_x = 297,770.25 \text{ mm}^4$  **¡¡ OK !!**

PROPIEDADES DE UN ATIESADOR (EJE Y)						
ELEMENTOS	Cant.	Long. Efect.	$\bar{x}$	$L\bar{x}$	$L\bar{x}^2$	$ly$
Circular Derecha	01	14.14 mm	5.94 mm	84.02 mm <sup>2</sup>	499.31 mm <sup>3</sup>	108.46 mm <sup>3</sup>
Elemento Derecho	01	38.00 mm	3.00 mm	114.00 mm <sup>2</sup>	342.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Elemento Izquierda	01	38.00 mm	-3.00 mm	-114.00 mm <sup>2</sup>	342.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Circular Izquierda	01	14.14 mm	-5.94 mm	-84.02 mm <sup>2</sup>	499.31 mm <sup>3</sup>	108.46 mm <sup>3</sup>
	$\Sigma =$	<b>104.27 mm</b>	<b>0.00 mm</b>	<b>0.00 mm<sup>2</sup></b>	<b>1,682.63 mm<sup>3</sup></b>	<b>216.92 mm<sup>3</sup></b>

- c) Cálculo del Área del Atiesador ( $A_{st}$ ).  $A_{st} = 625.65 \text{ mm}^2$
- e) Cálculo del Momento de Inercia Método Lineal ( $I'_y$ ) del Perfil.  $I'_y = \Sigma I_{yy} + \Sigma Lx^2 - \bar{x}^2 \Sigma L$   $I'_y = 1,899.55 \text{ mm}^4$
- f) Cálculo del Momento de Inercia Total ( $I_y$ ) del Perfil.  $I_y = I'_y + t$   $I_y = 11,397.28 \text{ mm}^4$  **¡¡ NO CUMPLE !!**

11.- Cálculo del Coeficiente de Pandeo ( $K$ ) - Eje X.  $K = \min (R K_d, K_{loc})$

a) Factor de Modificación ( $R$ ):



$R = 2$  Si  $b_0/h < 1$

$R = \frac{11 - b_0/h}{5} \geq \frac{1}{2}$  Si  $b_0/h \geq 1$

$\frac{b_0}{h} = \frac{176.00 \text{ mm}}{76.00 \text{ mm}} = 2.316$

**R = 1.737**

b) Coeficiente de Pandeo por Distorsión ( $K_d$ ): **n = 1** Número de Rigidizadores

$K_d = \frac{(1 + \beta^2)^2 + \gamma(1 + n)}{\beta^2(1 + \delta(n + 1))} = 3.43$   $\beta = (1 + \gamma(n + 1))^{1/4} = 1.66$

$\gamma = \frac{10.92I_{sp}}{b_0 t^3} = 3.27$   $\delta = \frac{A_s}{b_0 t} = 0.59$

**Kd = 3.43**

**R Kd = 5.96**

c) Coeficiente de Pandeo Local de Sub Elemento Mayor ( $K_{loc}$ ):  $K_{loc} = 4(n + 1)^2$  **Kloc = 16.00**

d) Coeficiente de Pandeo ( $K$ ): **K = 5.96**

12.- Cálculo del Esfuerzo de Pandeo Elástico ( $F_{cr}$ ) - Eje X:  $F_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{b_0}\right)^2$  **Fcr = 13,142.63 Kg/cm<sup>2</sup>**

13.- Cálculo del Factor de Esbeltez ( $\lambda$ ) - Eje X:  $\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$   **$\lambda = 0.44$**

14.- Cálculo del Factor de Reducción ( $\rho$ ) - Eje X:  $\rho = 1$  Si  $\lambda \leq 0.673$   **$\rho = 1.0000$**

$\rho = \frac{1 - 0.22}{\lambda}$  Si  $\lambda > 0.673$   **$\rho = 100.00\%$**

15.- Cálculo del Ancho Efectivo de la Plancha Atiesada ( $b_e$ ) - Eje X:  $b_e = \rho \left(\frac{A_g}{t}\right)$

ELEMENTOS	Cant.	Long. Efect.	Long. Parcial
Sub elemento 01 (W)	02	76.00 mm	152.00 mm
Atiesador	01	104.27 mm	104.27 mm
	$\Sigma =$	<b>256.27 mm</b>	

$A_g = 1,537.65 \text{ mm}^2$

$A_g = 15.38 \text{ cm}^2$

**be = 256.27 mm**

16.- Cálculo de las Propiedades Geométricas de la Sección:

PROPIEDADES GEOMETRICAS CON RESPECTO AL EJE "X"						
ELEMENTOS	Cant	L	y	Ly	Ly^2	lxx
Patin Superior	02	76.00 mm	3.00 mm	456.00 mm2	1,368.00 mm3	0.00 mm3
Atiesador Patin Sup.	01	104.27 mm	24.21 mm	2,524.03 mm2	61,096.05 mm3	49,628.38 mm3
Circular Superior	02	14.14 mm	6.27 mm	177.23 mm2	1,110.71 mm3	217.24 mm3
Alma H1	02	15.00 mm	19.50 mm	585.00 mm2	11,407.50 mm3	562.50 mm3
Atiesador Superior	02	164.81 mm	88.00 mm	29,007.32 mm2	2,552,644.40 mm3	377,790.35 mm3
Alma H2	02	75.00 mm	186.50 mm	27,975.00 mm2	5,217,337.50 mm3	70,312.50 mm3
Atiesador Central	02	164.81 mm	285.00 mm	93,944.17 mm2	26,774,088.54 mm3	377,790.35 mm3
Alma H2	02	75.00 mm	383.50 mm	57,525.00 mm2	22,060,837.50 mm3	70,312.50 mm3
Atiesador Inferior	02	164.81 mm	482.00 mm	158,881.02 mm2	76,580,650.61 mm3	377,790.35 mm3
Alma H1	02	15.00 mm	550.50 mm	16,515.00 mm2	9,091,507.50 mm3	562.50 mm3
Circular Inferior	02	14.14 mm	563.73 mm	15,942.37 mm2	8,987,239.64 mm3	217.24 mm3
Atiesador Patin Inf.	01	104.27 mm	545.79 mm	56,912.34 mm2	31,062,427.95 mm3	49,628.38 mm3
Patin Inferior	02	76.00 mm	567.00 mm	86,184.00 mm2	48,866,328.00 mm3	0.00 mm3
$\Sigma =$		<b>1917.99 mm</b>	<b>285.00 mm</b>	<b>546,628.48 mm2</b>	<b>231,268,043.89 mm3</b>	<b>1,374,812.30 mm3</b>

PROPIEDADES GEOMETRICAS CON RESPECTO AL EJE "Y"						
ELEMENTOS	Cant	L	x	Lx	Lx^2	lyy
Patin Superior Izq.	01	76.00 mm	50.00 mm	3,800.00 mm2	190,000.00 mm3	36,581.33 mm3
Patin Superior Der.	01	76.00 mm	150.00 mm	11,400.00 mm2	1,710,000.00 mm3	36,581.33 mm3
Atiesador Patin Sup.	01	104.27 mm	100.00 mm	10,427.43 mm2	1,042,743.34 mm3	1,899.55 mm3
Circular Izquierda	02	14.14 mm	6.27 mm	177.23 mm2	1,110.71 mm3	217.24 mm3
Alma H1 Izquierda	02	15.00 mm	3.00 mm	90.00 mm2	270.00 mm3	0.00 mm3
Atiesador Izquierda	03	164.81 mm	29.77 mm	14,721.12 mm2	438,293.66 mm3	172,039.27 mm3
Alma H2 Izquierda	02	75.00 mm	3.00 mm	450.00 mm2	1,350.00 mm3	0.00 mm3
Alma H1 Derecha	02	15.00 mm	197.00 mm	5,910.00 mm2	1,164,270.00 mm3	0.00 mm3
Atiesador Derecha	03	164.81 mm	170.23 mm	84,167.49 mm2	14,327,567.63 mm3	172,039.27 mm3
Alma H2 Derecha	02	75.00 mm	197.00 mm	29,550.00 mm2	5,821,350.00 mm3	0.00 mm3
Circular Derecha	02	14.14 mm	193.73 mm	5,478.77 mm2	1,061,418.40 mm3	217.24 mm3
Atiesador Patin Inf.	01	104.27 mm	100.00 mm	10,427.43 mm2	1,042,743.34 mm3	1,899.55 mm3
Patin Inferior Izq.	01	76.00 mm	50.00 mm	3,800.00 mm2	190,000.00 mm3	36,581.33 mm3
Patin Inferior Der.	01	76.00 mm	150.00 mm	11,400.00 mm2	1,710,000.00 mm3	36,581.33 mm3
$\Sigma =$		<b>1917.99 mm</b>	<b>100.00 mm</b>	<b>191,799.47 mm2</b>	<b>28,701,117.08 mm3</b>	<b>494,637.45 mm3</b>

Parámetros Básicos:

a =	546.00 mm	b =	76.00 mm		
$\bar{a}$ =	564.00 mm	$\bar{b}$ =	94.00 mm		
u =	14.14 mm				
Espesor del Perfil ( t )	=	6.00 mm	Dist. Centro de Corte al Centro del Alma ( m )	=	23.50 mm
Radio de Curva Interno ( R )	=	6.00 mm	Distancia xo = m+Xcg ( xo )	=	123.50 mm
Area ( A )	=	11,507.97 mm2	Constante Módulo Torsional ( J )	=	51,258,898.29 mm4
Módulo de la Sección Eje X ( Sf )	=	1,617,973.45 mm3	Constante de Alabeo ( Cw )	=	0.00 mm6
Módulo de la Sección Eje Y ( Sy )	=	600,948.47 mm3	Radio de Giro en Y ( ry )	=	72.26 mm
Momento de Inercia Eje X ( Ix )	=	461,122,434.18 mm4	Radio de Giro en X ( rx )	=	200.17 mm
Momento de Inercia Eje Y ( Iy )	=	60,094,846.91 mm4	Radio de Giro Polar ( ro )	=	246.05 mm
Centro de Gravedad Eje Y ( Ycg )	=	285.00 mm	Peso por Metro Lineal ( w )	=	90.34 Kg/m
Centro de Gravedad Eje X ( Xcg )	=	100.00 mm			

17.- Verificación por Esfuerzo Lateral (Sección Simétrica Doble).

a) Verificación por Esfuerzo Lateral (Sección Simétrica Doble).

a.1 Definimos los siguientes parámetros:

Factor de Long. Efectiva	Ky, Kt =	<b>1.00</b>
Long. No Arriestrada por Flexión en Y	Ly =	<b>650 cm</b>
Long. No Arriestrada entre Apoyos Laterales	Lt =	<b>650 cm</b>
Coefficiente Cb ( mínimo valor entre arriostres )	Cb =	1

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

- Mmax = || del Mmax del segmento entre apoyos.
- MA = || del momento a 1/4 del segmento entre apoyos.
- Mb = || del momento al centro del segmento entre apoyos.
- Mc = || del momento a 3/4 del segmento entre apoyos.
- #arrios. = 0
- Darrios. = 6.50 m

Factor de Longitudes Efectivas ( K ) para Miembros con Cargas Concentradas a Compresión						
Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended K value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						
	Rotation fixed, Translation fixed	Rotation free, Translation fixed	Rotation fixed, Translation fixed	Rotation free, Translation free	Rotation fixed, Translation free	Rotation free, Translation free

18.- Cálculo del Esfuerzo Efectivo Nominal de la Sección:

a) Esfuerzo Efectivo No Sujetas a Torsión y/o Flexotorsión:  $\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$   $\sigma_{ex} = 19,655.78 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma_{ey} = 2,561.46 \text{ Kg/cm}^2$

b) Esfuerzo Efectivo Sujetas a Torsión y/o Flexotorsión:

b.1 Esfuerzo Torsional de Pandeo ( $\sigma_t$ ).  $\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right]$   $\sigma_t = 59,423.93 \text{ Kg/cm}^2$

b.2 Cálculo del Esfuerzo Efectivo Sujetas a Torsión y/o Flexotorsión.

$\beta = 1 - (X_o/r_o)^2$   $\beta = 0.75$

$\sigma_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$   $\sigma_{e1} = 17,750.91 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma_{e2} = 2,533.05 \text{ Kg/cm}^2$

c) Esfuerzo Efectivo para cálculos:  $\sigma'_{ex} = 17,750.91 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma'_{ey} = 2,533.05 \text{ Kg/cm}^2$

19.- Cálculo del Factor de Esbeltez:

$\lambda_c = \frac{\sqrt{F_y}}{\sqrt{\sigma'_e}}$   $\lambda_{cx} = 0.38$   $\lambda_{cy} = 1.00$   $\lambda_{cx}^2 = 0.14$   
 $\lambda_{cy}^2 = 1.00$

20.- Cálculo del Esfuerzo Nominal a Compresión Axial:

a) Si  $\lambda_c \leq 1.5$   $\sigma_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$   $\sigma_{nx} = 2,383.49 \text{ Kg/cm}^2$

b) Si  $\lambda_c > 1.5$   $\sigma_n = \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$   $\sigma_{ny} = 1,665.58 \text{ Kg/cm}^2$

21.- Cálculo de la Resistencia Nominal a Axial de la Sección Total:  $P_n = \sigma_n A_e$

ELEMENTOS	Cant.	Long. Efect.	Long. Parcial
Lados atiesados	02	674.44 mm	1,348.89 mm
Lados no atiesados	02	256.27 mm	512.55 mm
Vértices	04	14.14 mm	56.56 mm
		$\Sigma =$	1,917.99 mm

$A_e = 11,507.97 \text{ mm}^2$   
 $A_e = 115.08 \text{ cm}^2$

$P_{nx} = 274,290.83 \text{ Kg}$

$P_{ny} = 191,674.34 \text{ Kg}$

22.- Cálculo de la Resistencia Nominal a Compresión de la Sección Total:

$P_n = \text{Min} ( P_{nx}, P_{ny} )$   $P_{nc} = 191,674.34 \text{ Kg}$

23.- Cálculo de la Resistencia de Diseño a Compresión de la Sección Total:

a) Método ASD:  $P_{ac} = \frac{P_{nc}}{\Omega_{bc}}$   $\Omega_{bc} = 1.80$

$P_{ac} = 106,485.74 \text{ Kg}$   $P_{ac} = 106.49 \text{ Tn}$

Solo como referencia, no se hará diseño con ASD.

b) Método LRFD:  $P_{uc} = \phi_{bc} \cdot P_{nc}$   $\phi_{bc} = 0.85$

$P_{uc} = 162,923.19 \text{ Kg}$   $P_{uc} = 162.92 \text{ Tn}$

22.- Cálculo de la Resistencia Nominal a Tracción de la Sección Total:

$P_{nt} = 291,151.59 \text{ Kg}$

23.- Cálculo de la Resistencia de Diseño a Tracción de la Sección Total:

a) Método ASD:  $P_{at} = \frac{P_{nt}}{\Omega_{bt}}$   $\Omega_{bt} = 1.85$

$P_{at} = 157,379.24 \text{ Kg}$   $P_{at} = 157.38 \text{ Tn}$

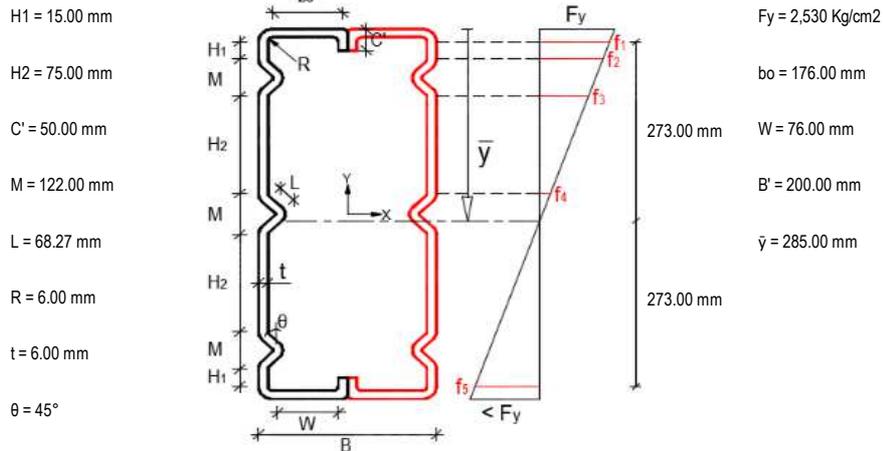
Solo como referencia, no se hará diseño con ASD.

b) Método LRFD:  $P_{ut} = \phi_{bt} \cdot P_{nt}$   $\phi_{bt} = 0.90$

$P_{ut} = 262,036.43 \text{ Kg}$   $P_{ut} = 262.04 \text{ Tn}$

## 2B.- CALCULO DE CAPACIDAD NOMINAL A FLEXION

I.- Verificación del Ala o Patín ( Sujetos a Compresión Uniforme con un Atesador Intermedio ):



01.- Parámetros de acuerdo al patín en compresión:

$$\frac{b_o}{t} = \frac{76.00}{6.00} = 12.67 < 60 \quad S = 1.28 \sqrt{E/f} \quad S = 36.88$$

b.1) CASO I:  $\frac{b_o}{t} \leq S$   $I_a = 0$  No requiere atesador de intermedio.  
 $b = W$  Ancho efectivo igual ancho total del patín.  
 $A_s = A'_s$  Área reducida igual al Área efectiva del atesador

b.2) CASO II:  $S < \frac{b_o}{t} < 3S$   $I_a = t^4 \left[ \left( 50 \frac{(b_o/t)}{S} \right) - 50 \right]$   
 $K = 3 \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^{1/2} + 1 \leq 4$   
 $A_s = A'_s \left( \frac{I_s}{I_a} \right) \leq A'_s$

<b>SOLO PARA CASOS II Y III, EL CASO I NO NECESITA ATESADOR</b>
3S = 110.64
S = 36.88
bo / t = 12.67

b.3) CASO III:  $\frac{b_o}{t} \geq 3S$   $I_a = t^4 \left[ \left( 128 \frac{(b_o/t)}{S} \right) - 128 \right]$   
 $K = 3 \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^{1/3} + 1 \leq 4$   
 $A_s = A'_s \left( \frac{I_s}{I_a} \right) \leq A'_s$

b.4) Se trata del CASO I:  $K = 4.00$   $I_a = \text{CASO I}$   $I_s = \text{CASO I}$

c) Factor de Esbeltez del Ala o Patín ( $\lambda$ ):  $\lambda = \left( \frac{1.052}{\sqrt{K}} \right) \left( \frac{W}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}}$   $\lambda = 0.23$

$\lambda = 0.23 < 0.673$  El ancho W es totalmente efectivo

d) Factor de Reducción del Ala o Patín ( $\rho$ ):  $\rho = \frac{(1 - 0.22/\lambda)}{\lambda}$   $\rho = 1.00$   $\rho = 100.00\%$

e) Ancho Efectivo del Ala o Patín ( $b$ ):  $b = \rho W$   $b = 76.00 \text{ mm}$   $b = 7.60 \text{ cm}$

02.- Cálculo del Eje Neutro respecto al eje X ( Asumiendo que el Alma atesada es totalmente efectiva ):

CALCULO DEL EJE NEUTRO ( ASUMIENDO QUE EL EJE NEUTRO ESTA EN ZONA DE TENSION )						
ELEMENTOS	Cant	L	y	Ly	Ly^2	Ixx
Patín Superior	02	76.00 mm	3.00 mm	456.00 mm <sup>2</sup>	1,368.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Atesador Patín Sup.	01	104.27 mm	24.21 mm	2,524.03 mm <sup>2</sup>	61,096.05 mm <sup>3</sup>	49,628.38 mm <sup>3</sup>
Circular Superior	02	14.14 mm	6.27 mm	177.23 mm <sup>2</sup>	1,110.71 mm <sup>3</sup>	217.24 mm <sup>3</sup>
Alma H1	02	15.00 mm	19.50 mm	585.00 mm <sup>2</sup>	11,407.50 mm <sup>3</sup>	562.50 mm <sup>3</sup>
Atesador Superior	02	164.81 mm	88.00 mm	29,007.32 mm <sup>2</sup>	2,552,644.40 mm <sup>3</sup>	377,790.35 mm <sup>3</sup>
Alma H2	02	75.00 mm	186.50 mm	27,975.00 mm <sup>2</sup>	5,217,337.50 mm <sup>3</sup>	70,312.50 mm <sup>3</sup>
Atesador Central	02	164.81 mm	285.00 mm	93,944.17 mm <sup>2</sup>	26,774,088.54 mm <sup>3</sup>	377,790.35 mm <sup>3</sup>
Alma H2	02	75.00 mm	383.50 mm	57,525.00 mm <sup>2</sup>	22,060,837.50 mm <sup>3</sup>	70,312.50 mm <sup>3</sup>
Atesador Inferior	02	164.81 mm	482.00 mm	158,881.02 mm <sup>2</sup>	76,580,650.61 mm <sup>3</sup>	377,790.35 mm <sup>3</sup>

Alma H1	02	15.00 mm	550.50 mm	16,515.00 mm <sup>2</sup>	9,091,507.50 mm <sup>3</sup>	562.50 mm <sup>3</sup>
Circular Inferior	02	14.14 mm	563.73 mm	15,942.37 mm <sup>2</sup>	8,987,239.64 mm <sup>3</sup>	217.24 mm <sup>3</sup>
Atiesador Patín Inf.	01	104.27 mm	545.79 mm	56,912.34 mm <sup>2</sup>	31,062,427.95 mm <sup>3</sup>	49,628.38 mm <sup>3</sup>
Patín Inferior	02	76.00 mm	567.00 mm	86,184.00 mm <sup>2</sup>	48,866,328.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>

ASUMIENDO

$$\bar{y} \geq \frac{d}{2}$$

$\Sigma =$	1917.99 mm	285.00 mm	546,628.48 mm <sup>2</sup>	231,268,043.89 mm <sup>3</sup>	1,374,812.30 mm <sup>3</sup>
	285.00 mm	$\geq$	285.00 mm	¡¡ OK !!	
OBS.: Asumiento que la Zona del Alma es totalmente efectiva (demostraremos a continuación la veracidad).					

- 03.- Cálculo de Esfuerzos  $f_1, f_2, f_3, f_4$  y  $f_5$ :
- $f_1 = 2,423.47 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_2 = 2,409.11 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_3 = 2,292.24 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_4 = 2,220.40 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_5 = 2,423.47 \text{ Kg/cm}^2$

04.- Análisis del Subelemento H1:

a) Cálculo de  $\psi$  y  $K$ .  $\psi = \frac{f_5}{f_1} = -1$   $K = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi) = 24.000$

b) Cálculo del ancho efectivo ( $b_e$ ) del Subelemento.

b.1)  $\frac{a}{t} = \frac{15.00}{6.00} = 2.50 < 200$  ¡¡ OK !!

b.2) Factor de Esbeltez del Subelemento ( $\lambda$ ):

$$\lambda = \left( \frac{1.052}{\sqrt{K}} \right) \left( \frac{a}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = 0.018 < 0.673$$

La altura  $h_w$  es totalmente efectivo

$$b_e = H_1 = 15.00 \text{ mm}$$

b.3) Anchos efectivos relativos en Zona a Compresión ( $b_1$ ) y ( $b_2$ ):

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \psi)} \quad \text{Si } \psi \leq -0.236 \quad b_2 = \frac{b_e}{2} \quad b_1 = 3.75 \text{ mm}$$

$$\quad \quad \quad \text{Si } \psi > -0.236 \quad b_2 = b_e - b_1 \quad b_2 = 7.50 \text{ mm}$$

b.4) Ancho efectivo en Zona a Compresión ( $b_1 + b_2$ ):

$$b_1 + b_2 = 11.25 \text{ mm}$$

La porción del alma a Compresión No es 100% efectiva

05.- Análisis del Subelemento H2:

a) Cálculo de  $\psi$  y  $K$ .  $\psi = \frac{f_5}{f_3} = -1.057$   $K = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi) = 25.521$

b) Cálculo del ancho efectivo ( $b_e$ ) del Alma.

b.1)  $\frac{a}{t} = \frac{75.00}{6.00} = 12.50 < 200$  ¡¡ OK !!

b.2) Factor de Esbeltez del Alma ( $\lambda$ ):

$$\lambda = \left( \frac{1.052}{\sqrt{K}} \right) \left( \frac{a}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = 0.091 < 0.673$$

La altura  $h_w$  es totalmente efectivo

$$b_e = H_2 = 75.00 \text{ mm}$$

b.3) Anchos efectivos relativos en Zona a Compresión ( $b_1$ ) y ( $b_2$ ):

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \psi)} \quad \text{Si } \psi \leq -0.236 \quad b_2 = \frac{b_e}{2} \quad b_1 = 18.49 \text{ mm}$$

$$\quad \quad \quad \text{Si } \psi > -0.236 \quad b_2 = b_e - b_1 \quad b_2 = 37.50 \text{ mm}$$

b.4) Ancho efectivo en Zona a Compresión ( $b_1 + b_2$ ):

$$b_1 + b_2 = 55.99 \text{ mm}$$

La porción del alma a Compresión No es 100% efectiva

PROPIEDADES GEOMETRICAS CON RESPECTO AL EJE "X"						
	Cant	L	y	Ly	Ly <sup>2</sup>	lxx
Patín Superior	02	76.00 mm	3.00 mm	456.00 mm <sup>2</sup>	1,368.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Atiesador Patín Sup.	01	104.27 mm	24.21 mm	2,524.03 mm <sup>2</sup>	61,096.05 mm <sup>3</sup>	49,628.38 mm <sup>3</sup>
Circular Superior	02	14.14 mm	6.27 mm	177.23 mm <sup>2</sup>	1,110.71 mm <sup>3</sup>	217.24 mm <sup>3</sup>
Alma H1	02	11.25 mm	17.63 mm	396.56 mm <sup>2</sup>	6,989.41 mm <sup>3</sup>	237.30 mm <sup>3</sup>
Atiesador Superior	02	164.81 mm	88.00 mm	29,007.32 mm <sup>2</sup>	2,552,644.40 mm <sup>3</sup>	377,790.35 mm <sup>3</sup>
Alma H2	02	55.99 mm	177.00 mm	19,819.90 mm <sup>2</sup>	3,508,023.22 mm <sup>3</sup>	29,253.66 mm <sup>3</sup>
Atiesador Central	02	164.81 mm	285.00 mm	93,944.17 mm <sup>2</sup>	26,774,088.54 mm <sup>3</sup>	377,790.35 mm <sup>3</sup>
Alma H2	02	75.00 mm	383.50 mm	57,525.00 mm <sup>2</sup>	22,060,837.50 mm <sup>3</sup>	70,312.50 mm <sup>3</sup>
Atiesador Inferior	02	164.81 mm	482.00 mm	158,881.02 mm <sup>2</sup>	76,580,650.61 mm <sup>3</sup>	377,790.35 mm <sup>3</sup>
Alma H1	02	15.00 mm	550.50 mm	16,515.00 mm <sup>2</sup>	9,091,507.50 mm <sup>3</sup>	562.50 mm <sup>3</sup>
Circular Inferior	02	14.14 mm	563.73 mm	15,942.37 mm <sup>2</sup>	8,987,239.64 mm <sup>3</sup>	217.24 mm <sup>3</sup>
Atiesador Patín Inf.	01	104.27 mm	545.79 mm	56,912.34 mm <sup>2</sup>	31,062,427.95 mm <sup>3</sup>	49,628.38 mm <sup>3</sup>
Patín Inferior	02	76.00 mm	567.00 mm	86,184.00 mm <sup>2</sup>	48,866,328.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
$\Sigma =$		1872.47 mm	287.47 mm	538,284.94 mm <sup>2</sup>	229,554,311.52 mm <sup>3</sup>	1,333,428.26 mm <sup>3</sup>
		287.47 mm	$\geq$	285.00 mm	¡¡ OK !!	

06.- Cálculo del Momento de Inercia Lineal ( I'x ) del Perfil.:

- a) Cálculo del Momento de Inercia Lineal ( I'x ) del Perfil.  $I'_x = \Sigma I_{xx} + \Sigma Ly^2 - \bar{y}^2 \Sigma L$   $I'_x = 76,145,630.18 \text{ mm}^3$
- b) Cálculo del Momento de Inercia Total ( Ix ) del Perfil.  $I_x = I'_x \cdot t$   $I_x = 456,873,781.06 \text{ mm}^4$   $I_x = 45,687.38 \text{ cm}^4$
- c) Cálculo del Módulo de Sección Elástico ( Sex ) del Perfil.  $S_{ex} = \frac{I'_x}{\bar{y}}$   $S_{ex} = 1,589,278.30 \text{ mm}^3$   $S_{ex} = 1,589.278 \text{ cm}^3$
- d) Cálculo del Momento Nominal ( Mnx ) del Perfil con respecto al eje "X".  $M_{nx} = F_y \cdot S_{ex}$   $M_{nx} = 4,020,873.34 \text{ Kg-cm}$

**Mnx = 4,020,873.34 Kg-cm      Mnx = 40,208.73 Kg-m**

- e) Método ASD:  $M_{ax} = \frac{M_{nx}}{\Omega_b}$   $\Omega_b = 1.67$

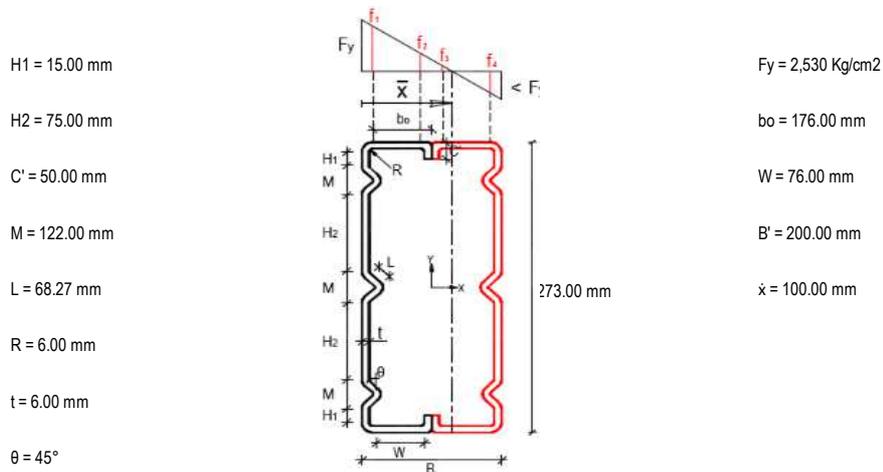
**Max = 2,407,708.59 Kg-cm      Max = 24,077.09 Kg-m**

Solo como referencia, no se hará diseño con ASD.

- f) Método LRFD:  $M_{ux} = \phi_b \cdot M_{nx}$   $\phi_b = 0.90$

**Mux = 3,618,786.01 Kg-cm      Mux = 36,187.86 Kg-m**

II.- Verificación del Alma Atiesada ( Sujetos a Compresión Uniforme con tres Atiesadores Intermedios ):



01.- Parámetros de acuerdo a las dimensiones de la Sección:

\* Para el subelemento H1:

$$\frac{H_1}{t} = \frac{15.00}{6.00} = 2.50 < 60 \quad S = 1.28 \sqrt{E/f} \quad S = 36.88$$

- b.1) CASO I:  $\frac{b_o}{t} \leq S$   $I_a = 0$  No requiere atiesador de intermedio.  
 $b = W$  Ancho efectivo igual ancho total del Subelemento.  
 $A_s = A'_s$  Área reducida igual al Área efectiva del atiesador

- b.2) CASO II:  $S < \frac{b_o}{t} < 3S$   $I_a = t^4 \left[ \left( \frac{b_o/t}{S} \right) - 50 \right]$   
 $K = 3 \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^{1/2} + 1 \leq 4$   
 $A_s = A'_s \left( \frac{I_s}{I_a} \right) \leq A'_s$

- b.3) CASO III:  $\frac{b_o}{t} \geq 3S$   $I_a = t^4 \left[ \left( \frac{b_o/t}{S} \right) - 128 \right]$   
 $K = 3 \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^{1/3} + 1 \leq 4$   
 $A_s = A'_s \left( \frac{I_s}{I_a} \right) \leq A'_s$

**SOLO PARA CASOS II Y III, EL CASO I NO NECESITA ATIESADOR**

3S = 110.64

S = 36.88

$b_o / t = 2.50$

b.4) Se trata del CASO I:  $K = 4.00$   $l_a = \text{CASO I}$   $l_s = \text{CASO I}$

c) Factor de Esbeltez del Ala o Patín ( $\lambda$ ):  $\lambda = \left(\frac{1.052}{\sqrt{K}}\right) \left(\frac{H_1}{t}\right) \sqrt{\frac{f}{E}}$   $\lambda = 0.05$

$\lambda = 0.05 < 0.673$  El ancho W es totalmente efectivo

d) Factor de Reducción del Ala o Patín ( $\rho$ ):  $\rho = \frac{(1 - \frac{0.22}{\lambda})}{\lambda}$   $\rho = 1.00$   $\rho = 100.00\%$

e) Ancho Efectivo del Ala o Patín ( $b$ ):  $b = \rho W$   $b = 15.00 \text{ mm}$   $b = 1.50 \text{ cm}$

\* Para el subelemento H<sub>z</sub>:

$\frac{H_2}{t} = \frac{75.00}{6.00} = 12.50 < 60$   $S = 1.28 \sqrt{E/f}$   $S = 36.88$

b.1) CASO I:  $\frac{b_o}{t} \leq S$   $I_a = 0$  No requiere atiesador de intermedio.  
 $b = W$  Ancho efectivo igual ancho total del patín.  
 $A_s = A'_s$  Área reducida igual al Área efectiva del atiesador

b.2) CASO II:  $S < \frac{b_o}{t} < 3S$   $I_a = t^4 \left[ \left( 50 \frac{(b_o/t)}{S} \right) - 50 \right]$   
 $K = 3 \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^{1/2} + 1 \leq 4$   
 $A_s = A'_s \left( \frac{I_s}{I_a} \right) \leq A'_s$

SOLO PARA CASOS II Y III, EL CASO I NO NECESITA ATIESADOR

$3S = 110.64$   
 $S = 36.88$   
 $b_o / t = 12.50$

b.3) CASO III:  $\frac{b_o}{t} \geq 3S$   $I_a = t^4 \left[ \left( 128 \frac{(b_o/t)}{S} \right) - 128 \right]$   
 $K = 3 \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^{1/3} + 1 \leq 4$   
 $A_s = A'_s \left( \frac{I_s}{I_a} \right) \leq A'_s$

b.4) Se trata del CASO I:  $K = 4.00$   $l_a = \text{CASO I}$   $l_s = \text{CASO I}$

c) Factor de Esbeltez del Ala o Patín ( $\lambda$ ):  $\lambda = \left(\frac{1.052}{\sqrt{K}}\right) \left(\frac{H_2}{t}\right) \sqrt{\frac{f}{E}}$   $\lambda = 0.23$

$\lambda = 0.23 < 0.673$  El ancho W es totalmente efectivo

d) Factor de Reducción del Ala o Patín ( $\rho$ ):  $\rho = \frac{(1 - \frac{0.22}{\lambda})}{\lambda}$   $\rho = 1.00$   $\rho = 100.00\%$

e) Ancho Efectivo del Ala o Patín ( $b$ ):  $b = \rho W$   $b = 75.00 \text{ mm}$   $b = 7.50 \text{ cm}$

02.- Cálculo del Eje Neutro respecto al eje Y ( Asumiendo que el Alma atiesada es totalmente efectiva ):

CALCULO DEL EJE NEUTRO ( ASUMIENDO QUE EL EJE NEUTRO ESTA EN ZONA DE TENSION )						
	Cant	L	x	Lx	Lx^2	Iyy
Circular Superior	02	14.14 mm	6.27 mm	177.23 mm <sup>2</sup>	1,110.71 mm <sup>3</sup>	217.24 mm <sup>3</sup>
Alma H1 Superior	02	15.00 mm	3.00 mm	90.00 mm <sup>2</sup>	270.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Atiesador Superior	03	164.81 mm	29.77 mm	14,721.12 mm <sup>2</sup>	438,293.66 mm <sup>3</sup>	566,685.53 mm <sup>3</sup>
Alma H2 Superior	02	75.00 mm	3.00 mm	450.00 mm <sup>2</sup>	1,350.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Patín Superior	02	76.00 mm	50.00 mm	7,600.00 mm <sup>2</sup>	380,000.00 mm <sup>3</sup>	73,162.67 mm <sup>3</sup>
Atiesador Central	02	104.27 mm	100.00 mm	20,854.87 mm <sup>2</sup>	2,085,486.68 mm <sup>3</sup>	99,256.75 mm <sup>3</sup>
Patín Inferior	02	76.00 mm	150.00 mm	22,800.00 mm <sup>2</sup>	3,420,000.00 mm <sup>3</sup>	73,162.67 mm <sup>3</sup>
Circular Inferior	02	14.14 mm	193.73 mm	5,478.77 mm <sup>2</sup>	1,061,418.40 mm <sup>3</sup>	217.24 mm <sup>3</sup>
Alma H1 Inferior	02	15.00 mm	197.00 mm	5,910.00 mm <sup>2</sup>	1,164,270.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Atiesador Inferior	03	164.81 mm	170.23 mm	84,167.49 mm <sup>2</sup>	14,327,567.63 mm <sup>3</sup>	566,685.53 mm <sup>3</sup>
Alma H2 Inferior	02	75.00 mm	197.00 mm	29,550.00 mm <sup>2</sup>	5,821,350.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
$\Sigma =$		1917.99 mm	100.00 mm	191,799.47 mm <sup>2</sup>	28,701,117.08 mm <sup>3</sup>	1,379,387.63 mm <sup>3</sup>
$\dot{x} \geq \frac{B}{2}$		100.00 mm	$\geq$	100.00 mm	¡¡ OK !!	
OBS.: Asumiento que la Zona del Alma es totalmente efectiva (demostraremos a continuación la veracidad).						

03.- Cálculo de Esfuerzos f<sub>1</sub>, f<sub>2</sub>, f<sub>3</sub> y f<sub>4</sub>:

f<sub>1</sub> = 2,226.40 Kg/cm<sup>2</sup>  
 f<sub>2</sub> = 303.60 Kg/cm<sup>2</sup>  
 f<sub>3</sub> = -303.60 Kg/cm<sup>2</sup>  
 f<sub>4</sub> = -2,226.40 Kg/cm<sup>2</sup>

04.- Análisis del Subelemento W:

a) Cálculo de  $\psi$  y  $K$ .  $\psi = \frac{f_2}{f_1}$   $\psi = -1$   $K = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi)$   $K = 24.000$

b) Cálculo del ancho efectivo ( $b_e$ ) del Alma.

b.1)  $\frac{W}{t} = \frac{76.00}{6.00} = 12.67 < 200$  **¡¡ OK !!**

b.2) Factor de Esbeltez del Alma ( $\lambda$ ):

$\lambda = \left(\frac{1.052}{\sqrt{K}}\right) \left(\frac{W}{t}\right) \sqrt{\frac{f}{E}}$   $\lambda = 0.017 < 0.673$  **La altura W es totalmente efectiva**

$b_e = W = 76.00$  mm

b.3) Anchos efectivos relativos en Zona a Compresión ( $b_1$ ) y ( $b_2$ ):

$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \psi)}$   $Si \ \psi \leq -0.236$   $b_2 = \frac{b_e}{2}$   $b_1 = 19.00$  mm  
 $Si \ \psi > -0.236$   $b_2 = b_e - b_1$   $b_2 = 38.00$  mm

b.4) Ancho efectivo en Zona a Compresión ( $b_1 + b_2$ ):

$b_1 + b_2 = 57.00$  mm **La porción del alma a Compresión es 100% efectiva**

PROPIEDADES GEOMETRICAS CON RESPECTO AL EJE "Y"						
	Cant	L	x	Lx	Lx <sup>2</sup>	lyy
Circular Superior	02	14.14 mm	6.27 mm	177.23 mm <sup>2</sup>	1,110.71 mm <sup>3</sup>	217.24 mm <sup>3</sup>
Alma H1 Superior	02	15.00 mm	3.00 mm	90.00 mm <sup>2</sup>	270.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Atiesador Superior	03	164.81 mm	29.77 mm	14,721.12 mm <sup>2</sup>	438,293.66 mm <sup>3</sup>	566,685.53 mm <sup>3</sup>
Alma H2 Superior	02	75.00 mm	3.00 mm	450.00 mm <sup>2</sup>	1,350.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Patin Superior	02	57.00 mm	40.50 mm	4,617.00 mm <sup>2</sup>	186,988.50 mm <sup>3</sup>	30,865.50 mm <sup>3</sup>
Atiesador Central	02	104.27 mm	100.00 mm	20,854.87 mm <sup>2</sup>	2,085,486.68 mm <sup>3</sup>	99,256.75 mm <sup>3</sup>
Patin Inferior	02	76.00 mm	150.00 mm	22,800.00 mm <sup>2</sup>	3,420,000.00 mm <sup>3</sup>	73,162.67 mm <sup>3</sup>
Circular Inferior	02	14.14 mm	193.73 mm	5,478.77 mm <sup>2</sup>	1,061,418.40 mm <sup>3</sup>	217.24 mm <sup>3</sup>
Alma H1 Inferior	02	15.00 mm	197.00 mm	5,910.00 mm <sup>2</sup>	1,164,270.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
Atiesador Inferior	03	164.81 mm	170.23 mm	84,167.49 mm <sup>2</sup>	14,327,567.63 mm <sup>3</sup>	31,132,632.82 mm <sup>3</sup>
Alma H2 Inferior	02	75.00 mm	197.00 mm	29,550.00 mm <sup>2</sup>	5,821,350.00 mm <sup>3</sup>	0.00 mm <sup>3</sup>
<b>ASUMIENDO</b>	$\Sigma =$	<b>1879.99 mm</b>	<b>100.43 mm</b>	<b>188,816.47 mm<sup>2</sup></b>	<b>28,508,105.58 mm<sup>3</sup></b>	<b>31,903,037.75 mm<sup>3</sup></b>
$\hat{x} \geq \frac{B}{2}$		<b>100.43 mm</b>	<b><math>\geq</math></b>	<b>0.00 mm</b>	<b>¡¡ OK !!</b>	
		<b>OBS.: Asumiento que la Zona del Alma es totalmente efectiva (demostraremos a continuación la veracidad).</b>				

06.- Cálculo del Momento de Inercia Lineal ( $I_y$ ) del Perfil:

a) Cálculo del Momento de Inercia Lineal ( $I_y$ ) del Perfil.  $I'_y = \Sigma I_{yy} + \Sigma Lx^2 - x^2 \Sigma L$   $I'_x = 41,447,441.57$  mm<sup>4</sup>

b) Cálculo del Momento de Inercia Total ( $I_x$ ) del Perfil.  $I_y = I'_y \cdot t$   $I_y = 248,684,649.41$  mm<sup>4</sup>  $I_x = 24,868.46$  cm<sup>4</sup>

c) Cálculo del Módulo de Sección Elástico ( $S_{ex}$ ) del Perfil.  $S_{ey} = \frac{I_y}{\hat{x}}$   $S_{ey} = 2,476,086.03$  mm<sup>3</sup>  $S_{ey} = 2,476.086$  cm<sup>3</sup>

d) Cálculo del Momento Nominal ( $M_{ny}$ ) del Perfil con respecto al eje "Y".  $M_{ny} = F_y \cdot S_{ey}$   $M_{ny} = 6,264,497.58$  Kg-cm

**$M_{ny} = 6,264,497.58$  Kg-cm**  **$M_{ny} = 62,644.98$  Kg-m**

e) Método ASD:  $M_{ay} = \frac{M_{ny}}{\Omega_b}$   $\Omega_b = 1.67$

**$M_{ay} = 3,751,196.16$  Kg-cm**  **$M_{ay} = 37,511.96$  Kg-m**

Solo como referencia, no se hará diseño con ASD.

f) Método LRFD:  $M_{uy} = \phi_b \cdot M_{ny}$   $\phi_b = 0.90$

**$M_{uy} = 5,638,047.82$  Kg-cm**  **$M_{uy} = 56,380.48$  Kg-m**

## 2C.- CALCULO DE CAPACIDAD NOMINAL A CORTE

I.- Verificación del Perfil respecto al eje X:

01.- Cálculo del Coeficiente de Corte ( $K_v$ ) para Almas Reforzadas o Atesadas del Perfil:

$$\text{Si } \frac{a}{h} \leq 1.00 \quad K_v = 4.00 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \text{Si } \frac{a}{h} > 1.00 \quad K_v = 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

Sub elemento	Cant	a	h	$K_v$
Alma W	04	76.00 mm	200.00 mm	40.98

Donde:

a = Longitud del alma a corte no reforzada.

h = Profundidad de la parte plana del alma.

02.- Cálculo del Esfuerzo Nominal de Corte ( $F_v$ ) para Almas Reforzadas o Atesadas del Perfil:

- a) Para  $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}}$   $F_v = 0.60 F_y$
- b) Para  $\sqrt{\frac{E K_v}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.51 \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}}$   $F_v = \frac{0.60 \sqrt{E K_v F_y}}{(h/t)}$
- c) Para  $\frac{h}{t} > 1.51 \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}}$   $F_v = \frac{\pi^2 E K_v}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} = 0.904 \frac{E K_v}{(h/t)^2}$
- d) Para nuestro caso tenemos:

Sub elemento	Cant	h	t	$K_v$	h/t	$\sqrt{\frac{E K_v}{F_y}}$	$1.51 \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}}$	Fv (Kg/cm2)	Vnx (Kg)
Alma W	04	200.00 mm	6.00 mm	40.98	33.33	184.43	278.49 mm2	1,518.00	72,864.00

03.- Cálculo del Esfuerzo Nominal de Corte ( $F_v$ ) para el Perfil:

$$\boxed{V_{nx} = 72,864.00 \text{ Kg} \quad V_{nx} = 72.86 \text{ Tn}}$$

- e) Método ASD:  $V_{ax} = \frac{V_{nx}}{\Omega_v}$   $\Omega_v = 1.67$

$$\boxed{V_{ax} = 43,631.14 \text{ Kg} \quad V_{ax} = 43.63 \text{ Tn}}$$

Solo como referencia, no se hará diseño con ASD.

- f) Método LRFD:  $V_{ux} = \phi_v \cdot V_{nx}$   $\phi_v = 0.90$

$$\boxed{V_{ux} = 65,577.60 \text{ Kg} \quad V_{ux} = 65.58 \text{ Tn}}$$

II.- Verificación del Perfil respecto al eje Y:

01.- Cálculo del Coeficiente de Corte ( $K_v$ ) para Almas Reforzadas o Atesadas del Perfil:

$$\text{Si } \frac{a}{h} \leq 1.00 \quad K_v = 4.00 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \text{Si } \frac{a}{h} > 1.00 \quad K_v = 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

Sub elemento	Cant	a	h	$K_v$
Alma H1 Superior	04	15.00 mm	570.00 mm	7,714.96
Alma H2 Superior	04	75.00 mm	570.00 mm	312.44

Donde:

a = Longitud del alma a corte no reforzada.

h = Profundidad de la parte plana del alma.

02.- Cálculo del Esfuerzo Nominal de Corte ( $F_v$ ) para Almas Reforzadas o Atesadas del Perfil:

- a) Para  $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}}$   $F_v = 0.60 F_y$
- b) Para  $\sqrt{\frac{E K_v}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.51 \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}}$   $F_v = \frac{0.60 \sqrt{E K_v F_y}}{(h/t)}$
- c) Para  $\frac{h}{t} > 1.51 \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}}$   $F_v = \frac{\pi^2 E K_v}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} = 0.904 \frac{E K_v}{(h/t)^2}$

d) Para nuestro caso tenemos:

Sub elemento	Cant	h	t	Kv	h/t	$\sqrt{E K_v / F_y}$	$1.51 \sqrt{E K_v / F_y}$	Fv (Kg/cm2)	Vny (Kg)
Alma H1 Superior	04	570.00 mm	6.00 mm	7,714.96	95.00	2,530.56	3,821.14 mm2	1,518.00	207,662.40
Alma H2 Superior	04	570.00 mm	6.00 mm	312.44	95.00	509.25	768.97 mm2	1,518.00	207,662.40
<b><math>\Sigma =</math></b>								<b>415,324.80</b>	

03.- Cálculo del Esfuerzo Nominal de Corte (  $F_v$  ) para el Perfil:

$$V_{ny} = 415,324.80 \text{ Kg} \quad V_{ny} = 415.32 \text{ Tn}$$

e) Método ASD:  $V_{ay} = \frac{V_{ny}}{\Omega_v}$   $\Omega_v = 1.67$

$$V_{ay} = 248,697.49 \text{ Kg} \quad V_{ay} = 248.70 \text{ Tn}$$

Solo como referencia, no se hará diseño con ASD.

f) Método LRFD:  $V_{uy} = \phi_v \cdot V_{ny}$   $\phi_v = 0.90$

$$V_{uy} = 373,792.32 \text{ Kg} \quad V_{uy} = 373.79 \text{ Tn}$$

## 2D.- RESUMEN DEL PERFIL TIPO CAJON CON ATIESADORES INTERMEDIOS

I) Resistencias Nominales del Perfil:

01)	Pnc = 191,674.34 Kg	Pnt = 291,151.59 Kg
02)	Mnx = 40,208.73 Kg-m	Mny = 62,644.98 Kg-m
03)	Vnx = 72,864.00 Kg	Vny = 415,324.80 Kg

II) Resistencias Requeridas Factorizadas del Perfil (del SAP 2000 v.15):

01)	<b>Pu = 10,011.37 Kg</b>	
02)	<b>Mux = 17,479.77 Kg-m</b>	<b>Muy = 91.47 Kg-m</b>
03)	<b>Vux = 87.09 Kg</b>	<b>Vuy = 17,547.24 Kg</b>

III) Cálculo de Ratio para Fuerzas Axiales:

$$\frac{P_u}{0.85P_{nc} + 0.90P_{nt}} \leq 0.024 \quad \text{De la Herramienta de Apoyo - SAP 2000.}$$

$$\text{Pratio} = 0.024$$

ii OK !!

IV) Cálculo de Ratio para Momento respecto a Eje Mayor:

$$\frac{M_{ux}}{0.90M_{nx}} \leq 0.485 \quad \text{De la Herramienta de Apoyo - SAP 2000.}$$

$$\text{Mmajor ratio} = 0.483$$

ii OK !!

V) Cálculo de Ratio para Momento respecto a Eje Menor:

$$\frac{M_{uy}}{0.90M_{ny}} \leq 0.002 \quad \text{De la Herramienta de Apoyo - SAP 2000.}$$

$$\text{Mminor ratio} = 0.002$$

ii OK !!

V) Tenemos para el Diseño por Flexocompresión de los ítem III y IV:

$$\frac{P_u}{0.85P_{nc} + 0.90P_{nt}} + \frac{M_{ux}}{0.90M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{0.90M_{ny}} \leq 0.511 \quad \text{De la Herramienta de Apoyo - SAP 2000.}$$

$$0.024 + 0.483 + 0.002 \leq 0.511$$

$$0.509 \leq 0.511$$

ii OK !!

VI) Tenemos para el Diseño por Corte, comparado con la Herramienta de Apoyo - SAP 2000:

$$\text{Diseño por Corte en Eje Mayor ( Major Shear ):} \quad \frac{V_{uy}}{0.90V_{ny}} \leq 0.077 \quad \text{De la Herramienta de Apoyo - SAP 2000.}$$

$$0.047 \leq 0.077$$

ii OK !!

$$\text{Diseño por Corte en Eje Menor ( Minor Shear ):} \quad \frac{V_{ux}}{0.90V_{nx}} \leq 0.002 \quad \text{De la Herramienta de Apoyo - SAP 2000.}$$

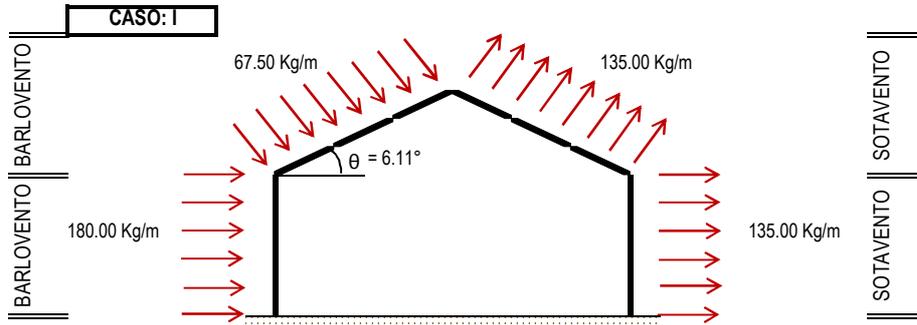
$$0.001 \leq 0.002$$

ii OK !!

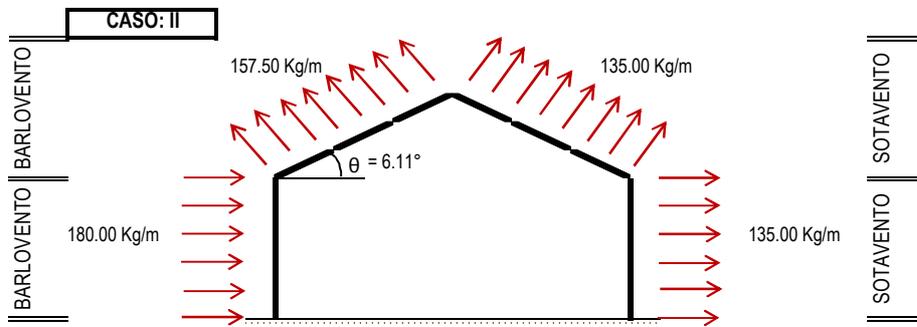
### 3.- CARGAS POR VIENTO

01.- Velocidad de Diseño.  $V_h = V \cdot \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$  Ingresar: V = 75.00 Km/h  $V_h = 70.71$  Km/h

02.- Carga Exterior del Viento.  $P_h = 0.005 C V_h^2$



CARGAS APLICADAS EN CORREAS	
16.20 Kg/m	32.40 Kg/m
CARGAS APLICADAS POR M2 ( Ph )	
7.50 Kg/m2	15.00 Kg/m2



CARGAS APLICADAS EN CORREAS	
37.80 Kg/m	32.40 Kg/m
CARGAS APLICADAS POR M2 ( Ph )	
17.50 Kg/m2	15.00 Kg/m2

FACTORES DE FORMA ( C ) TABLA 3.7.4 Norma Técnica E.020 - CARGAS		
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+ 0.80	- 0.60
Superficies inclinadas a 15° o menos	+ 0.30	- 0.60
	- 0.70	
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+ 0.70	- 0.60
	- 0.30	
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+ 0.80	- 0.60

\* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

## 4A.- CARGAS POR SISMO - ANALISIS ESTATICO

01.- Según Norma Técnica E.030 - DISEÑO SISMO RESISTENTE.

SELECCIONE OPCION	
Zona	3: Costa
Categoría	B: Importantes
Tipo de suelo	2: Intermedio
Sistema estructural X	1: (Acero) Pórticos dúctiles
Sistema estructural Y	3: (Acero) Arriostres en Cruz
Regularidad	R: Regular
Element. Resistentes	1: Sólo pórticos

Factor
Z = 0.40
U = 1.30
S = 1.20
Rx = 9.50
Ry = 6.00
Ri = 1.00
Ct = 35
TP = 0.60

Zona	Z	Sistema Estructural	R
1: Selva	0.15	1: (Acero) Pórticos dúctiles	9.5
2: Sierra	0.30	2: (Acero) Arriostres Excéntricos	6.5
3: Costa	0.40	3: (Acero) Arriostres en Cruz	6
Categoría	U	% S/C	
A: Esenciales	1.50	50%	5: (Concreto) Dual
B: Importantes	1.30	50%	6: (Concreto) de Muros Estructurales
C: Comunes	1.00	25%	7: (Concreto) Muros de Ductilidad Lir
Tipo de sue	TP	S	
1: Roca o mu	0.4	1	8: (Albañilería) Armada o Confinada
2: Intermedio	0.6	1.2	9: (Madera) Esfuerzos Admisibles
3: Flexible	0.9	1.4	Elementos Resistentes
Regularidad	Ri		Ct
I: Irregular	0.75		1: Sólo pórticos
R: Regular	1.00		2: Pórticos más ascensor
			3: Albañilería y sólo muros

02.- Ingrese Masa del Pórtico ( P ).

Peso Muerto:	46,458.69 Kg
Peso por Sobrecarga:	17,512.20 Kg
<b>P</b>	<b>P = 63,970.89 Kg</b>

03.- Fuerza Cortante en la Base.

03.01. Cálculo del Período Fundamental ( T ):  $T = \frac{h_n}{C_T}$     T = 0.19 s    Para edificaciones según norma E.030, no aplica para nuestro caso.

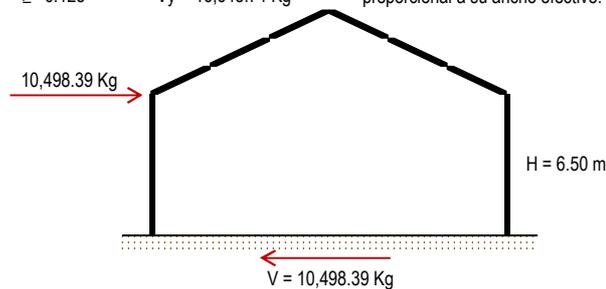
Tx = 0.3825 segundos  
Ty = 0.3570 segundos

**OBSERVACION:** El período fundamental se tomó como el 0.85 del valor obtenido en el análisis seudodinámico.

03.02. Cálculo del Factor de Amplificación Sísmica ( C ):  $C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$     C ≤ 2.5  
Cx ≤ 3.92    →    Cx = 2.50  
Cy ≤ 4.20    →    Cy = 2.50

03.03. Cálculo de la Fuerza Cortante ( V ):  $V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$

En X: Cx / Rx = 0.263 ≥ 0.125    Vx = 10,498.39 Kg    Cortante Basal Total en eje X e Y, que se distribuirá en los pórticos proporcional a su ancho efectivo.  
En Y: Cy / Ry = 0.417 ≥ 0.125    Vy = 16,645.74 Kg



03.04. Cálculo de Cortante Basal en Superestructura:

Nº	Nudo	F3 (KG)
01	1	1,486
02	4	1,486
03	7	3,460
04	10	3,460
05	13	3,397
06	16	3,397
07	19	3,403
08	22	3,403
09	25	3,397
10	28	3,397
11	31	3,460
12	34	3,460
13	37	1,487
14	40	1,488
15	350	1,005
16	351	1,005
17	353	949
18	355	1,101
19	357	1,094
20	359	1,124

P = 46,458.69 Kg  
S/C = 17,512.20 Kg  
Σ = 63,970.89 Kg

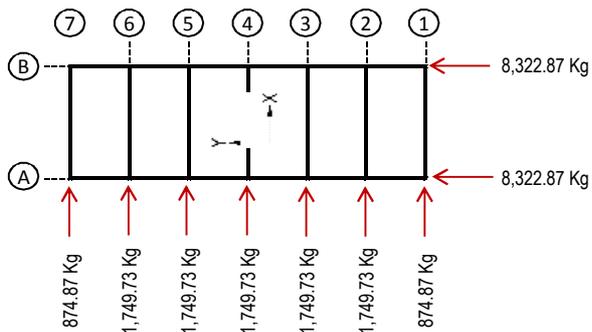
Ratio = 40.02 Kg/m<sup>2</sup>

a) Cortante Basal en Total X: Vx = 10,498.39 Kg

a.1) Aplicada a Pórticos: Ex' = 874.87 Kg    Pórticos Extremos  
Ex'' = 1,749.73 Kg    Pórticos Centrales

b) Cortante Basal en Total Y: Vy = 16,645.74 Kg

b.1) Aplicada a Pórticos: Ey = 8,322.87 Kg



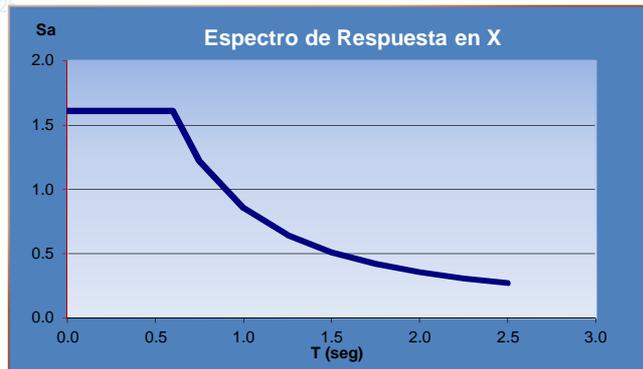
## 4B.- CARGAS POR SISMO - ANALISIS DINAMICO

04.-Cálculo del Espectro de Respuesta para el Eje X.

$$S_a = S_{UZC}/R * g$$

Tp Límite: 2.50 Seg      Intervalo: 0.25

T	Sa	C	Cs
0.00	1.6109	2.50	0.16
0.60	1.6109	2.50	0.16
0.75	1.2188	1.89	0.12
1.00	0.8507	1.32	0.09
1.25	0.6436	1.00	0.07
1.50	0.5124	0.80	0.05
1.75	0.4226	0.66	0.04
2.00	0.3577	0.56	0.04
2.25	0.3087	0.48	0.03
2.50	0.2706	0.42	0.03
2.50	0.2706039	0.42	0.03



04.-Cálculo del Espectro de Respuesta para el Eje Y.

$$S_a = S_{UZC}/R * g$$

Tp Límite: 2.50 Seg      Intervalo: 0.25

T	Sa	C	Cs
0.00	2.5506	2.50	0.26
0.60	2.5506	2.50	0.26
0.75	1.9298	1.89	0.20
1.00	1.3469	1.32	0.14
1.25	1.0190	1.00	0.10
1.50	0.8114	0.80	0.08
1.75	0.6692	0.66	0.07
2.00	0.5663	0.56	0.06
2.25	0.4888	0.48	0.05
2.50	0.4285	0.42	0.04
2.50	0.42845618	0.42	0.043675

