

**UCLV**  
Universidad Central  
"Marta Abreu" de Las Villas



**FC**  
Facultad de  
Construcciones

**Departamento de Ingeniería Civil**

## **TRABAJO DE DIPLOMA**

**Título del trabajo:** Análisis comparativo de pórticos de acero de medianas y grandes luces con diferentes condiciones de apoyo.

**Autor:** Victor Manuel Machado Noy

**Tutor:** Dr. Ing. Santiago Venancio Sánchez Pérez.

**Cotutor:** Ing. Jose Luis Llanes Araujo.

**Santa Clara Junio 2018**

Copyright©UCLV

**Pensamiento**

*“La sabiduría es el poder de conocer y transformar”*

*Paulo Coelho*

**Dedicatoria**

*A mis padres por ser los protagonistas de mi profesión y de mi vida en general,  
les debo todo lo que tengo y todo lo que soy capaz.*

*A mi hermana por ser mi mejor amiga, haber confiado en mí cuando más lo  
necesité y por ser el ejemplo que guía mi vida.*

*A mi amigo incondicional desde hace mucho tiempo Adrián (el flaco), quien en  
estos momentos está pasando por una situación de la vida que espero pueda  
superar ileso.*

**Agradecimientos**

*A mis padres por todo su apoyo, sacrificio y confianza en mí.*

*A mis amigos incondicionales Onay, Julio, Mario, Alejandro y Javier, quienes han estado conmigo en este barco en las buenas y en las malas.*

*A mi novia que quiero mucho por haber estado a mi lado de forma incondicional y haberme dedicado cada segundo posible de su tiempo.*

*A mis tutores por haberme facilitado la fabricación de este trabajo de diploma.*

*A todos los profesores de la facultad que contribuyeron a mi formación como ingeniero.*

## **Resumen**

En la presente investigación se realizará el análisis y diseño de pórticos de grandes luces mediante la modelación en el software profesional StaadPro.V8i con la finalidad de realizar un estudio comparativo de los resultados. Los pórticos objeto de estudio serán articulados en el centro del claro y con diferentes condiciones de apoyo para determinar la influencia, en el diseño de los elementos que confeccionan los pórticos, de la variación de sus dimensiones y condiciones de los vínculos entre los elementos y apoyos. Se analizará como varían los desplazamientos en las uniones principales de los pórticos para luces de 24 m, 30 m y 36 m con alturas de 8.4 m, 9.6 m y 10.8 m. También se realizará un estudio sobre el comportamiento de las cimentaciones de las estructuras para determinar qué solución es más factible para este tipo de edificación.

**Abstract**

In the present investigation, the analysis and design of large span gantries will be carried out by modeling in the professional software StaadPro.V8i in order to carry out a comparative study of the results. The porticos studied will be articulated in the center of the clearing and with different support conditions to determine the influence, in the design of the elements that make the porticos, of the variation of its dimensions and conditions of the links between the elements and supports. . It will be analyzed how the displacements vary in the main joints of the frames for 24 m, 30 m and 36 m lights with heights of 8.4 m, 9.6 m and 10.8 m. There will also be a study on the behavior of the foundations of the structures to determine which solution is more feasible for this type of building.

## **Introducción**

Las construcciones ejecutadas con estructuras metálicas permiten luces mayores, especialmente interesantes para locales comerciales, industrias, donde se requieran edificios sin pilares intermedios, así como para edificios de grandes alturas, sin pilares excesivamente gruesos, evitando ocupar espacios importantes.

El estudio de los pórticos de acero es una necesidad inminente en la construcción hoy en día, el pórtico no es más que un conjunto de elementos unidos de forma tal que no se vea afectada su resistencia y complejidad bajo la acción de cargas y acción del medio ambiente.

El acero es moderno, contemporáneo y es un material que ofrece infinitas posibilidades. Se ha utilizado durante siglos porque tiene diferentes aplicaciones y sus excelentes características constructivas y funcionales hacen que arquitectos, ingenieros e inversores recurran a él con entusiasmo. Es apto para edificios industriales y de representación, y se utiliza mucho en proyectos en los que el diseño debe sufrir constantes modificaciones.

Los pórticos de acero estructural tienen grandes ventajas debido a la utilización de este metal tan útil en el campo de la construcción. Entre estas ventajas se encuentran la alta resistencia del material, lo que trae consigo que los elementos que formarán la estructura en cualquier construcción podrán ser de una sección transversal mucho menor que en el caso del hormigón, ocupando, por lo tanto, menos espacio, además de la uniformidad, la homogeneidad del material, la posibilidad de ser reformada de forma relativamente fácil y la rapidez de montaje, entre otras. Así como tiene ventajas también tiene sus desventajas entre las que se encuentran la corrosión del material, el pandeo, el costo económico, la necesidad de una mano de obra más especializada y la problemática en caso de incendios.

En la actualidad existe una gran variedad de software profesional que te permite la modelación de diversos problemas ingenieriles. Los softwares relacionados

con esta investigación están diseñados para el análisis de estructuras de materiales como el concreto, la madera, el aluminio, y el diseño de acero estampado en frío de virtualmente cualquier estructura incluyendo alcantarillas, plantas petroquímicas, túneles, puentes, pilas, y mucho más con su ambiente de modelado flexible, características avanzadas, y colaboración fluida de los datos. STAAD.Pro V8i permite que los ingenieros estructurales analicen y diseñen virtualmente cualquier tipo de estructura, en particular para el caso de los pórticos de acero, es importante analizar la variación de sus luces, sus alturas y sus condiciones de apoyos en los distintos extremos para determinar las mejores condiciones para lograr pórticos con mejor comportamiento estructural y más racionales.

En la actualidad las Estructuras Metálicas constituyen un sistema constructivo muy difundido en varios países al poseer una gran capacidad resistente por el empleo de acero, lo que le confiere la posibilidad de lograr soluciones de gran envergadura, como cubrir grandes luces y soportar cargas importantes reduciendo considerablemente el peso de la estructura.

### **Problema científico**

¿Será posible definir con acierto las dimensiones de los elementos estructurales y condiciones de apoyos de los pórticos de acero con grandes luces, mediante la utilización de una herramienta computacional, para llegar a entender su funcionamiento estructural y disposición, las solicitaciones que le llegan y el material utilizado, con el fin de elegir los detalles y disposiciones constructivas más adecuadas?

### **Objeto de estudio**

Comportamiento de pórticos de acero de grandes luces articulados en el centro de la luz y con diferentes condiciones de apoyo sometidos a diferentes estados y combinaciones de carga.

## **Campo de acción**

Análisis y diseño según las especificaciones de diseño de la **AISC – LRFD**, de los diferentes elementos estructurales (cimientos, columnas, y vigas) que conforman los pórticos de acero de grandes dimensiones, cuando estos están empotrados en la base con articulación en la unión superior o cuando están triarticulados, y se encuentran sometidos a diferentes estados y combinaciones de cargas, mediante el empleo del software profesional **STAAD. Pro V8i**.

## **Hipótesis**

Completada la definición de las diferentes dimensiones, las uniones o vínculos idóneos entre los elementos estructurales y los apoyos de pórticos de grandes luces, (confeccionado en el software STAAD.Pro V8i.), se facilitará y agilizará el trabajo de los estudiantes y profesionales dedicados al análisis y diseño estructural de dichos pórticos, permitiendo su racional y rápida ejecución, con un menor costo en la construcción de naves de grandes luces.

## **Objetivo general**

La modelación geométrica, el análisis (la obtención de la respuesta de la estructura en términos de esfuerzos y de desplazamientos) y el diseño estructural, según las especificaciones **AISC –LRFD**, de pórticos de acero de medianas y grandes dimensiones articulados en el centro del claro y con diferentes condiciones de apoyos, mediante el uso del software profesional **STAAD. Pro V8i**.

## **Objetivos específicos**

1. Analizar el estado actual del conocimiento sobre la modelación de pórticos de acero para determinar las tendencias investigativas vigentes.
2. Seleccionar la herramienta computacional a utilizar.

3. Realizar una revisión bibliográfica sobre los diferentes modelos geométricos (esquemas de análisis) empleados en pórticos de acero de grandes luces.
4. Modelar los pórticos de acero para las naves utilizando la herramienta computacional.
5. Analizar la influencia de la variación de las dimensiones (*la altura (H)* y *la luz (L)*) en el análisis, y en el diseño de los elementos estructurales, en pórticos de acero articulados en el centro del claro y con diferentes condiciones de apoyos, mediante el software profesional seleccionado.
6. Obtener diseños más racionales para la construcción de una nave estructural de acero.

### **Tareas científicas**

1. Seleccionar y consultar la bibliografía para realizar un estudio profundo sobre los diferentes enfoques y formas de trabajo de pórticos de acero de grandes luces con diferentes condiciones de apoyo, y su construcción en suelos con distintas propiedades o características.
2. Fundamentar los criterios de selección de la herramienta computacional a utilizar.
3. Definir los parámetros fundamentales de modelación como: el material, la geometría, condiciones de uniones o vínculos entre vigas y apoyos, condiciones de carga.
4. Realizar un estudio del enfoque y de la forma de trabajo del código o la norma objeto de estudio (***AISC –LRFD***), para acometer el análisis y el diseño de los elementos estructurales en pórticos de acero de grandes luces, con diferentes condiciones de vínculo entre sus elementos y distintas condiciones de apoyos.
5. Corrida de los modelos confeccionados.
6. A partir de los resultados de las corridas con el software profesional de los pórticos de acero objeto de estudio:

- Determinar la influencia de la variación de las dimensiones globales de la edificación (*la altura (H) y la luz (L)*) en el análisis, y en el diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas y cimientos).
- Realizar una comparación de los resultados del análisis y diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas y cimientos), cuando el análisis se realiza a través de un método lineal elástico, y cuando el análisis se realiza a través de un método no lineal geométrico (efecto P vs  $\Delta$ ).
- Realizar una comparación de los resultados del diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas y cimientos) cuando el análisis se realiza: sin interacción suelo estructura.

### **Novedad científica**

La obtención de modelos geométricos para pórticos de acero articulados en el centro del claro y con diferentes condiciones de apoyo, sometidos a diferentes estados y combinaciones de carga (incluida la carga sísmica) con la utilización del software STAAD.Pro V8i para analizar y diseñar dichos pórticos.

### **Aportes de la investigación**

#### *Científico*

La utilización del software STAAD.Pro V8i para realizar el análisis comparativo en pórticos de acero de grandes luces articulados en el centro del claro y con diferentes condiciones de apoyo.

#### *Metodológico*

Basado en la bibliografía existente se resumen las características más generales para el análisis y diseño de pórticos de acero con grandes luces articulados en el centro del claro y con diferentes condiciones de apoyo.

#### *Práctico*

Este trabajo tiene como valor práctico la obtención de las dimensiones y condiciones de apoyos idóneos para los pórticos de acero de grandes luces. Es de gran valor principalmente para los ingenieros civiles (graduados o estudiantes) lograr experiencia en el análisis y diseño de estos pórticos, además de una mejor comprensión del funcionamiento de los mismos para lograr una proyección más eficaz en la práctica.

### **Estructura del Trabajo**

- Título.
- Resumen.
- Introducción.
- Desarrollo.

Capítulo I: Revisión bibliográfica y estudio de antecedentes.

Capítulo II: Confección de los modelos geométricos objeto de estudio.

Capítulo III: Análisis de los resultados.

- Conclusiones.
- Recomendaciones.
- Bibliografía.

**Índice**

<b>Pensamiento</b> .....	I
<b>Dedicatoria</b> .....	II
<b>Agradecimientos</b> .....	III
<b>Resumen</b> .....	IV
<b>Abstract</b> .....	V
<b>Introducción</b> .....	VI
<b>Capítulo I. Revisión bibliográfica y estudio de antecedentes</b> .....	1
<b>1.1. Introducción</b> .....	1
1.1.1. Surgimiento de los primeros pórticos.....	1
1.1.2. Tipos de edificaciones donde se emplearon los primeros pórticos de medianas y grandes luces.....	2
<b>1.2. Utilidad en la actualidad</b> .....	3
1.2.1. Pórticos más utilizados en la actualidad.....	3
<b>1.3. Estructuras metálicas</b> .....	4
2.2.1. Ventajas de las estructuras metálicas.....	4
2.2.2. Desventajas de las estructuras metálicas.....	5
2.2.3. Acero.....	6
<b>1.4. Naves industriales</b> .....	7
2.2.1. Tipologías estructurales.....	10
2.2.2. Tipos de pórticos.....	11
1.4.2.1. Pórticos triarticulados.....	13
1.4.2.2. Pórticos articulados en el centro del claro y empotrados en las bases.	14
2.2.3. Comparación de los pórticos según sus apoyos.....	14
2.2.4. Elementos estructurales.....	16
<b>1.5. Uniones</b> .....	21
<b>1.6. Estudio geotécnico</b> .....	23
<b>1.7. Solicitaciones actuantes</b> .....	24
2.2.1. Carga permanente.....	24
2.2.2. Carga temporal.....	25
2.2.3. Carga de viento.....	25
2.2.4. Carga de sismo.....	26
<b>1.8. Diseño estructural</b> .....	27
2.2.1. Diseño por el Método LRFD.....	27

<b>1.9. Software profesional .....</b>	<b>28</b>
2.2.1. Staad Pro.V8i .....	28
2.2.2. Mathcad .....	30
<b>1.10. Conclusiones parciales .....</b>	<b>30</b>
<b>Capítulo II. Confección de los modelos geométricos objeto de estudio. ....</b>	<b>32</b>
<b>2.1. Metodología .....</b>	<b>32</b>
<b>2.2. Cálculo de las solicitaciones .....</b>	<b>34</b>
2.2.1. Carga Permanente (CD).....	35
2.2.2. Carga de Uso (CL) .....	36
2.2.3. Carga de Viento (CW).....	36
2.2.4. Carga de sismo (CE).....	39
2.2.5. Combinaciones de carga.....	41
<b>2.3. Perfiles utilizados para el prediseño.....</b>	<b>41</b>
<b>2.4. Cimentación.....</b>	<b>43</b>
<b>2.5. Gráficos de solicitaciones resultantes.....</b>	<b>44</b>
<b>2.6. Conclusiones parciales .....</b>	<b>45</b>
<b>Capítulo III. Análisis de los resultados .....</b>	<b>46</b>
<b>3.1. Resultados .....</b>	<b>46</b>
<b>3.2. Desplazamientos .....</b>	<b>46</b>
<b>3.3. Fuerzas en la base .....</b>	<b>50</b>
<b>3.4. Cimentación.....</b>	<b>53</b>
<b>3.5. Comparación entre los pórticos.....</b>	<b>54</b>
3.5.1. Comparación entre los resultados del análisis de Primer Orden y el PDelta	55
3.5.2. Comparación de los desplazamientos entre los pórticos triarticulados y los empotrados en las bases y articulados en la unión superior .....	55
3.5.3. Comparación entre los perfiles obtenidos para los pórticos triarticulados y los empotrados en las bases y articulados en la unión superior .....	56
3.5.4. Comparación del comportamiento de los desplazamientos en la unión viga-columna de los pórticos al variar sus luces y alturas.....	57
3.5.5. Comparación del comportamiento de los desplazamientos en la unión viga-viga de los pórticos al variar sus luces y alturas.....	57
3.5.6. Comparación de los suelos.....	58
<b>3.6. Conclusiones parciales .....</b>	<b>59</b>
<b>Conclusiones Generales .....</b>	<b>60</b>
<b>Referencias Bibliográficas.....</b>	<b>62</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>63</b>

<b>Anexo 1.1</b>	<b>Gráficos de solicitaciones resultantes .....</b>	<b>63</b>
<b>Anexo 1.2</b>	<b>Influencia de la carga de sismo en sus diferentes modos.....</b>	<b>64</b>

## **Capítulo I. Revisión bibliográfica y estudio de antecedentes**

### **1.1. Introducción**

Las acciones horizontales provocadas por el viento o sismo, deben ser absorbidas por determinados elementos estructurales que pueden ser los mismos que reciben las cargas verticales o elementos especiales. Uno de estos elementos son los denominados pórticos que son estructuras formadas por piezas o barras rectas o quebradas con varios o todos los nudos rígidos contenidos en un plano, o sea, son las estructuras formadas por vigas y columnas.

#### **1.1.1. Surgimiento de los primeros pórticos**

Las primeras naves industriales eran espacios poco diáfanos, con una iluminación y una ventilación muy pobre. Las estructuras de estas naves industriales solían ser de madera y se apoyaban en muros de carga, coronadas por bóvedas cuyo peso se distribuía en vigas de madera que al principio no podían estar a más de seis metros entre ellas. La arquitectura fue evolucionando a medida que lo hacían las necesidades de una economía industrializada, y se aprovechó de los desarrollos de la industria siderúrgica para mejorar las estructuras de los nuevos edificios, incluidas fábricas y naves industriales. Gracias a estos avances en el sector del acero, se pudieron construir naves industriales más diáfanas y más luminosas y ventiladas. A esos avances les siguió la invención del hormigón armado, un hormigón prefabricado muy resistente que con el paso de los años ganó mucho terreno en el ámbito industrial, en especial en la construcción de naves industriales. **(ARELLANO, 2012)**

1.1.2. Tipos de edificaciones donde se emplearon los primeros pórticos de medianas y grandes luces

El primer paso hacia una forma de construcción totalmente porticada fue la introducción de pilares dentro o adheridos a los muros exteriores, de modo que la fábrica solamente soportara su propio peso y ninguna de las cargas del forjado.

La introducción de la forma de construcción totalmente porticada soportando las cargas del suelo y la pared exterior eliminó la limitación de altura resultante de la necesidad de que la pared soportara su propio peso, además el arriostramiento liberó a la estructura de su dependencia de la fábrica exterior para proporcionar estabilidad lateral. Estas estructuras construidas hacia finales del siglo XIX y principios del siglo XX aumentaban progresivamente en altura.

El edificio de 10 plantas Home Insurance de Jenney, Chicago (1885) se considera el primer rascacielos y el primer edificio totalmente porticado que adoptó esta forma de construcción y, por ello, fue el primer reticulado de gran altura. Los pilares de fundación soportaban vigas de hierro forjado en plantas inferiores y vigas de acero Bessemer por encima de la sexta planta. La estructura estaba totalmente protegida contra el incendio mediante albañilería y baldosas de arcilla refractaria. Las paredes exteriores eran soportadas por angulares unidos a las vigas de los dinteles de los huecos de las fachadas, aunque este detalle no salió a la luz hasta la demolición del edificio en 1931. Otro ejemplo temprano es el Tower Building de 11 plantas de Nueva York, diseñado por Bradford Lee Guilbert en 1887 para un solar muy estrecho. Los muros portantes de albañilería hubieran sido tan gruesos en su base que no habría quedado espacio útil.

## 1.2. Utilidad en la actualidad

En los últimos años podemos apreciar un importante cambio en el ámbito de la construcción de naves metálicas industriales, ya que un gran número de las estructuras metálicas han pasado de construirse con cerchas montadas sobre pilares a proyectarse como estructuras de tipo pórtico. En la actualidad se plantea la duda de si la estructura tipo pórtico es más aconsejable proyectarla con nudos rígidos o con nudos biarticulados en la base de los pilares. En una primera comparación podemos resaltar que un pórtico biarticulado en las bases presenta, por lo general, mayor peso de acero que el pórtico de nudos rígidos. Ahora bien, si nos fijamos en el volumen necesario en la cimentación, vemos que, en los pórticos biarticulados, dicho volumen es considerablemente menor que en los pórticos de nudos rígidos. Esto es debido a que en un nudo articulado no se producen momentos lo que condicionará el volumen de las zapatas. **(P. Galletero Montero)**

### 1.2.1. Pórticos más utilizados en la actualidad

Los materiales empleados en su construcción suelen ser metales y/u hormigón, pudiéndose recurrir al empleo de materiales compuestos para determinados elementos estructurales o para aplicaciones especiales. La tipología de pórticos es una de las más utilizadas en la actualidad para la construcción de estructuras de naves de uso industrial.

Su proliferación a partir de los años noventa hizo necesaria una legislación para regular dónde se construían las naves industriales y qué tipo de actividades podían albergar, que en la actualidad se pueden usar para:

- Naves industriales sin carga tecnológica
  - Almacenes
  - Supermercados
  - Instalación de oficinas
  - Mercados

- Salón de exposición
- Organización de fiestas y eventos
- Salas deportivas
- Naves industriales con carga tecnológica
- Talleres
- Fabricas

Los intercolumnios más comunes y recomendados en la actualidad son de 6 m debido a que los elementos prefabricados hoy en día presentan esta longitud.

### **1.3. Estructuras metálicas**

Las construcciones ejecutadas con estructuras metálicas permiten luces mayores, especialmente interesantes para locales comerciales, industrias, donde se requieran edificios sin pilares intermedios, así como para edificios de grandes alturas, sin pilares excesivamente gruesos, evitando ocupar espacios importantes.

#### **2.2.1. Ventajas de las estructuras metálicas**

El empleo del acero en las estructuras industriales tiene una serie de ventajas sobre otros materiales que hace que las estructuras metálicas monopolicen la construcción de naves industriales y comerciales. A continuación, se enumeran algunas de sus propiedades más destacadas:

- Las estructuras metálicas, al tomar grandes deformaciones, antes de producirse el fallo definitivo “avisan”.
- El material es homogéneo y la posibilidad de fallos humanos es mucho más reducida que en estructuras construidas con otros materiales. Lo que permite realizar diseños más ajustados, y por tanto más económicos.
- Ocupan poco espacio. Los soportes molestan muy poco, para efectos de la distribución interior, por lo que se obtiene buena rentabilidad a toda la superficie construida. Los cantos de las vigas son reducidos y los anchos

aún son menores. En general las estructuras metálicas pesan poco y tienen elevada resistencia.

- Las estructuras metálicas no sufren fenómenos geológicos que, salvo deformaciones térmicas, deban tenerse en cuenta. Conservan indefinidamente sus excelentes propiedades.
- Estas estructuras admiten reformas, por lo que las necesidades y los usos pueden variar, adaptándose con facilidad a las nuevas circunstancias. Su refuerzo, en general, es sencillo.
- Las estructuras metálicas se construyen de forma rápida, ya que al ser elementos prefabricados, en parte, pueden montarse en taller. Asimismo tienen resistencia completa desde el instante de su colocación en obra.
- Al demolerlas todavía conserva el valor residual del material, ya que este es recuperable. **(Rodríguez, 2009)**

#### 2.2.2. Desventajas de las estructuras metálicas

Presentan algunas desventajas que obligan a tener ciertas precauciones al emplearlas. Las principales son:

- Son necesarios dispositivos adicionales para conseguir la rigidez (diagonales, nudos rígidos, pantallas, etc.)
- La elevada resistencia del material origina problemas de esbeltez.
- Es necesario proteger las estructuras metálicas de la corrosión y del fuego.
- El resultado de las uniones soldadas es dudoso, especialmente en piezas trabajando a tracción. (Defectos: falta de penetración, falta de fusión, poros y oclusiones, grietas, mordeduras, picaduras y desbordamientos)
- Excesiva flexibilidad, lo que produce un desaprovechamiento de la resistencia mecánica al limitar las flechas, y produce falta de confort al transmitir las vibraciones.

Debido a las importantes ventajas que presentan las estructuras metálicas, en lo que sigue centraremos nuestro estudio en este tipo de construcciones.

**(Rodríguez, 2009)**

### 2.2.3. Acero

El acero es el material estructural por excelencia para grandes alturas, puesto que resuelve con éxito los planteamientos estructurales de: soportar el peso con pilares de dimensiones reducidas, resistir el empuje ante el vuelco y evitar movimientos debidos a la acción del viento. **(Vinnakota, 2006)**

El acero es una aleación hierro-carbono con una proporción de carbono comprendida entre el 0.1% y el 1.76%. Además, contiene otros elementos químicos en distintas proporciones, ya sean metaloides (elementos no metálicos) como el silicio o metálicos como el níquel. Hay que tener en cuenta que los elementos metálicos del acero son los que les dan sus grandes propiedades y se añaden voluntariamente en su proceso de obtención. **(Camarasa, 2009)**

#### Factores económicos y constructivos del acero estructural:

- Facilidad de montaje y transporte debido a su ligereza.
- Rapidez en la ejecución de la obra, ya que la mayoría de las piezas se fabrican en taller, uniéndose en obra de forma sencilla mediante tornillos o soldaduras.
- La fabricación en talleres permite un control adecuado, debido a que en ellas se realizan las pruebas pertinentes.
- La estructura metálica requiere cimentaciones de menor proporción, lo que genera una disminución en los costos en excavaciones.
- Necesita mantenimiento y supervisión periódica, debido a que es altamente corrosivo.
- Existe un costo adicional asociado con la necesidad de mano de obra especializada, es decir, debe ser personal formado técnicamente.
- Se puede utilizar en construcciones que requieren grandes luces, hasta 100m según el sistema de construcción utilizado. **(Camarasa, 2009)**

### Tipos de acero

Los siguientes tipos de acero son los utilizables en perfiles y chapas para estructuras de acero:

- Aceros laminados en caliente. Se entiende por tales los aceros no aleados, sin características especiales de resistencia mecánica ni resistencia a la corrosión, y con una microestructura normal.
- Aceros con características especiales. Se consideran los siguientes tipos:
  - a. aceros normalizados de grano fino para construcción soldada.
  - b. aceros de laminado termomecánico de grano fino para construcción soldada.
  - c. aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros autopatinables).
  - d. aceros templados y revenidos.
  - e. aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto.
- Aceros conformados en frío. Se entiende por tales los aceros cuyo proceso de fabricación consiste en un conformado en frío, que les confiere unas características específicas desde los puntos de vista de la sección y la resistencia mecánica. **(Rodríguez, 2009)**

En esta investigación se desea realizar el análisis y diseño de pórticos de grandes dimensiones por lo que las ventajas que muestran las naves de acero para las estructuras con estas características fundamentan la elección de este material. Las estructuras metálicas presentan elevadas resistencias y generalmente son poco pesadas lo que facilita que se puedan cubrir grandes luces y los diseños sean más racionales y económicos.

#### **1.4. Naves industriales**

Una nave industrial es un edificio de uso industrial que alberga la producción y/o almacena los bienes industriales, junto con los obreros, las máquinas que los generan, el transporte interno, la salida y entrada de mercancías, etcétera. Los requerimientos y tipos de construcción que debe poseer la nave varían en

función de las innumerables actividades económicas que se pueden desarrollar en su interior, lo que ha conducido al desarrollo de un gran número de soluciones constructivas.

Los materiales empleados en su construcción suelen ser metales, hormigón y madera, pudiéndose recurrir al empleo de materiales compuestos para determinados elementos estructurales o para aplicaciones especiales. Las construcciones ejecutadas con estructuras metálicas permiten luces mayores, especialmente interesantes para locales comerciales, industrias, donde se requieran edificios sin pilares intermedios, así como para edificios de grandes alturas, sin pilares excesivamente gruesos, evitando ocupar espacios importantes.

Las naves de acero tienen una gran versatilidad. Los perfiles metálicos pueden ser usados como vigas y como pilares. Siempre se pueden suplementar mediante soldadura o atornillado para modificar sus propiedades geométricas. Esa ventaja es decisiva en el caso de ampliaciones, cambios de uso e incluso de errores dado que un pórtico o una cercha siempre se pueden reforzar de forma menos aparatosa que una estructura de hormigón. La fabricación de la estructura, al igual que la de las naves prefabricadas de hormigón, se suele llevar a cabo en taller. El grado de control de producción e inspecciones es el propio de una fábrica, se puede y se debe asegurar la calidad de todo componente antes de su traslado a obra. El montaje y acopio de elementos resulta más fácil que en naves de hormigón y además es posible introducir cambios sobre la marcha, ya sea para adoptar modificaciones o bien para corregir eventuales errores.

Es esencial respetar las dimensiones libres que deben tener las áreas de almacenamiento y trabajo que requiere el edificio. A partir de las limitaciones y condicionantes urbanísticos deben quedar establecidas las dimensiones exteriores (entre fachadas extremas), la altura total en aleros y cumbrera, y las cotas de entradas o muelles de carga.

Para disposición de estanterías también deben quedar establecidas desde el principio las zonas de pasillos y las alturas libres, al igual que en las naves convencionales.

No menos importante es todo lo relativo a las condiciones climáticas que influirán en la elección de las pendientes de los faldones de la cubierta, el espesor de los cerramientos, la existencia o no de marquesinas y los remates de canalones en aleros.

Los requisitos de luminosidad también han de ser considerados al decidir la magnitud y tipo de lucernarios y ventanas. Las instalaciones pueden tener mucha influencia en el proyecto de la estructura de la nave, especialmente las de ventilación y aire acondicionado. La mayoría de las naves sólo disponen de ventilación natural que se diseña teniendo en cuenta el régimen de vientos, el salto térmico y los requisitos de renovaciones/hora acordes con la actividad.

Las naves deben también satisfacer una serie de requisitos acústicos para garantizar un nivel de ruido máximo aceptable a los usuarios y para no afectar desfavorablemente a las zonas habitadas próximas. Existen cerramientos para cubiertas y fachadas que conjugan el aislamiento térmico y acústico, junto con la indispensable estanqueidad de una forma conjunta y teniendo en cuenta la resistencia al fuego. En general es más importante el efecto de la cubierta en todos estos requisitos, básicamente por su mayor extensión y masa propia.

La dimensión transversal es determinante para elegir el tipo de estructura. En naves a base de pórticos a dos aguas, en términos generales, puede afirmarse que 30 o 40 metros de luz son valores frecuentes, incluso se ha llegado a superar los 100 metros.

Obviamente un pilar intermedio permite reducir el coste del elemento de dintel de cubierta de forma considerable. Es la funcionalidad del proceso de trabajo o almacenamiento la que dictará la conveniencia de partir la luz.

La separación entre pórticos determina en gran medida el coste de la estructura ya que con separaciones menores entre pórticos se obtiene un diseño más económico de las correas, pero se encarecen los pórticos.

No hay recetas mágicas, para optimizar una estructura hay que basarse en la experiencia de casos parecidos y proceder por tanteos. Si las dimensiones están fijadas (luz y número de pilares e intereje de pórticos) no hay más que iniciar el cálculo, caso contrario es recomendable tantear interejes del orden del cuarto de la luz.

### 2.2.1. Tipologías estructurales

A la combinación de los distintos elementos estructurales y los materiales de que están hechos se les denomina sistema estructural. Dichos sistemas estructurales pueden estar constituidos por la combinación de uno o varios tipos básicos de estructuras. Se recogen seguidamente una breve introducción a algunos de los tipos estructurales más comunes en las construcciones industriales.

- Cerchas: son la parte principal de la cubierta. Sobre éstas se apoyan las correas, de tal forma que permiten que se transmitan las cargas actuantes sobre las correas a los soportes.

Existen muchos tipos diferentes de cerchas (Figura 1.1), y según sus triangulaciones así podrán ser para mayor o menor luz.

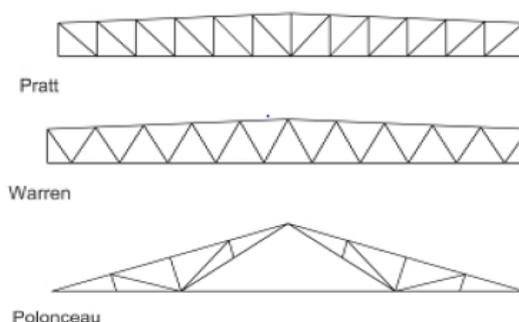


Figura 1.1. Tipos de cerchas. (Pena, 2016)

- Pórticos o marcos: se componen de vigas y columnas que están unidas entre sí bien rígidamente o bien mediante articulaciones. **(Rodríguez, 2009, Ortiz)**

### 2.2.2. Tipos de pórticos

Los pórticos son conjuntos de barras enlazadas entre sí, que forman un subconjunto estructural dentro de la estructura general de un edificio. Aunque normalmente se analizan como si fueran elementos planos independientes unos de otros, globalmente deben formar una estructura espacial que sea capaz de asegurar la estabilidad del edificio en cualquier dirección. **(Ileonart, 1995)**

Se clasifican en pórticos simples y pórticos múltiples, según consten de uno o varios vanos.

El trabajo de un pórtico es el de una viga apoyada por medio de empotramiento, en dos soportes, figura 1.2. Los elementos que lo forman suelen ser de alma llena. Los encuentros se refuerzan con cartelas formadas por trozos de perfiles, que rigidizan el nudo y ayudan a contrarrestar el empuje que ejerce el pórtico hacia el exterior y también el empuje de las fuerzas laterales.



Figura 1.2. Estructura metálica porticada

Dentro de esta tipología pueden distinguirse dos vertientes, el pórtico biempotrado en la base y el pórtico biarticulado en la base. El pórtico biarticulado, al no presentar momento flector en la base del pilar, necesita un volumen de cimentación mucho menor que el biempotrado. Sin embargo, los momentos

flectores que aparecen en el nudo de esquina del biarticulado son mayores que los del biempotrado, por lo cual, un pórtico biarticulado necesita un mayor dimensionamiento de perfiles metálicos que uno biempotrado. Ante el opuesto comportamiento que ofrecen la estructura metálica y la cimentación en estos dos tipos de pórticos, se han realizado estudios comparativos de ambos para determinar de forma global cuál de ellos resulta económicamente más rentable y estos muestran que resulta algo más económico el utilizar pórticos biempotrados que biarticulados. **(P. Galletero Montero)**

Se puede establecer tres características que tipifican los pórticos: el tipo de bases, los nudos de hombro y el tipo de dintel.

#### **Pórticos con pilares empotrados en pie.**

- Pilares articulados en cabeza a un dintel de tipo cercha.
- Pilares doblemente conectados en cabeza a un dintel de tipo cercha
- Pilares donde el hombro es un nudo rígido con dintel tipo viga.

#### **Pórticos con pilares articulados en pie.**

- Pilares doblemente conectados en cabeza a un dintel de tipo cercha.
- Pilares donde el hombro es un nudo rígido con dintel tipo viga.

Los pilares en todos estos tipos pueden ser perfiles laminados simples, piezas compuestas (en celosía o empresillados) y también perfiles armados de chapa de canto variable.

En la dirección transversal, son los pórticos los encargados de resistir las acciones laterales de viento y sismo mientras en el plano longitudinal debe haber módulos o núcleos en cada fachada para dar rigidez, evitando el trabajo a flexión de los pilares en lo que sería su plano débil y fijando la longitud de pandeo de los mismos.

En el plano de los faldones debe existir también una organización de vigas planas (independientes o no de las correas) que absorba las reacciones de

viento en fachadas de los testeros y las dirige a las fachadas longitudinales. Al mismo tiempo estos contravientos de cubierta marcan la longitud de pandeo lateral de dinteles. Cabe la posibilidad de establecer contravientos en cubierta en sentido longitudinal para solidarizar a los pórticos transversales en cabeza.

Las fachadas de testeros casi siempre se pueden arriostrar y son por lo tanto mucho más rígidas horizontalmente que los pórticos, por eso en naves no muy largas los contravientos o arriostrados pueden ser muy interesantes.

#### 1.4.2.1. Pórticos triarticulados

Además de las tipologías biempotradas y biarticuladas, dentro de los pórticos también existe la solución triarticulada (Figura 1.3). En este caso aparece una articulación adicional en la rótula del dintel. En este tipo de pórtico los momentos máximos para cualquier carga son mayores que en los pórticos biarticulados, así como sus movimientos.

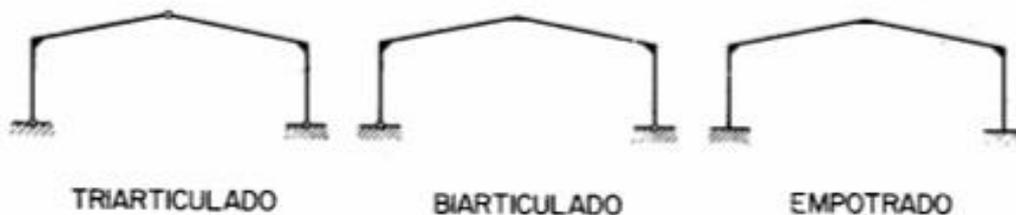


Figura 1.1. Tipos de pórticos

Un pórtico de acero triarticulado se caracteriza por semidinteles articulados entre sí y apoyos de soportes también articulados, de manera que en ellos se anulan los momentos flectores y por tanto no se transmiten a cimentación. Su principal ventaja es que muestran una influencia nula sobre las tensiones, las variaciones de temperaturas y los asentamientos diferenciales de los apoyos; además de no requerir un pre-dimensionamiento por tratarse de elementos isostáticos. Otra ventaja es que es de naturaleza isostática y por tanto es fácil analizarla aplicando las leyes de la estática sin ser necesario un pre-dimensionamiento previo.

Los apoyos articulados ideales no son fáciles de llevar a la práctica, ya que es difícil dar seguridad y firmeza a la estructura permitiendo a su vez que los nudos tengan libertad de giro. Las uniones del soporte con el semi-dintel son rígidas. Esta se consigue ensamblando ambas barras de manera que estas se muevan de forma solidaria cuando se produzcan desplazamientos. En cuanto a las uniones entre semi-dinteles, la articulación se suele ejecutar con un enlace sin reforzar (sin cartelas rigidizadoras) o soldando a ambas caras de los perfiles unas anillas que conexasen los dinteles, pero permitan el giro del nudo.

#### 1.4.2.2. Pórticos articulados en el centro del claro y empotrados en las bases.

Como se planteó anteriormente, los pórticos más utilizados son los biempotrados, biarticulados y triarticulados, sin embargo, para esta investigación se analizará la influencia que tiene en las solicitaciones resultantes, los pórticos triarticulados y los pórticos con los apoyos empotrados y la unión superior articulada.

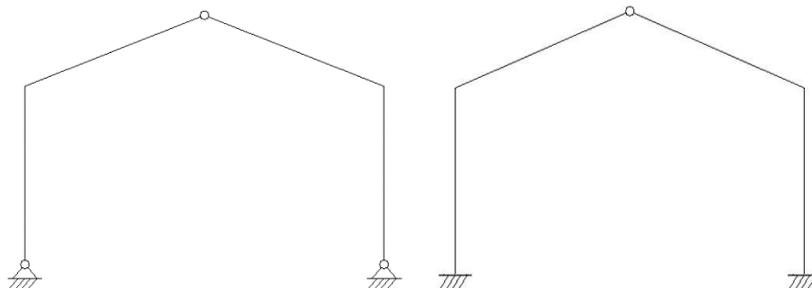


Figura 1.2. Pórticos objeto de estudio

#### 2.2.3. Comparación de los pórticos según sus apoyos

##### Rigidez

La solución empotrada en los arranques reduce los momentos máximos en la estructura metálica y de este modo consigue una mayor rigidez transversal del pórtico frente a las fuerzas horizontales, debidas a la acción del viento, sismos, puentes-grúas, etc. Por el contrario, aumentan el volumen de hormigón necesario en las cimentaciones junto a basas de pilares a su vez con mayores

dimensiones. El pórtico biarticulado al no presentar momento flector en la base del pilar, requiere menor volumen de cimentación y basas más simples. Sin embargo, el momento máximo aparece en el nudo de esquina y los desplazamientos tanto verticales como horizontales son mayores al de los pórticos biempotrados, por lo cual necesita un mayor dimensionamiento de perfiles metálicos. El pórtico biarticulado es la alternativa más utilizada debido a su conveniencia en el diseño y aunque sea la opción más empleada no significa que sea la más económica, debido al hecho de que incluso la discreta rigidez de su base puede conllevar un aumento significativo de la estabilidad del pórtico.

El coste de la estructura metálica de un pórtico biempotrado es siempre inferior al del biarticulado, incrementándose la diferencia a medida que aumenta la luz del pórtico.

### Cimentación

En el caso del coste de la cimentación, el biarticulado es claramente ventajoso frente al biempotrado debido al menor volumen en la cimentación. Al igual que en el caso anterior, la diferencia de coste entre estos dos tipos de pórticos aumenta con la luz. Cuando se tiene en cuenta el coste total de la estructura metálica (acero más cimentación), los pórticos biempotrados resultan ligeramente favorables a los biarticulados desde el punto de vista económico.

### Terreno

No hay que olvidar, que siempre se debe tener en cuenta el terreno donde se va a cimentar la estructura. Siempre que el terreno sea débil, es preferible la solución con bases de pilares articulados, ya que la estructura es más costosa pero la cimentación exige menor gasto y es más flexible. Por el contrario, en este tipo de terreno una estructura más rígida implica una cimentación menos económica a la hora de empotrar la base de los pilares.

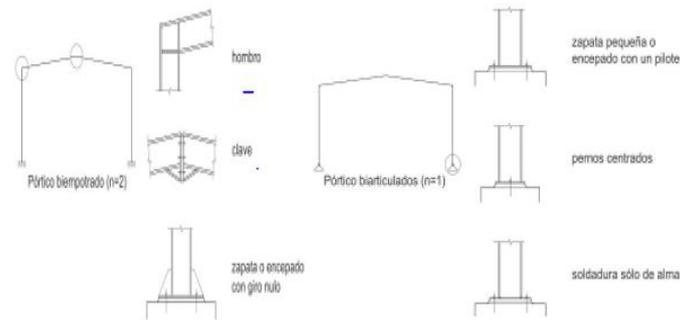


Figura 1.3. Algunos tipos de cimentaciones para pórticos biempotrados y biarticulados (Pena, 2016)

#### 2.2.4. Elementos estructurales

##### Placas de anclaje

Las placas bases son elementos estructurales que se emplean para unir los soportes metálicos a la cimentación y que tienen como objeto hacer que la transición del acero al hormigón se realice sin que en ningún punto se sobrepasen las tensiones admisibles en este material.

El material que constituye el cimiento (casi siempre hormigón) es menos resistente que el acero, por lo que la base debe ampliar la sección del soporte de acero hasta conseguir una superficie adecuada de contacto con el hormigón, para que la transmisión de esfuerzos de uno a otro material sea lo más uniforme posible.

La placa de anclaje debe estar sujeta al cimiento mediante unos pernos de anclaje que quedan embebidos en el hormigón, y que al fraguar y endurecer éste trabajan por adherencia.

Los elementos que constituyen una base del tipo generalmente utilizado en edificación son:

- Placa de base o de reparto.

- Cartelas de rigidez.
- Pernos de anclaje.

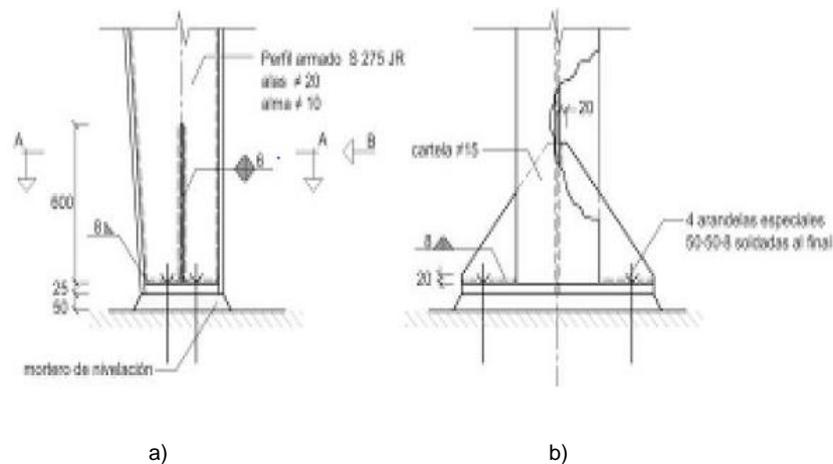


Figura 1.4. Placa base a) articulada y b) empotrada **(Pena, 2016)**

Salvo en el caso excepcional de que el pie del soporte sea articulado, los soportes se consideran empotrados en la cimentación, lo que hace que la placa de anclaje deba prepararse para resistir los siguientes esfuerzos: axial, momento flector, cortante y momento torsor. **(Rodríguez, 2009)**

### Soportes

Los soportes son elementos verticales sometidos principalmente a compresión y a flexión pequeña o nula. Son los elementos que transmiten las cargas verticales al terreno a través de los cimientos y las bases.

Para dimensionar un soporte se tendrá en cuenta: el tipo de acero, el tipo de carga que va a recibir el perfil, la longitud del soporte (por si hubiese pandeo) y la carga axial de compresión. **(Rodríguez, 2009)**

### Vigas

Las jácenas o vigas son elementos lineales en las que una dimensión predomina sobre las otras dos. Su forma de trabajo es casi exclusivamente a flexión, por

ello suelen adoptar forma de I, para tratar de obtener la máxima inercia y el mayor módulo resistente con el material disponible, tratando de mejorar el rendimiento.

Las vigas son los elementos sustentantes horizontales, o como en las cubiertas, ligeramente inclinados, que reciben las cargas verticales y las transmiten, trabajando a flexión, a los pilares o apoyos. Las cargas que la viga recibe producen en sus secciones los siguientes esfuerzos: momento flector, esfuerzo cortante y torsiones (algunas veces). **(Rodríguez, 2009)**

### Correas

Las correas son las vigas en que se apoya la chapa u otro tipo de techumbre, por lo que tienen que soportar su peso, así como el debido a posibles cargas de nieve y viento.

Se encuentran a su vez apoyadas sobre las cerchas o los pórticos, normalmente en un plano inclinado, tendiéndose a flectar también en el sentido de la inclinación. Siendo variable su separación, dependiendo del material de cubierta, etc.

El apoyo de las correas sobre las cerchas o pórticos, se asegurará bien mediante uniones soldadas (un cordón por cada lado de la correa con el máximo espesor que permita la unión), bien mediante uniones remachadas poniéndose un casquillo en angular.

Las correas se calcularán como vigas apoyadas, con carga uniformemente distribuida. **(Rodríguez, 2009)**

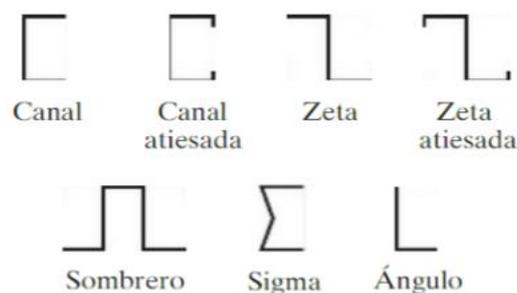


Figura 1.5. Perfiles Laminados en Frío **(McCormac, 2002)**

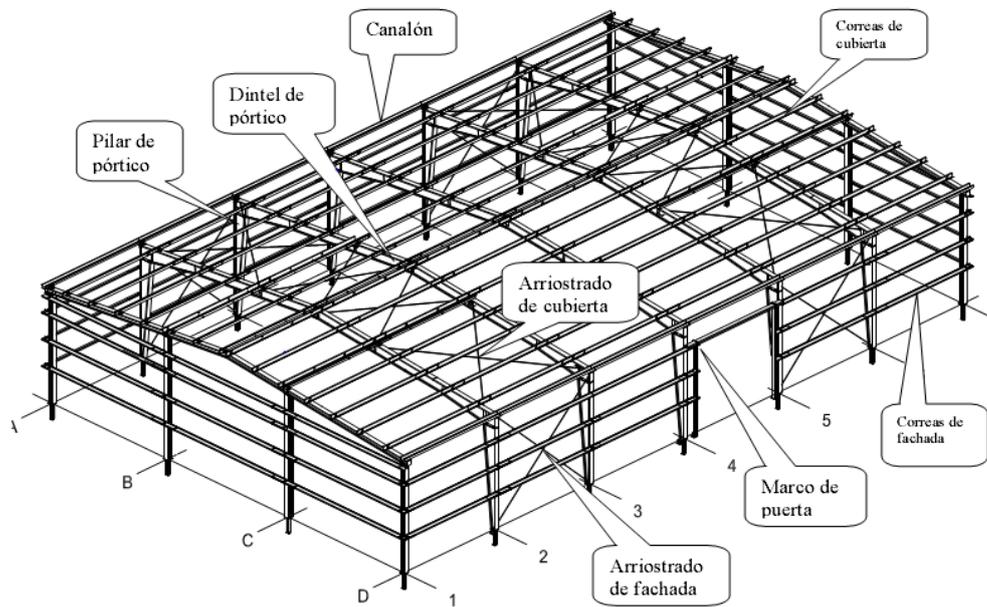


Figura 1.6. Elementos que conforman un pórtico (S. R. Lionberger, 1969)

### Arriostramientos

Tienen la función de transmitir los esfuerzos producidos por el viento frontal sobre el pórtico extremo a las paredes laterales, que a su vez los transmitirán al suelo.

El arriostramiento básico es la Cruz de San Andrés, en forma de aspa, que se coloca entre dos cerchas o pórticos y pueden abarcar varias correas para evitar ángulos pequeños y repartir bien los esfuerzos a las barras. (Rodríguez, 2009)

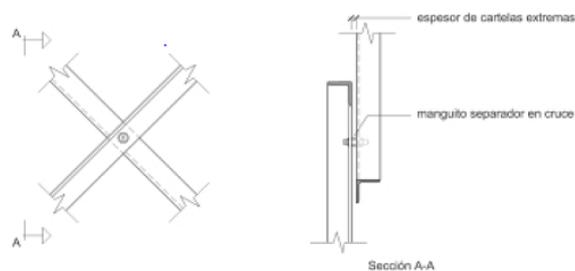


Figura 1.7. Cruces de San Andrés (Pena, 2016)

Este tipo de configuración presenta el inconveniente de ser estáticamente indeterminado, con lo que tenemos que hacer hipótesis para llegar a una que sea determinada. Estas hipótesis se hacen respecto a las diagonales cruzadas, observando que, cuando una diagonal está en tensión, la contradiagonal está en compresión.

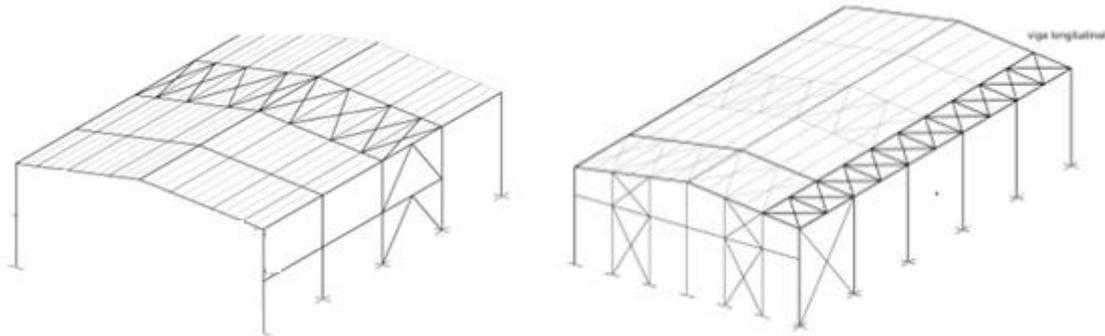


Figura 1.8. Pórtico arriostrado transversal y longitudinalmente (**Pena, 2016**)

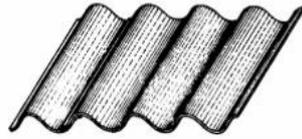
### Cubierta

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

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

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

PLANCHAS  
ONDULADAS DE  
FIBROCEMENTO, DE  
ALUMINIO O DE  
ACERO  
GALVANIZADO



Generalmente sobre las  
correas, que se ponen  
cada 1.2m aprox.

Con "Pernos  
acodillados" para  
sujetarlas a las correas.

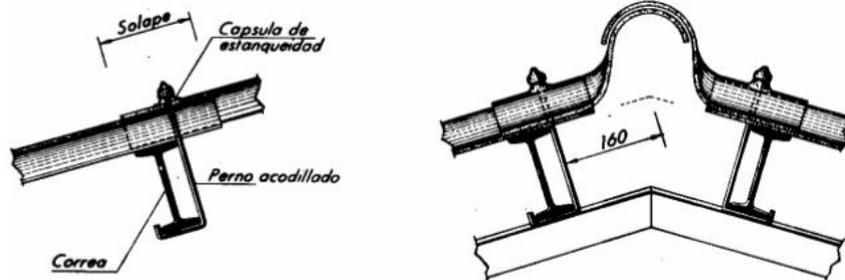


Figura 1.9. Cubiertas más comunes

Según varios autores los pórticos biempotrados y biarticulados con los nudos rígidos son más factibles en la construcción de naves industriales de acero, sin embargo, en esta investigación se desea mostrar la veracidad de estos criterios al analizar pórticos articulados en el centro del claro con diferentes condiciones de apoyo.

### 1.5. Uniones

Para que todos los elementos de la estructura metálica se comporten perfectamente según se ha diseñado es necesario que estén ensamblados o unidos de alguna manera. Para escoger el tipo de unión hay que tener en cuenta cómo se comporta la conexión que se va hacer y cómo se va a construir esa conexión. Existen de manera general tres tipos de conexiones: rígidas, semirrígidas y flexibles. **(Rodríguez, 2016)**

Las uniones resistentes a esfuerzo de flexión se pueden clasificar como:

- Simples o Articuladas, son enlaces en los que la barra se une al nudo sin cortar sus giros.
- Semirrígidas, son las uniones flexibles en las que se produce un giro relativo entre las barras enlazadas en el nudo, pero existiendo una

transmisión de momentos. Para modelizar este tipo de enlace se une las barras a los nudos mediante muelles que coartan el giro.

- Rígidas, las que mantienen los ángulos que forman entre sí las piezas enlazadas. El giro del nudo es igual al de las barras a él unidas.

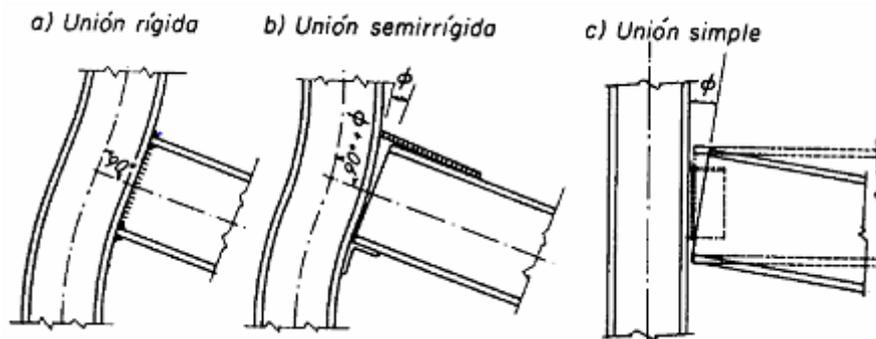


Figura 1.10. Tipos de uniones

Todas las uniones tienen que tener un comportamiento suficientemente dúctil, capaz de desarrollar su capacidad resistente en el rango plástico sin que se presente un fallo prematuro motivado por una deformación excesiva. **(Picazo Iranzo, 2007)**

Tendremos dos tipos de uniones fundamentales:

- **Por Soldadura:** La soldadura es la más común en estructuras metálicas de acero y no es más que la unión de dos piezas metálicas mediante el calor. Aplicándoles calor conseguiremos que se fusionen las superficies de las dos piezas, a veces necesitando un material extra para soldar las dos piezas.
- **Por Tornillo:** Los tornillos son conexiones rápidas que normalmente se aplican a estructuras de acero ligeras, como por ejemplo para fijar chapas o vigas ligeras.

## **1.6. Estudio geotécnico**

Antes de acometer cualquier proyecto u obra de edificación es necesario conocer las características del terreno involucrado. Con este fin se debe realizar un reconocimiento geotécnico del terreno, cuyos objetivos son:

- Definición de la tipología y dimensiones de la obra, de forma que las cargas generadas por cimentaciones, excavaciones y rellenos, o las cargas soportadas por estructuras de contención, no produzcan situaciones de inestabilidad o movimientos excesivos de las propias estructuras o del terreno, que hagan peligrar la obra estructural o funcionalmente. Aunque no es habitual, en ocasiones la naturaleza del terreno puede hacer modificar algunos parámetros de la solución previa del edificio.
- Determinación del volumen, localización y tipo de materiales que han de ser excavados, así como la forma y maquinaria adecuada para llevar a cabo dicha excavación.
- Definición de los elementos de cimentación, tanto en cuanto a tipo (superficial o profunda) como a dimensiones en planta y profundidad.
- Previsión de problemas relacionados con el agua: profundidad de nivel freático, riesgos debidos a filtraciones, arrastres, erosiones internas, sifonamiento, acción de la helada, etc.; influencia del agua en la estabilidad y asiento de las estructuras.

En el informe geotécnico se plasmarán los resultados obtenidos en el estudio geotécnico, su interpretación y las conclusiones que se derivan de su análisis, generalmente en forma de recomendaciones para el proyecto y/o construcción de la obra que ha sido objeto de estudio.

El análisis de la superestructura conlleva una repercusión en la subestructura, por lo que es necesario tener en cuenta como la variación de las condiciones de apoyo puede variar el costo y la complejidad del diseño de una estructura.

## 1.7. Solicitaciones actuantes

El diseño de una estructura, comienza con aquellos elementos que están sometidos a las cargas principales que debe tomar la estructura, y procede en secuencia con varios elementos de soporte hasta llegar a la cimentación.

Una vez concebida una estructura, el paso previo a su resolución es el establecer bajo que cargas se supone que se va a encontrar sometida a lo largo de su vida.

Por lo general el establecimiento de las cargas a considerar viene regulado por Normas, Instrucciones o Reglamentos Oficiales, quedando tan solo en contadas ocasiones la fijación del valor de dichas acciones en manos del proyectista. Sin embargo, debe tenerse siempre presente que estas normas son tan sólo una guía, por lo que la responsabilidad final del diseño reside en el ingeniero.

Por lo tanto, para diseñar una estructura, es necesario especificar primero las cargas que actúan sobre ella. Generalmente una estructura está sometida a varios tipos de carga, que, por su naturaleza, variación en el espacio o permanencia en el tiempo pueden ser clasificadas en distintos grupos. Para el diseño de los pórticos utilizaremos las normas vigentes en Cuba para el cálculo de cargas. **(Rodríguez, 2009)**

### 2.2.1. Carga permanente

Son aquellas cuya magnitud y posición permanecen prácticamente constantes durante la vida útil de la estructura. Consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de todos los objetos que estén permanentemente unidos a la estructura.

En algunos casos, una carga muerta estructural puede estimarse satisfactoriamente por medio de fórmulas basadas en los pesos y tamaños de estructuras similares. Con experiencia, se puede también “estimar” la magnitud de esas cargas. Sin embargo, una vez determinados los materiales y tamaños de los diversos componentes de la estructura, sus pesos pueden determinarse a partir de tablas que dan sus densidades.

### 2.2.2. Carga temporal

Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura. Pueden ser causadas por los pesos de los objetos colocados temporalmente sobre una estructura. Las cargas mínimas especificadas en los códigos se determinan estudiando la historia de sus efectos sobre estructuras existentes. Usualmente esas cargas incluyen un margen para tener una protección contra deflexiones excesivas o sobrecargas repentinas. Se supone que los pisos de edificios están sometidos a cargas vivas uniformes, que dependen del propósito para el cual el edificio es diseñado. Estas cargas están tabuladas en códigos locales, estatales o nacionales.

En Cuba la **(NC:284, 2003)** es la norma que establece los valores nominales mínimos de cargas debido al uso y/o ocupación de edificaciones de todo tipo.

### 2.2.3. Carga de viento

Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de éste se transforma en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento. El efecto del viento sobre una estructura depende de la densidad y velocidad del aire, del ángulo de incidencia del viento, de la forma y de la rigidez de la estructura y de la rugosidad de su superficie.

Para propósitos de diseño, las cargas de viento pueden tratarse usando un procedimiento estático o uno dinámico.

La **(NC:285, 2003)** establece el método de cálculo para determinar la carga de viento que debe utilizarse en los cálculos estáticos y dinámicos de los edificios y obras de ingeniería, o de sus partes y elementos, para los cuales el viento resulta ser una sobrecarga de uso.

#### 2.2.4. Carga de sismo

Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la velocidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.

Estas cargas se pueden determinar cómo 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.

En la práctica, los efectos de la aceleración, velocidad y desplazamiento de una estructura pueden determinarse como un espectro de respuesta sísmica. Una vez establecida esta gráfica, las cargas sísmicas pueden calcularse usando un análisis dinámico basado en la teoría de la dinámica estructural. Este análisis es a menudo muy elaborado y requiere el uso de una computadora. Aunque éste puede ser el caso, tal análisis es obligatorio si la estructura es muy grande.

La **(NC:46, 2017)** es la norma que establece los requisitos básicos para el diseño de obras sismorresistentes ubicados en zonas d peligro sísmico, incluye tanto las edificaciones como las obras civiles con el propósito de disminuir o mitigar su grado de vulnerabilidad, excepto estructuras especiales tales como plantas nucleares, eléctricas, mecánicas y similares; para tales casos se requieren consideraciones específicas para ellas que estén acordes con lo establecido en esta norma.

Uno de los aspectos que más influye a la hora de los análisis y diseños de las estructuras son las cargas que se le asignan a las mismas, dado que estas pueden variar considerablemente el diseño de los elementos estructuras. En este caso el análisis sísmico que se le realiza a las estructuras trae consigo que el dimensionamiento de los elementos de la nave sea mayor.

## 1.8. Diseño estructural

### 2.2.1. Diseño por el Método LRFD.

Este método LRFD (Load and Resistance Factor Design) (**Construction, 1994**) contiene varias de las características de los procedimientos asociados con el diseño por el criterio de estados límites (G. Lin Johnston, 1999). Los estados límites establecidos por el método LRFD son:

- Estado Límite de Resistencia. Capacidad de carga de un elemento estructural bajo cargas extremas (pandeo, fractura, fatiga, volteo).
- Estado Límite de Servicio. Comportamiento de un elemento estructural asociada con el uso y ocupación (deflexiones excesivas, deslizamiento vibraciones, agrietamiento).

#### Procedimiento de Diseño

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

- Estructuración o modelación de la geometría, de los vínculos entre elementos y de los apoyos.

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

- Estimación de solicitaciones o modelación de las cargas.

En esta segunda etapa del proyecto, no se conoce con exactitud las acciones que van a actuar en el sistema estructural durante su vida útil. Entre las acciones se encuentran, carga muerta, carga viva y cargas accidentales como el viento y el sismo.

- Análisis Estructural.

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

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

- Etapa Final.

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

### **1.9. Software profesional**

Para dar solución a las interrogantes que se plantean en la tesis, es necesario escoger la herramienta computacional para realizar la modelación del problema, en este caso se escogió el software profesional Staad Pro.V8i y para realizar los posteriores diseños de las cimentaciones se utilizarán las hojas de cálculo de Mathcad.

#### **2.2.1. Staad Pro.V8i**

Algunas de las características que llevaron a elegir este software son:

- STAAD.Pro es un software de análisis y diseño de elementos finitos integrados, capaz de calcular toda estructura expuesta a cargas estáticas, esfuerzos dinámicos e interacciones de las estructuras con el terreno, con viento, cargas por terremotos o cargas en movimiento.
- STAAD.Pro es una herramienta FEM de cálculo y análisis para todo tipo de proyectos, desde torres, plantas, puentes, estadios y estructuras marítimas.

- STAAD Pro tiene un ambiente gráfico intuitivo que facilita su aprendizaje y utilización. Se ha revolucionado el uso concurrente de hojas de cálculo, modelador gráfico tipo AutoCAD, y un lenguaje de texto para la creación del modelo.

*Objetos que permite analizar:*

- Vigas: lineales, curvas, trabajando sólo a tensión-compresión y una base de datos de secciones del todo el mundo.
- Placas: Placas en 2D con 3 o 4 nodos y objetos superficiales con huecos.
- Sólidos: Sólidos en 3D con 4-8 nodos.
- Soportes: Cimentaciones y muelles multi-lineales.
- Especificaciones: Rango completo de definición de descargas, incluyendo descarga de momentos parciales y comportamiento no lineal. Opción Master-Slave en acciones diafragma.
- Cargas: Rango completo de cargas para análisis estático y dinámico, que puede ser definido explícitamente o calculado mediante generadores de carga.

*Post-Procesado:*

- Gráficos interactivos: Tablas y ventanas conectadas para tener conexión desde objetos en ventanas relacionadas.
- Animaciones: Se puede ver dinámicamente desplazamientos, contornos de tensión o formas modales.
- Ploteado de tensiones con contorno: Mediante el uso automático o personalizado de escalas, colores y límites.
- Diseño: visualización de ratios de uso para acero y armaduras para hormigón.
- Informes: Creación de documentos de alta calidad directamente desde la aplicación.
- Archivo Output: Información clara y simple para verificar el análisis.

### 2.2.2. Mathcad

Mathcad es un software computacional diseñado principalmente para la verificación, validación, documentación y re-uso de cálculos de ingeniería.

Mathcad es un entorno de documentación técnica con prestaciones de cálculo numérico y simbólico, que permite explorar problemas, formular ideas, analizar datos, modelar y chequear escenarios, determinar la mejor solución, como así también documentar, presentar y comunicar los resultados.

### **1.10. Conclusiones parciales**

Teniendo en cuenta el objetivo de este capítulo y según los resultados de la revisión realizada se podría resumir que:

- Los tipos de pórticos más utilizados en la actualidad para cubrir grandes luces son los biempotrados y biarticulados, sin embargo, se utilizarán los articulados en el centro del claro con diferentes condiciones de apoyo.
- Las naves construidas con elementos metálicos presentan grandes ventajas al poseer elevadas resistencias y ser poco pesadas lo que facilita que se puedan cubrir grandes luces y los diseños sean más racionales y económicos.
- Las cerchas y los arriostres le proporcionan a la nave rigidez y ayudan a distribuir las cargas que le son asignadas a la estructura.
- Las naves industriales están sometidas principalmente a cargas permanentes como el peso propio de la estructura y el peso de las soluciones de cubierta y cierre, a cargas temporales y de viento, y para el caso de esta investigación también se tendrá en cuenta las cargas producto al sismo.
- Desde el punto de vista económico los pórticos empotrados en la base resultan más costosos con respecto a los articulados en cuanto a la cimentación debido a los momentos que se producen en la base de las estructuras, sin embargo, con respecto a la rigidez el coste de la estructura metálica de un pórtico biempotrado es siempre inferior al del

biarticulado, dado que la solución empotrada ayuda a reducir los momentos máximos y se obtienen diseños más racionales, a la hora de una comparación general, los biempotrados son ligeramente más favorables, incrementándose la diferencia a medida que aumenta la luz del pórtico.

## Capítulo II. Confección de los modelos geométricos objeto de estudio.

### 2.1. Metodología

Los pórticos a comparar serán de medianas y grandes luces, los cuales van tener luces de 24m; 30m; y 36m; variando sus alturas a razón de 1.2m a partir de 8.40 m y hasta los 10.80 m. Las naves van a tener una cantidad de intercolumnios hasta llegar a una longitud igual a tres veces la luz de la nave.

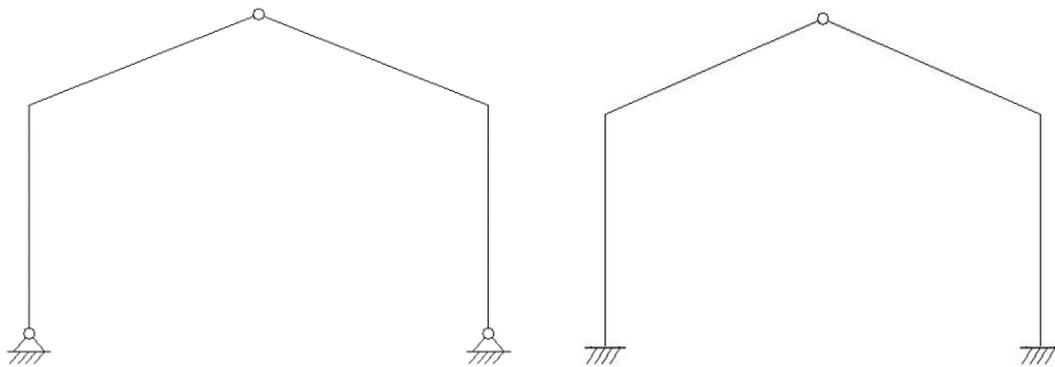


Figura 2.1. Condiciones de apoyo y uniones de los pórticos caso de estudio

Las alturas y las luces están en función del uso que se va a dar en las naves, ya que serán para salón de exposición, talleres, almacenes y salas deportivas, locales que necesitan grandes espacios sin columnas intermedias, que podrían ocupar espacio de manera innecesaria.

El material a utilizar en toda la estructura será un acero con las propiedades físico-mecánicas representadas en la figura 2.2.

Figura 2.2. Propiedades del material

Los purlings intermedios de las vigas se espaciarán a 1.65m debido a que las planchas que se utilizarán tienen un ancho de 1.83 m y estas se solapan para evitar las filtraciones y para que exista un agarre entre ellas. El espaciamiento entre el purling de la esquina de la nave y el borde de la misma será de 1.385 m y dejándose un alero de 0.355m. El purling que se encuentra colocado más cerca del medio del pórtico debe estar espaciado oscilando entre 0.165m y 0.200m, en el diseño se tomara un valor de 0.175, figura 2.3. Estas longitudes están tomadas para una pendiente de un 20%, con la cual se diseñará la estructura. Las dimensiones de las planchas de asbesto cemento utilizadas para el diseño fueron tomadas de la **(NC:052-034, 1978)** "Tejas laminadas y caballetes de asbesto cemento. Colocación y fijación"

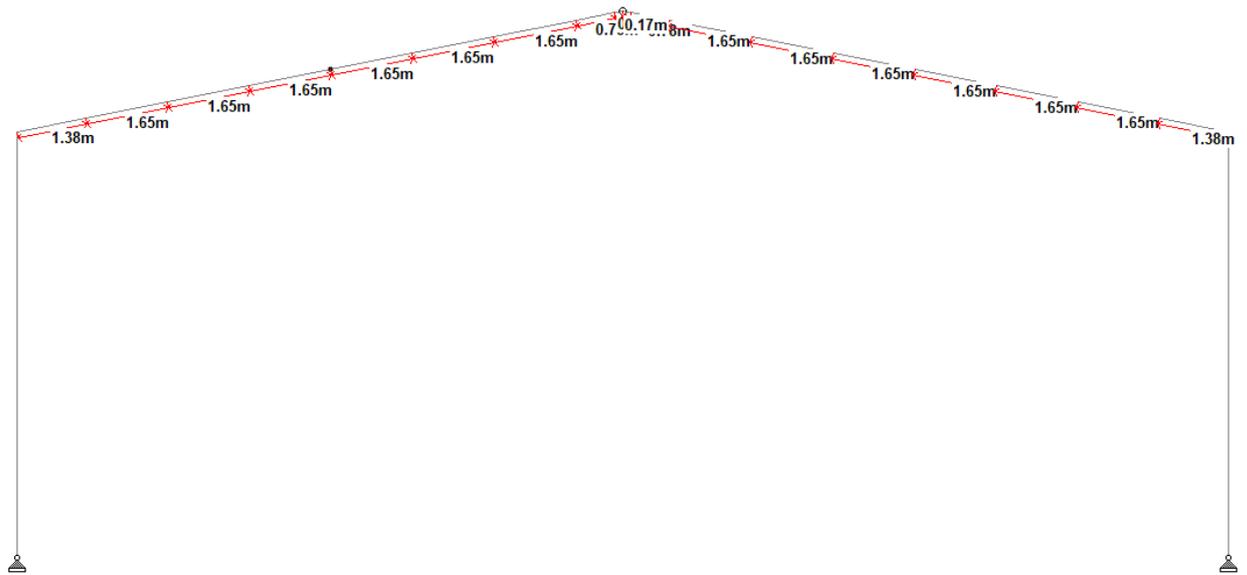


Figura 2.3. Ubicación de los purlings

Para el diseño se le suministraron al software los parámetros necesarios para cada elemento según se estudió en las asignaturas de la carrera estructuras metálicas y diseño automatizado de estructuras. El Staad Pro. V8i posibilita el diseño por diferentes códigos o normativas, pero como se planteó anteriormente el diseño se realizará según la AISC-LRFD.

## 2.2. Cálculo de las solicitaciones

Las estructuras son diseñadas para soportar los efectos de las acciones a que pueden ser sometidas durante las distintas etapas de su vida útil, con cierto grado de seguridad. Para garantizar este grado de seguridad en cuanto a las solicitaciones se establecen los valores de las cargas y de sus factores, partiendo de métodos probabilísticos, que aseguran que la probabilidad de que dichos valores sean superados, se mantenga dentro de límites técnicos económicos admisibles. Eso se logra con la introducción de factores que consideran las incertidumbres en:

- Los valores reales de las cargas
- La duración de las cargas
- La simultaneidad de acción de las mismas y sus combinaciones más desfavorables.

Se van a considerar como acciones la carga muerta, la carga viva, la carga de viento y la carga de sismo. Las acciones se definirán según las normas vigentes: **(NC:283, 2003)**, **(NC:284, 2003)** **(NC:285, 2003)**, **(NC:46, 2017)**.

### 2.2.1. Carga Permanente (CD)

Carga que, durante la construcción y vida útil de la estructura, actúa en forma constante (por ejemplo: la carga de la masa de la estructura). El software utilizado genera la carga permanente de peso propio para todos los elementos estructurales considerados en el modelo

La carga permanente (CD) se va a tomar por la NC-283 del 2003, el valor de la densidad para la cubierta va a ser de  $2.50 \text{ KN/m}^2$  debido a que se van a tomar planchas de asbesto cemento ondulado de 9mm de espesor.

Esta carga permanente se calcula mediante la multiplicación de este valor de densidad de las planchas por el ancho tributario que le corresponde a cada purlings.

$CD=1.65*2.5$  para el caso de los purlings intermedios y se distribuye de la forma siguiente:

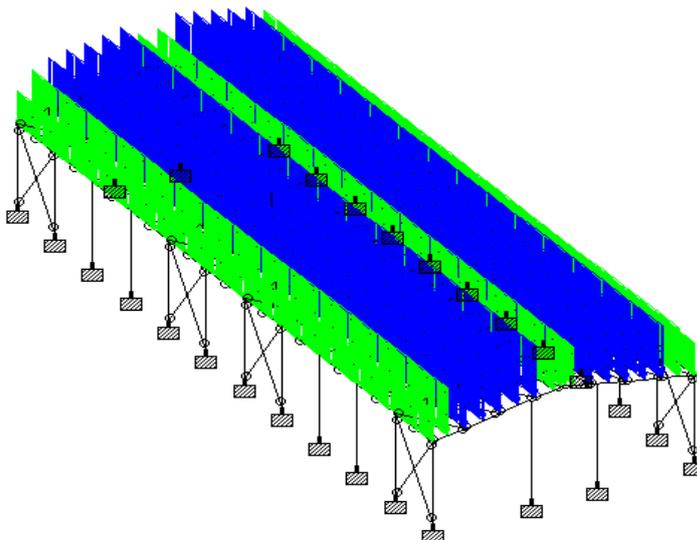


Figura 2.4. Cargas muertas distribuidas en los purlings de la estructura

La carga incluye también el peso propio de los elementos, pero estos no tenemos que calcularlos porque los da el Staad.ProV8i mediante un comando al asignarlo a la estructura.

### 2.2.2. Carga de Uso (CL)

Los valores nominales mínimos de carga debido al uso o explotación, son definidos como los valores más desfavorables para ciertas o posibles condiciones de uso normal de las edificaciones.

La carga de uso (CL) se va a tomar por la NC-284 del 2003, el valor seleccionado para esta carga es de 0.5KN/m<sup>2</sup> debido a que se va a tomar un techo inclinado de cubierta ligera con pendiente superior al 15 %.

Esta carga de uso se calcula igual que la carga permanente.

$CL=1.65*0.5$  para el caso de los purlings intermedios y se distribuye de la forma siguiente:

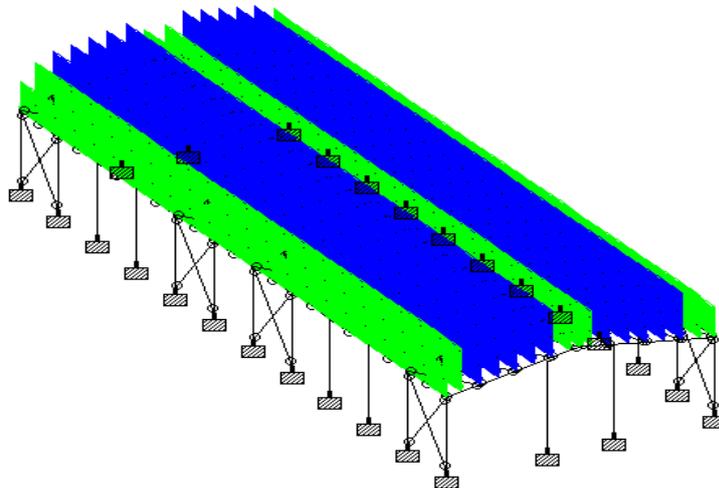


Figura 2.5. Cargas vivas distribuidas en los purlings de la estructura

### 2.2.3. Carga de Viento (CW)

La carga de viento se va a calcular por la NC-285 del 2003. Para estos valores de carga se toman factores que están dados dependiendo de las condiciones de la obra:

La categoría del terreno va a ser de tipo B porque serán terrenos cubiertos con obstáculos y edificaciones que superen los 10m (ciudades, zonas boscosas, etc.). Se considera representativo este tipo de terreno, cuando las condiciones señaladas se mantengan en una distancia de 500m o más, a partir de la edificación u obra.

$$q=q_{10} * C_t * C_h * C_r * C_s * C_f * C_{ra}$$

- Presión del viento ( $q_{10}$ ): el valor de este factor va a ser de 1.31 para todos los modelos porque este es el valor que comprende las provincias de: Pinar del Río, La Habana, Ciudad de la Habana, Matanzas, Villa Clara, Cienfuegos y el municipio especial Isla de la Juventud.
- Coeficiente de recurrencia ( $C_t$ ): el valor de este factor va a ser de 0.70 para todos los modelos
- Coeficiente de sitio ( $C_s$ ): el valor de este factor va a ser de 1.10 por ser un sitio expuesto al estar ubicado en Caibarién.
- Coeficiente de ráfaga ( $C_r$ ): el valor de este factor va a ser de 1.28 para todos los modelos.
- Coeficiente de reducción ( $C_{ra}$ ): el valor de este factor va a ser de 0.7 para todos los modelos porque comprende la dimensión máxima de la superficie expuesta, la cual va a exceder los 50m en todos los casos.
- Coeficiente de forma ( $C_f$ ): el valor de este factor va a variar para los modelos dependiendo otros factores que son:

Frente al viento en presión

- Frente al viento en cubierta ( $C_1$ )
- Detrás del viento en cubierta ( $C_2$ )
- Detrás del viento en succión ( $C_3$ )
- Coeficiente de altura ( $C_H$ ): este valor depende de la altura de la edificación por lo que va variando con la altura de los modelos.

Para el valor de las cargas se utilizó una hoja de cálculo de Excel confeccionada para calcular las cargas de viento según la NC-285:2003 en una nave cerrada a dos aguas, suministrando los datos necesarios se obtienen las cargas que actúan en los purlings y en las columnas de la estructura.

En las tablas 2.1 se muestra como ejemplo el cálculo de las cargas de viento extremo y no extremo para el pórtico con longitud de 24 m y altura de 8.4 m.

	h (m)	$q_{10}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_T$	$C_S$	$C_H$	$C_R$	$C_F$	$C_{RA}$	$q_{10}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{10}$ (kN/m)
Pto con H=5	5.00	1.33	0.70	1.10	0.48	1.28	0.80	0.700	0.351	2.109
Pto 2	8.40	1.33	0.70	1.10	0.60	1.28	0.80	0.700	0.442	2.649
Pto 3	8.40	1.33	0.70	1.10	0.60	1.28	-0.30	0.700	-0.166	-0.273
Pto 4	10.80	1.33	0.70	1.10	0.67	1.28	-0.30	0.700	-0.185	-0.305
Pto5	10.80	1.33	0.70	1.10	0.67	1.28	-0.40	0.700	-0.247	-0.407
Pto 6	8.40	1.33	0.70	1.10	0.60	1.28	-0.40	0.700	-0.221	-0.364
Pto 7	8.40	1.33	0.70	1.10	0.60	1.28	-0.50	0.700	-0.276	-1.656
Pto con H=5	5.00	1.33	0.70	1.10	0.48	1.28	-0.50	0.700	-0.220	-1.318

Tabla 2.1 Cargas de viento extremo

	h (m)	$q_{10}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_F$	$q_{10}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{10}$ (kN/m)
Pto 1	0.00	0.5	0.80	0.4	2.400
Pto 2	8.40	0.5	0.80	0.4	2.400
Pto 3	8.40	0.5	-0.30	-0.15	-0.248
Pto 4	10.80	0.5	-0.30	-0.15	-0.248
Pto5	10.80	0.5	-0.40	-0.2	-0.330
Pto 6	8.40	0.5	-0.40	-0.2	-0.330
Pto 7	8.40	0.5	-0.30	-0.15	-0.900
Pto 8	0.00	0.5	-0.30	-0.15	-0.900

Tabla 2.2 Cargas de viento no extremo

A continuación, se presenta el diagrama de una de las estructuras a modelar, el resto es similar, solamente cambian los valores. Con este diagrama de ejemplo, figura 2.6, (con luz de 36 m y altura de 10.8 m) se pueden mostrar los puntos notables de la misma observados en la tabla anterior. Como se puede notar los valores de viento van variando en los distintos puntos.

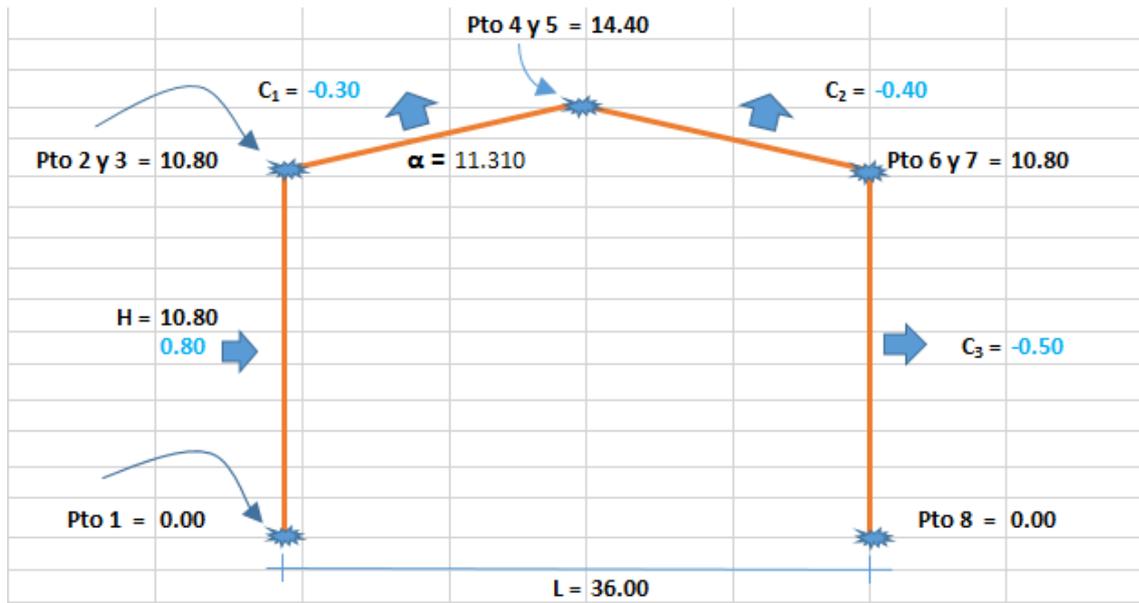


Figura 2.6. Representación del pórtico para el cálculo de las cargas de viento

#### 2.2.4. Carga de sismo (CE)

La carga de sismo (CE) se va a tomar por la NC-46 del 2017: Construcciones Sismorresistentes. Requisitos.

Se va a utilizar una hoja de cálculo de Mathcad confeccionada por los profesores de la facultad a la cual se le introducen datos para poder obtener una tabla de valores que luego se introducirán en un espectro de carga.

Lo primero que hay que tener en cuenta para esta carga es la zona sísmica, la cual tiene valores diferentes para distintos lugares del país, incluso valores hasta para municipios específicos. Para Caibarién, que es el municipio en el cual vamos a trabajar, le corresponde la Zona 2.

Lo segundo que se tiene en cuenta es la clase de la obra, se tomará obras de categoría II, las cuales incluyen construcciones de ocupación normal que pueden tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome. A la hora de elegir en el Mathcad se tomará la opción de Obras Ordinarias.

Lo tercero que se tiene en cuenta es la clase del sitio; se tomará clase D que incluye perfiles de suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla el criterio de la velocidad de la onda del cortante:  $180\text{m/s} \leq V_s \leq 360\text{m/s}$

Se tendrán en cuenta valores obtenidos en la tabla por la cual se buscan los valores para obtener la zona, estos valores son:

$$S_0 = 0.201$$

$$S_s = 0.354$$

$$S_1 = 0.077$$

$$T_L = 3\text{s}$$

Se seleccionará como categoría de sismo para la cual se desea construir el espectro Sismo Básico, ya que es el que le corresponde a las Obras Ordinarias escogidas en la clase de obra.

Se seleccionará la falla activa próxima como Fuente Sísmica tipo C que incluye fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad.

El Mathcad una vez introducidos los datos realiza un esquema de Espectro de Respuesta

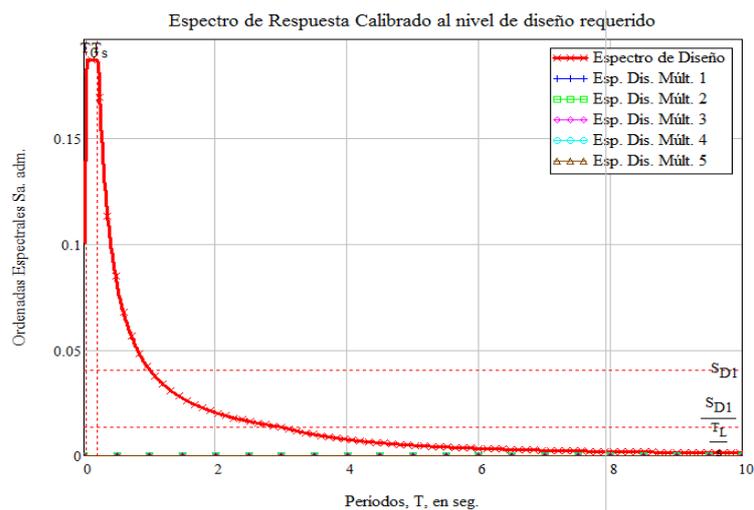


Figura 2.7. Espectro del sismo

### 2.2.5. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se tomaron en cuenta fueron las de la norma americana. Estas combinaciones son:

1.  $1.4CD$
2.  $1.2CD+1.6CL$
3.  $1.2CD+0.8CW$
4.  $1.2CD+0.5CL$
5.  $1.2CD+1.3CW+0.5CL$
6.  $1.2CD+1.5CE+0.5CL$
7.  $0.9CD+1.3CW$
8.  $0.9CD+1.5CE$

Para el caso de las combinaciones 3; 5 y 7 las cargas de viento (CW) se aplicaron como Vientos Extremos (CWE) y Vientos No Extremos (CWNE) de forma diferente.

### 2.3. Perfiles utilizados para el prediseño

Los perfiles para el prediseño de la nave van a ser asignados de la siguiente forma:

- Para los pórticos se asignarán perfiles W24x104 al igual que para las columnas de viento

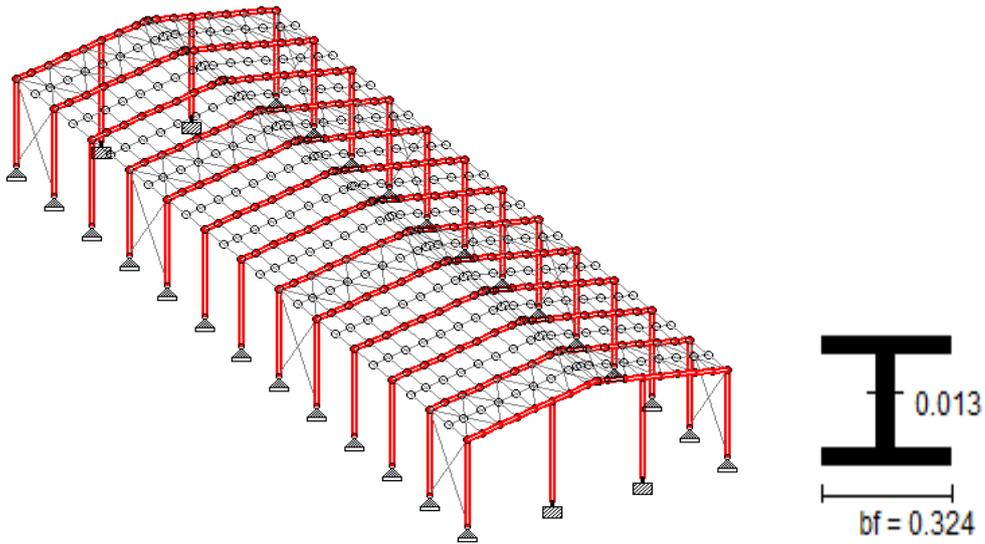


Figura 2.8. Perfil asignado a los pórticos para el prediseño

- Para los purlings se utilizarán perfiles canales C9x20

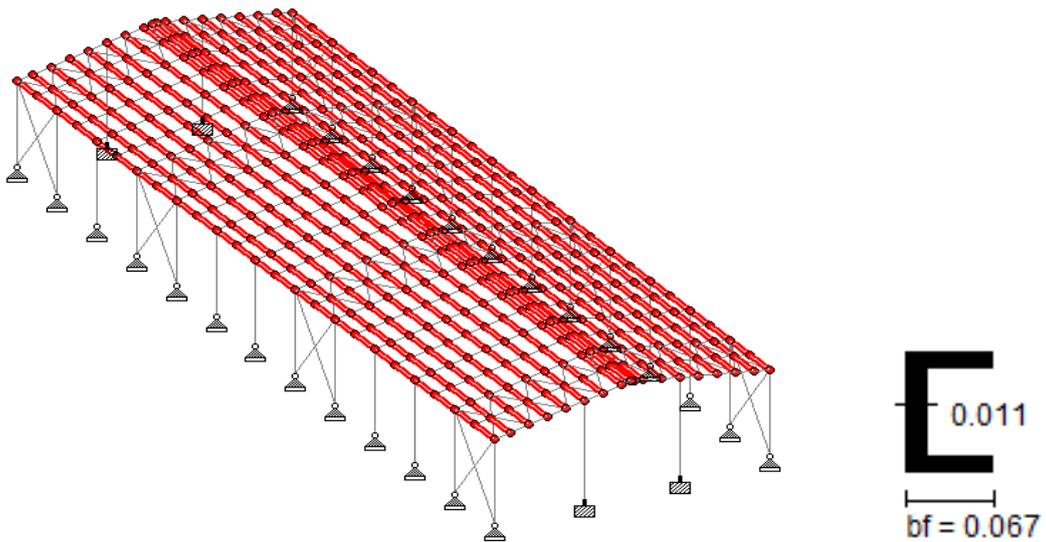


Figura 2.9. Perfil asignado a los purling para el prediseño

- Para los arriostres, dígase con arriostres las cruces de San Andrés y los tirantes se tomarán perfiles angulares L35258

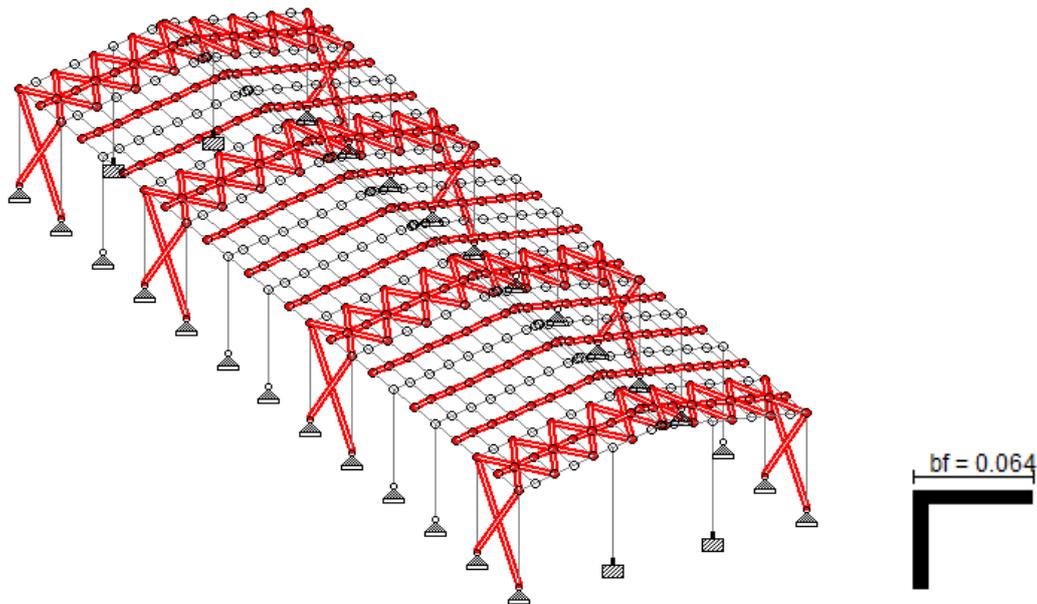


Figura 2.10. Perfil asignado a los arriostres para el prediseño.

## 2.4. Cimentación

El suelo donde se realizará la cimentación es una arcilla de alta compresibilidad y por el HRB se clasifica como A-7-6, el cual posee una humedad óptima de 23.5% y peso específico seco máximo de  $12.15 \text{ kN/m}^3$ , su módulo de deformación es de 20.5 MPa y un índice de plasticidad de 64%, los parámetros de resistencia a cortante de dicho suelo son una cohesión de 58.84 kPa y ángulo de fricción de  $15.04^\circ$ .

El diseño geotécnico de las mismas se realizará por la propuesta de Norma Cubana (NC, 2007). Apoyándonos en la hoja de Mathcad con la cual cuenta la misma, figura 2.10.

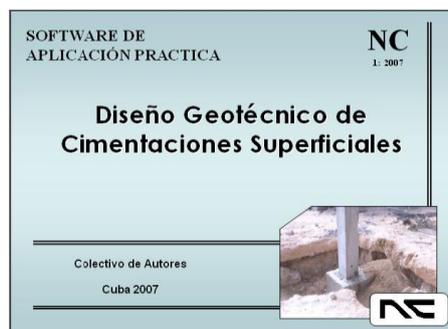


Figura 2.11. Portada Hoja de cálculo de Mathcad

Esta norma realiza un diseño por el método de los estados límites, diseñando para vuelco, deslizamiento y capacidad de carga para el primer estado límite, y para asentamiento para el segundo estado límite. Al mismo se le introducen las solicitaciones resultantes del modelo, figura 2.12, para las bases de las columnas de todos los casos de estudio y se obtiene un diseño para cada uno.

Las solicitaciones deben ser normativas dado que la norma introduce en el cálculo las combinaciones de carga que se tienen en cuenta para los suelos, figura 2.13.

**Estados de Cargas**

"Cargas"	"N (kN)"	"H (kN)"	"M (kN-m)"
Carga Muerta-----	"Muerta" 1200.00	10.00	15.00
Carga Viva de Larga Duración---	"Viva de LD" 700.00	5.00	10.00
Carga Viva de Corta Duración---	"Viva de CD" 0.00	0.00	0.00
Carga Especial de Viento-----	"Viento" 50.00	10.00	40.00
Carga Especial de Sismo-----	"Sismo" 0.00	0.00	0.00

Figura 2.12. Cargas que se le introducen a la NC

**Normativas.**

**De Cálculo o Mayoradas.**

CM-----	1.4CM-----
CM+ CT-----	1.2CM+ 1.6 CT-----
CM + CT + CEviento-----	1.2CM + CT + 1.3CEviento-----
CM + CT + CEviento-----	1.2CM + 1.6CT +0.8CEviento--
CM + CEviento-----	0.9CM + 1.3CEviento-----
CM + CT + CEsismo-----	1.2CM + CT + 1.4CEsismo-----
CM + CEsismo-----	0.9CM + 1.4CEsismo-----

Figura 2.13. Combinaciones de carga normativas y de cálculo

**2.5. Gráficos de solicitaciones resultantes.**

Después del análisis realizado se obtienen los gráficos resultantes donde se pueden apreciar las variaciones de las solicitaciones para los elementos. Estos gráficos pertenecen al pórtico articulado en el centro del claro y empotrado en las bases, de 24 m de luz y 8.4 m de altura.

## **2.6. Conclusiones parciales**

- Según los proyectos típicos de naves industriales las dimensiones utilizadas en este tipo de estructuras son intercolumnios de 6 m, luces múltiplos de 6 y alturas múltiplos de 1.2, debido a las dimensiones de los elementos que se fabrican en la actualidad que tienen estas dimensiones. Por lo que para el análisis y diseño de pórticos de grandes dimensiones se escogieron luces de 24 m, 30 m y 36 m, y alturas de 8.4 m, 9.6 m y 10.8 m.
- La solución de cubierta que se utilizará serán planchas de asbesto cemento de 9 mm de espesor con dimensiones de 1.83 m de ancho y 6 m de largo.
- Para el prediseño se utilizaron perfiles W24x104 para las columnas y vigas, perfiles canal C9x20 y perfiles angulares L25358 para los arriostres.
- Se confeccionaron un total de 18 modelos para cada luz con la variación de las tres alturas, articulados en el centro del claro y con condiciones de apoyo diferentes.

## Capítulo III. Análisis de los resultados

### 3.1. Resultados

Después de la modelación y el prediseño de las estructuras de elementos metálicos utilizando el StaadProV8i, el programa brinda un resultado con el verdadero diseño de la misma, mostrando las solicitaciones resultantes para los nuevos perfiles.

En las siguientes tablas se muestran los resultados extraídos después de la corrida de los modelos tanto en el análisis de Primer Orden como en el PDelta, especificando el comportamiento de los pórticos para los desplazamientos en las uniones viga-columna y viga-viga se realizaron comparaciones entre los modelos corridos para un punto mismo punto en cada uno.

### 3.2. Desplazamientos

Con el objetivo de comprender el comportamiento de las deformaciones en todas las estructuras analizadas se hicieron comparaciones para un mismo pórtico en cada modelo.

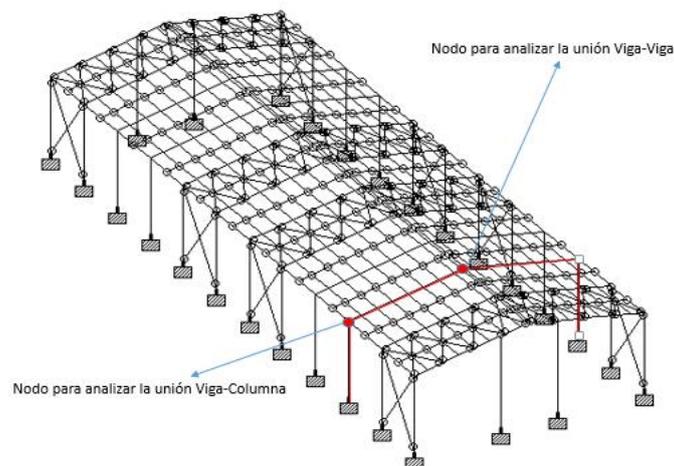


Figura 1.1 Pórtico y nodos utilizados para extraer los resultados para las combinaciones

3.2.1. Análisis de los modelos triarticulados para el Primer Orden y el análisis PDelta en cuanto a las uniones viga-columna y viga-viga.

3.2.1.1. Unión viga-columna

Primer Orden					
Unión Viga-Columna (trarticulado)					
	NODE	X-trans mm	Y-trans mm	Z-trans mm	Absolute
L24; H8.4	44	-118.947	0.056	1.453	118.953
L24; H9.6	193	-128.249	-0.319	-0.846	128.252
L24; H10.8	193	-148.466	-0.361	-0.875	148.469
L30; H8.4	304	-135.044	-0.303	-0.784	135.051
L30; H9.6	304	-140.866	-0.396	-1.009	140.87
L30; H10.8	304	-189.124	-0.498	-1.267	189.128
L36; H8.4	439	-145.095	-0.279	-1.311	145.102
L36; H9.6	439	-158.342	-0.291	-1.167	158.347
L36; H10.8	439	-216.629	-0.413	-1.088	216.633

Tabla 3.1 Desplazamientos en la unión viga-columna, pórticos triarticulados, análisis de 1er orden

Pdelta					
Unión Viga-Columna (trarticulado)					
	NODE	X-trans mm	Y-trans mm	Z-trans mm	Absolute
L24; H8.4	193	-121.192	-0.354	-0.02	121.193
L24; H9.6	193	-128.843	-0.312	-0.855	128.846
L24; H10.8	193	-144.082	-0.333	-0.929	144.085
L30; H8.4	304	-128.98	-0.291	-0.753	128.983
L30; H9.6	304	-133.335	-0.309	-1.025	133.339
L30; H10.8	304	-164.591	-0.314	-1.105	164.595
L36; H8.4	439	-138.657	-0.244	-0.761	138.68
L36; H9.6	439	-173.798	-0.272	-0.843	173.802
L36; H10.8	439	-180.524	-0.36	-1.032	180.528

Tabla 3.2 Desplazamientos en la unión viga-columna, pórticos triarticulados, análisis PDelta

3.2.1.2. Unión viga-viga

Primer Orden					
Unión Viga-Viga (triarticulado)					
	NODE	X-trans mm	Y-trans mm	Z-trans mm	Absolute
L24; H8.4	194	-0.903	-148.538	0.556	148.342
L24; H9.6	194	-0.065	-199.379	-0.559	199.379
L24; H10.8	194	-0.235	-202.383	-0.051	202.383
L30; H8.4	305	0.078	-169.014	-0.295	169.014
L30; H9.6	305	-0.127	-243.858	-0.086	243.858
L30; H10.8	305	1.157	-261.851	0.783	261.853
L36; H8.4	441	0.496	-224.475	-0.592	224.476
L36; H9.6	441	5.02	-274.872	-0.323	274.918
L36; H10.8	441	-0.626	-300.951	0.834	300.953

Tabla 3.3 Desplazamientos en la unión viga-viga, pórticos triarticulados, análisis de 1er orden

PDelta					
Unión Viga-Viga (triarticulado)					
	NODE	X-trans mm	Y-trans mm	Z-trans mm	Absolute
L24; H8.4	194	-0.205	-135.724	-0.299	135.725
L24; H9.6	194	-3.121	-164.171	-0.786	164.196
L24; H10.8	194	-2.99	-222.662	1.143	222.014
L30; H8.4	305	0.819	-152.984	0.409	152.986
L30; H9.6	305	0.003	-184.225	-0.68	184.226
L30; H10.8	305	0.45	-218.32	-1.438	218.325
L36; H8.4	441	1.186	-161.722	-0.798	161.729
L36; H9.6	441	4.628	-190.029	-2.187	190.098
L36; H10.8	441	-1.201	-229.346	0.366	229.348

Tabla 3.4 Desplazamientos en la unión viga-viga, pórticos triarticulados, análisis PDelta

3.2.2. Análisis de los modelos empotrados en las bases y articulados en la unión superior para el Primer Orden y el análisis PDelta en cuanto a las uniones viga-columna y viga-viga.

## 3.2.2.1. Unión viga-columna

Primer Orden					
Unión Viga-Columna (empotrado en las bases y articulado en la unión superior)					
	NODE	X-trans mm	Y-trans mm	Z-trans mm	Absolute
L24; H8.4	193	-30.471	-0.321	-0.909	30.495
L24; H9.6	193	-34.715	-0.321	-0.909	34.728
L24; H10.8	193	-36.092	-0.367	-0.75	36.102
L30; H8.4	304	-23.206	-0.294	-1.071	23.232
L30; H9.6	304	-26.689	-0.549	0.016	26.695
L30; H10.8	304	-28.32	-0.313	-1.068	28.342
L36; H8.4	439	-21.232	-0.503	0.079	21.238
L36; H9.6	439	-21.873	-0.509	0.056	21.879
L36; H10.8	439	-28.165	-0.502	0.122	28.169

Tabla 3.5 Desplazamientos en la unión viga-columna, pórticos empotrados en las bases y articulado unión superior, análisis de 1er orden

PDelta				
Unión Viga-Columna (empotrado en las bases y articulado en la unión superior)				
	NODE	X-trans mm	Y-trans mm	Z-trans mm
L24; H8.4	193	18.947	0.056	1.453
L24; H9.6	193	-36.297	-0.483	-0.768
L24; H10.8	193	-42.091	-0.538	-3.781
L30; H8.4	304	-16.715	-0.298	-0.771
L30; H9.6	304	-22.034	-0.318	-1
L30; H10.8	304	-28.32	-0.313	-1.068
L36; H8.4	439	-14.43	-0.294	-0.658
L36; H9.6	439	-14.999	-0.295	-0.784
L36; H10.8	439	-15.92	-0.303	-0.795

Tabla 3.6 Desplazamientos en la unión viga-columna, pórticos empotrados en las bases y articulado en la unión superior, análisis PDelta

## 3.2.2.2. Unión viga-viga

Primer Orden					
Unión Viga-Viga (empotrado en las bases y articulado en la unión superior)					
	NODE	X-trans mm	Y-trans mm	Z-trans mm	Absolute
L24; H8.4	194	0.002	-134.802	1.453	181.953
L24; H9.6	194	-0.001	-139.716	-1.045	138.056
L24; H10.8	194	0	-155.973	-0.924	164.847
L30; H8.4	305	0.002	-144.243	-0.609	131.429
L30; H9.6	305	0.044	-155.067	-0.902	157.24
L30; H10.8	305	-0.009	-168.75	-0.81	153.586
L36; H8.4	440	0	-180.663	-0.124	133.38
L36; H9.6	440	-0.029	-187.815	-1.37	135.371
L36; H10.8	440	-0.004	-191.645	-0.5	165.771

Tabla 3.7 Desplazamientos en la unión viga-viga, pórticos empotrado en las bases y articulado en la unión superior, análisis de 1er orden

PDelta					
Unión Viga-Viga (empotrado en las bases y articulado en la unión superior)					
	NODE	X-trans mm	Y-trans mm	Z-trans mm	Absolute
L24; H8.4	194	-0.001	-114.802	-0.634	134.803
L24; H9.6	194	-0.113	-129.716	-1.569	139.725
L24; H10.8	194	0	-134.973	-3.141	234.994
L30; H8.4	318	-0.856	-124.243	-1.71	104.26
L30; H9.6	318	-0.711	-145.067	0.164	125.069
L30; H10.8	318	-0.355	-158.75	-0.904	158.753
L36; H8.4	440	-0.039	-180.663	0.191	80.663
L36; H9.6	440	-0.61	-187.815	-0.177	87.817
L36; H10.8	440	0.084	-191.645	-2.247	91.673

Tabla 3.8 Desplazamientos en la unión viga-viga, pórticos empotrado en las bases y articulado en la unión superior, análisis PDelta

## 3.3. Fuerzas en la base

Para realizar el diseño de las cimentaciones es necesario determinar cuáles son las fuerzas reactivas en la base de las columnas. Sin embargo, las resultantes

en los apoyos vienen dada por la combinación más crítica obtenida por el software cuyos valores se muestran a continuación en las tablas 3.9, 3.10, 3.11 y 3.12, para todos los casos de estudio.

	Fx	Fy	Mz
L=24 h=8.4	-169.54	363.312	0
L=24 h=9.6	144.825	366.346	0
L=24 h=10.8	-131.376	386.196	0
L=30 h=8.4	207.367	445.083	0
L=30 h=9.6	214.095	449.776	0
L=30 h=10.8	116.108	470.76	0
L=36 h=8.4	192.202	591.786	0
L=36 h=9.6	173.719	595.262	0
L=36 h=10.8	155.142	593.165	0

Tabla 3.9 Reacciones de apoyo-pórticos triarticulados-Análisis de 1er orden

	Fx	Fy	Mz
L=24 h=8.4	180.149	369.217	0
L=24 h=9.6	-147.51	371.084	0
L=24 h=10.8	134.313	376.345	0
L=30 h=8.4	239.032	443.579	0
L=30 h=9.6	127.509	445.719	0
L=30 h=10.8	195.184	463.108	0
L=36 h=8.4	327.95	547.772	0
L=36 h=9.6	293.439	554.181	0
L=36 h=10.8	164.807	583.517	0

Tabla 3.10 Reacciones de apoyo-pórticos triarticulados-Análisis de PDelta

	Fx	Fy	Mz
L=24 h=8.4	168.371	246.705	-744.184
L=24 h=9.6	178.694	365.883	-743.772
L=24 h=10.8	-213.985	324.887	1107.441
L=30 h=8.4	-397.197	406.355	1726.06
L=30 h=9.6	343.39	423.126	-1618.007
L=30 h=10.8	-328.419	412.598	1845.487
L=36 h=8.4	-501.66	468.073	2162.558
L=36 h=9.6	472.233	498.399	2348.107
L=36 h=10.8	430.451	517.716	-2291.179

Tabla 3.11 Reacciones de apoyo-pórticos empotrados en la base y articulación unión superior-Análisis de 1er orden

	Fx	Fy	Mz
L=24 h=8.4			
L=24 h=9.6	185.602	341.702	-771.135
L=24 h=10.8	205.103	342.968	-937.041
L=30 h=8.4	214.942	456.027	-870.562
L=30 h=9.6	202.997	460.121	-948.611
L=30 h=10.8	198.408	485.811	-1077.256
L=36 h=8.4	297.015	579.882	-1124.056
L=36 h=9.6	306.813	595.668	-1488.561
L=36 h=10.8	266.499	618.683	-1415.799

Tabla 3.12 Reacciones de apoyo-pórticos empotrados en la base y articulación unión superior-Análisis PDelta

Sin embargo, para diseñar las cimentaciones es necesario extraer del software las solicitaciones sin mayorar, dado que la hoja de cálculo de Mathcad de la Norma cubana de cimentaciones realiza el análisis de las combinaciones de carga y elige según los datos introducidos cual es la más crítica.

### 3.4. Cimentación

En una edificación la cimentación representa del 15 al 20% de la misma por lo que es necesario realizar un buen diseño de las mismas.

Con la ayuda de las hojas de cálculo de Mathcad de la Norma cubana de cimentaciones se realizó el diseño geotécnico y estructural de los cimientos más críticos de la estructura. Estos resultados se muestran a continuación en las tablas 3.20 y 3.21, para el análisis de 1er orden dado que los resultados para el análisis PDelta son muy similares en este aspecto. Para el caso de los pórticos articulados en la base predomina la carga axial y el caso de los empotrados el momento.

	1er EL	2do EL
L=24 h=8.4	2	2.15
L=24 h=9.6	2.1	2.3
L=24 h=10.8	2.25	2.55
L=30 h=8.4	2.45	2.65
L=30 h=9.6	2.65	2.7
L=30 h=10.8	2.7	2.75
L=36 h=8.4	2.85	2.95
L=36 h=9.6	2.95	3.05
L=36 h=10.8	3.05	3.25

a)

	d	# barras	∅	@
L=24 h=8.4	0.51	25	16	8cm
L=24 h=9.6	0.51	27	16	8cm
L=24 h=10.8	0.52	30	16	8cm
L=30 h=8.4	0.52	32	16	8cm
L=30 h=9.6	0.52	32	16	8cm
L=30 h=10.8	0.52	32	16	8cm
L=36 h=8.4	0.52	36	16	8cm
L=36 h=9.6	0.53	37	16	8cm
L=36 h=10.8	0.53	39	16	8cm

b)

Tabla 3.13 Diseño geotécnico y estructural: Pórticos triarticulados-Análisis de 1er orden

	1er EL	2do EL
L=24 h=8.4	4.7	5.85
L=24 h=9.6	4.8	5.9
L=24 h=10.8	4.85	6
L=30 h=8.4	5.25	6.65
L=30 h=9.6	5.35	6.7
L=30 h=10.8	5.4	6.7
L=36 h=8.4	5.8	7.25
L=36 h=9.6	5.8	7.35
L=36 h=10.8	5.95	7.35

a)

	d	# barras	∅	@
L=24 h=8.4	0.61	82	16	7cm
L=24 h=9.6	0.62	83	16	7cm
L=24 h=10.8	0.63	86	16	7cm
L=30 h=8.4	0.71	108	16	7cm
L=30 h=9.6	0.72	110	16	7cm
L=30 h=10.8	0.72	110	16	7cm
L=36 h=8.4	0.79	130	16	7cm
L=36 h=9.6	0.80	134	16	7cm
L=36 h=10.8	0.80	134	16	7cm

b)

Tabla 3.14 Diseño geotécnico y estructural: Pórticos empotrados en la base y articulado unión superior-Análisis de 1er orden

### 3.5. Comparación entre los pórticos

Para determinar que pórtico es más factible para este tipo de estructuras es necesaria una comparación entre los resultados obtenidos en los epígrafes anteriores.

### 3.5.1. Comparación entre los resultados del análisis de Primer Orden y el PDelta

Comparación de los desplazamientos entre el análisis de Primer Orden y Análisis PDelta				
	Unión Viga-Columna (triarticulado)		Unión Viga-Viga (triarticulados)	
	1er Orden	PDelta	1er Orden	PDelta
	X-trans mm	X-trans mm	Y-trans mm	Y-trans mm
L24; H8.4	-118.947	-121.192	-148.538	-135.724
L24; H9.6	-128.249	-128.843	-199.379	-164.171
L24; H10.8	-148.466	-144.082	-202.383	-222.662
L30; H8.4	-135.044	-128.98	-169.014	-152.984
L30; H9.6	-140.866	-133.335	-243.858	-184.225
L30; H10.8	-189.124	-164.591	-261.851	-218.32
L36; H8.4	-145.095	-138.657	-224.475	-161.722
L36; H9.6	-158.342	-173.798	-274.872	-190.029
L36; H10.8	-216.629	-180.524	-300.951	-229.346

Tabla 3.15 Comparación de los desplazamientos entre el análisis de Primer Orden y Análisis PDelta

Como se puede apreciar en la tabla comparativa anterior los valores de los desplazamientos para el análisis de Primer Orden son en su mayoría más grandes que para el análisis PDelta. Para los nudos comparados se hace más crítica la combinación  $0.9CD+1.5CE$  en el caso de las uniones viga-columna y la  $1.2CD+1.6CL$  para la unión viga-viga.

Como en la tabla anterior se demuestra que los desplazamientos más críticos se obtienen para el análisis de Primer Orden las comparaciones que se muestran a continuación se realizarán para el mismo.

### 3.5.2. Comparación de los desplazamientos entre los pórticos triarticulados y los empotrados en las bases y articulados en la unión superior

Comparación de los desplazamientos entre el análisis del pórtico triarticulado y el empotrado en las bases y articulado en la unión superior				
	Unión viga-columna		Unión viga-viga	
	Triarticulado	Empotrado en las bases	Triarticulado	Empotrado en las bases
	X-trans mm	X-trans mm	Y-trans mm	Y-trans mm
L24; H8.4	-118.947	-30.471	-148.538	-134.802
L24; H9.6	-128.249	-34.715	-199.379	-139.716
L24; H10.8	-148.466	-36.092	-202.383	-155.973
L30; H8.4	-135.044	-23.206	-169.014	-144.243
L30; H9.6	-140.866	-26.689	-243.858	-155.067
L30; H10.8	-189.124	-28.32	-261.851	-168.75
L36; H8.4	-145.095	-21.232	-224.475	-180.663
L36; H9.6	-158.342	-21.873	-274.872	-187.815
L36; H10.8	-216.629	-28.165	-300.951	-191.645

Tabla 3.16 Comparación de los desplazamientos entre el análisis del pórtico triarticulado y el empotrado en las bases y articulado en la unión superior

Como se puede apreciar los desplazamientos en los pórticos triarticulados son mayores que en los empotrados en las bases y articulados en la unión superior debido a que estos últimos presentan mayor rigidez.

3.5.3. Comparación entre los perfiles obtenidos para los pórticos triarticulados y los empotrados en las bases y articulados en la unión superior

Comparación de los perfiles				
	Pórticos triarticulados		Pórticos empotrados en las bases	
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas
L24; H8.4	W27x114	W27x146	W21x101	W24x84
L24; H9.6	W27x161	W27x146	W24x131	W24x117
L24; H10.8	W30x173	W36x150	W27x161	W24x131
L30; H8.4	W33x241	W36x330	W30x173	W27x161
L30; H9.6	W36x160	W36x441	W30x173	W27x161
L30; H10.8	W36x160	W40x167	W30x191	W27x161
L36; H8.4	W40x215	W40x167	W40x199	W40x199
L36; H9.6	W40x215	W40x215	W40x199	W40x199
L36; H10.8	W40x264	W40x215	W40x215	W40x199

Tabla 3.17 Comparación de los perfiles

Como se puede apreciar a medida que las luces y peraltos de las naves se van amplificando los perfiles van aumentando también sus dimensiones y pesos debido a que las columnas y vigas tienen que ir soportando cada vez más cargas.

3.5.4. Comparación del comportamiento de los desplazamientos en la unión viga-columna de los pórticos al variar sus luces y alturas.

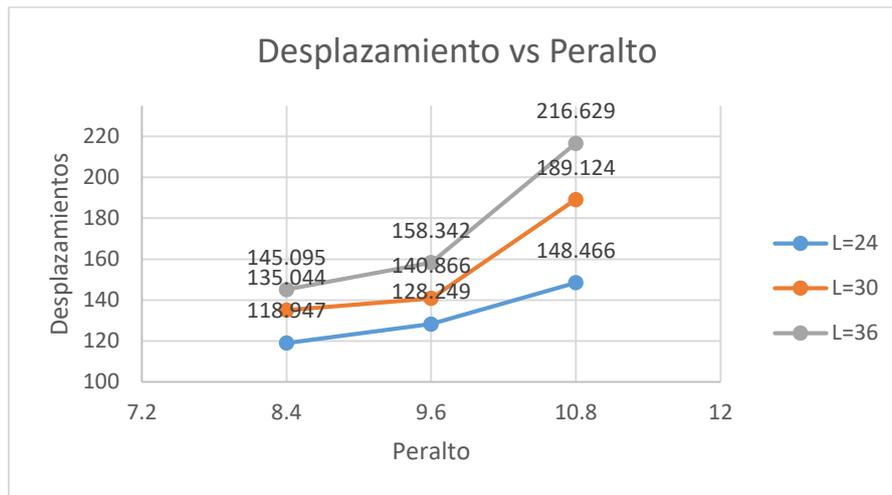


Figura 1.2 Resultados de los desplazamientos con respecto a la variación de la altura en la unión viga-columna.

3.5.5. Comparación del comportamiento de los desplazamientos en la unión viga-viga de los pórticos al variar sus luces y alturas.

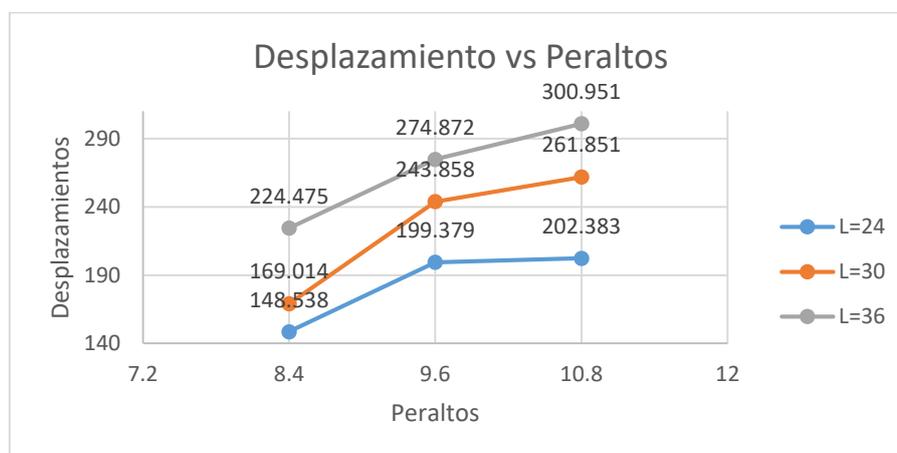


Figura 1.3 Resultados de los desplazamientos con respecto a la variación de la altura en la unión viga-columna.

Los gráficos anteriores muestran el comportamiento de los desplazamientos a medida que se cambian sus dimensiones. Como se puede apreciar para una misma luz con alturas diferentes y viceversa las deformaciones van aumentando para las uniones viga-columna así como para las uniones viga-viga.

### 3.5.6. Comparación de los suelos

Realizando una comparación entre los resultados obtenidos para los dos tipos de condiciones de apoyo, tabla que son objeto de estudio de la investigación se puede apreciar que las dimensiones del área de la base, así como el peralte aumentan considerablemente para los pórticos empotrados en la base, resultando un diseño mucho más costoso debido a los volúmenes de hormigón y el número de barras de acero que se necesitan.

	articulado	empotrado
L=24 h=8.4	2.15	5.85
L=24 h=9.6	2.3	5.9
L=24 h=10.8	2.55	6
L=30 h=8.4	2.65	6.65
L=30 h=9.6	2.7	6.7
L=30 h=10.8	2.75	6.7
L=36 h=8.4	2.95	7.25
L=36 h=9.6	3.05	7.35
L=36 h=10.8	3.25	7.35

Tabla 3.18 Comparación de los suelos

Los pórticos articulados en la base desde el punto de vista económico resultan en este caso una mejor opción en comparación con los empotrados en la base. Sin embargo, en cuanto a la resistencia ante las cargas que actuarán durante la vida útil de la estructura, los pórticos empotrados resultan mucho más rígidos en la base y seguros.

### **3.6. Conclusiones parciales**

Después de realizado el análisis de los modelos y la comparación entre los mismos en cuanto a las deformaciones viga-columna y viga-viga, además del comportamiento de los suelos a medida que varían las solicitaciones se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- Los desplazamientos para el análisis de Primer Orden son mayores que los del análisis PDelta, por lo tanto es recomendable realizar las comparaciones pertinentes para el análisis de Primer Orden
- La combinación más crítica para la unión viga-columna es la  $0.9CD+1.5CE$ , para la unión viga-viga es  $1.2CD+1.6CL$ .
- Los desplazamientos para los pórticos triarticulados son mayores que para los pórticos empotrados en las bases y articulados en la unión superior. Hay que tener en cuenta que el más acertado es el de las bases empotradas debido a que su rigidez permite que la unión viga-columna sea poco deformable, aunque en la articulación del medio de la luz el desplazamiento sea elevado debido a las grandes luces modeladas.
- Al incrementarse las dimensiones de las naves las secciones de los perfiles aumentan al tener que soportar mayores cargas. En el caso de los pórticos triarticulados que presentan menor rigidez los perfiles son mayores que para los pórticos empotrados en las bases y articulados en la unión superior.
- A medida que van aumentando las luces para una misma altura y viceversa las deformaciones son más grandes.
- Las dimensiones de la base para los cimientos de los pórticos empotrados son considerablemente mayores con respecto a los de los articulados incrementándose esta diferencia a medida que aumentan las luces y alturas de los pórticos.

## **Conclusiones Generales**

- Para el diseño de naves industriales de grandes luces es recomendable la utilización de elementos metálicos, estos poseen propiedades físico-mecánicas favorables para este tipo de estructuras como son su elevada resistencia mecánica y ligereza de sus elementos.
- Los pórticos biempotrados en la base de manera general resultan ligeramente más económicos que los biarticulados, condición que va incrementándose a medida que aumentan las dimensiones de los mismos debido a que estos últimos presentan perfiles mayores que traen consigo un mayor costo.
- La combinación más crítica para la unión viga-columna es la  $0.9CD+1.5CE$  mientras que para la unión viga-viga es  $1.2CD+1.6CL$ .
- Las deformaciones en las uniones de los elementos para una misma luz aumentan con la variación de la altura, lo que conlleva a que las secciones de los perfiles sean mayores.
- Los desplazamientos para el análisis de Primer Orden son mayores que los del análisis PDelta, por lo tanto es recomendable realizar las comparaciones pertinentes para el análisis de Primer Orden
- Se pudo comprobar que los pórticos articulados en el centro del claro no son muy recomendables para estructuras de grandes luces dado que sufren desplazamientos elevados en dicha unión.
- Los pórticos triarticulados sufren mayores deformaciones con respecto a los otros debido a la falta de rigidez con la que cuenta la estructura con esas condiciones de vínculos entre elementos y apoyos.
- Los pórticos empotrados en las bases tienen como desventaja con respecto a los articulados en la base las dimensiones de las cimentaciones las cuales son considerablemente mayores, produciendo un mayor costo en este sentido al necesitar grandes volúmenes de hormigón y acero.

**Recomendaciones**

- Continuar con el análisis de este tipo de estructura para tratar de disminuir las deformaciones existentes en la articulación que une el medio de la nave.
- Evaluar la opción de añadir cerchas debido a que las luces trabajadas son muy grandes y traen consigo elevados desplazamientos en las vigas de sus pórticos.
- Analizar el empleo de vigas y columnas de sección variable que puedan contribuir a disminuir las solicitaciones resultantes y permitir un ajuste del dimensionamiento de los elementos.
- Se recomienda para este tipo de edificaciones de grandes dimensiones la utilización de las bases empotradas para disminuir los desplazamientos en la unión de viga-columna.
- Análisis y diseño de las uniones, sobre todo de la unión viga-columna, y de la unión columna-cimiento.
- Análisis económico más completo de los elementos estructurales que conforman el pórtico, (columnas, vigas y cimientos).
- Análisis más detallado de las cimentaciones, de la interacción suelo-estructura que no fue abordada en este trabajo, utilizando suelos con diferentes propiedades físico-mecánicas.

## **Referencias Bibliográficas**

1. ARELLANO, R. 2012. *Apuntes Curso Estructural de Acero I.* .
2. CAMARASA, R. A. 2009. *Diseño de una nave industrial sin uso específico en la localidad de Vilamalla.* . Universidad de Lleida, Escuela Politécnica Superior
3. CONSTRUCTION, A. I. O. S. 1994. Manual of steel construction Load and Resistance Factor Design LRFD, second edition. Chicago, U.S.A.
4. LEONART, J. M. 1995. *Pórticos metálicos: criterios de cálculo.*
5. MCCORMAC, J. C. 2002. *Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD.* S.A. de C.V. México DF.
6. NC 2007. Diseño geotécnico de cimentaciones superficiales.
7. NC:46 2017. CONSTRUCCIONES-SISMORRESISTENTES.
8. NC:052-034 1978. Tejas laminadas y caballetes de asbesto cemento. Colocación y fijación.
9. NC:283 2003. Densidad de materiales-Cargas de diseño.
10. NC:284 2003. Cargas de uso.
11. NC:285 2003. Cargas de viento. Método de cálculo.
12. ORTIZ, M. M. *Cálculo de la estructura metálica de una nave industrial y análisis de diferentes técnicas de protección pasiva frente al fuego.* Universitat Jaume.
13. P. GALLETTERO MONTERO, J. M. M., D. EXPÓSITO LLAMAS, J.I. DÍAZ HUEDO *PÓRTICOS DE NUDOS RÍGIDOS FRENTE A PÓRTICOS BIARTICULADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.* Universidad de Castilla.
14. PENA, A. A. 2016. *Naves industriales con acero.* Montevideo.
15. PICAZO IRANZO, Á. 2007. Medios de unión en estructuras metálicas.
16. RODRÍGUEZ, M. P. 2009. *Diseño y cálculo de la estructura metálica y de la cimentación de una nave industrial.* Universidad Carlos III de Madrid.
17. RODRÍGUEZ, Y. C. 2016. *Análisis de Uniones en elementos Metálicos. Confección de un Libro electrónico en software para el diseño.* . Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas.
18. S. R. LIONBERGER, Y. W. W. 1969. *"Dynamic response of frames with non-rigid connections"*.
19. VINNAKOTA, S. 2006. *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD. s.e. Me Graw.*

Anexos

Anexo 1.1 Gráficos de solicitaciones resultantes

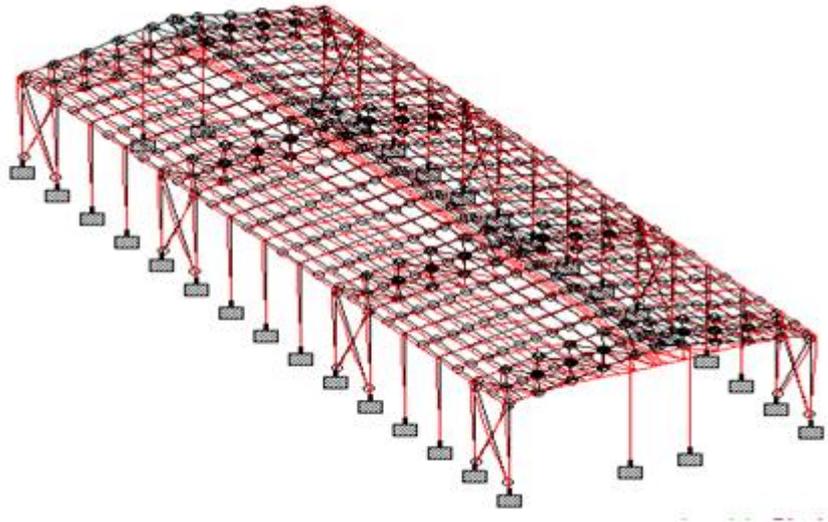


Figura a 1.2.1 Gráfico de desplazamientos resultantes

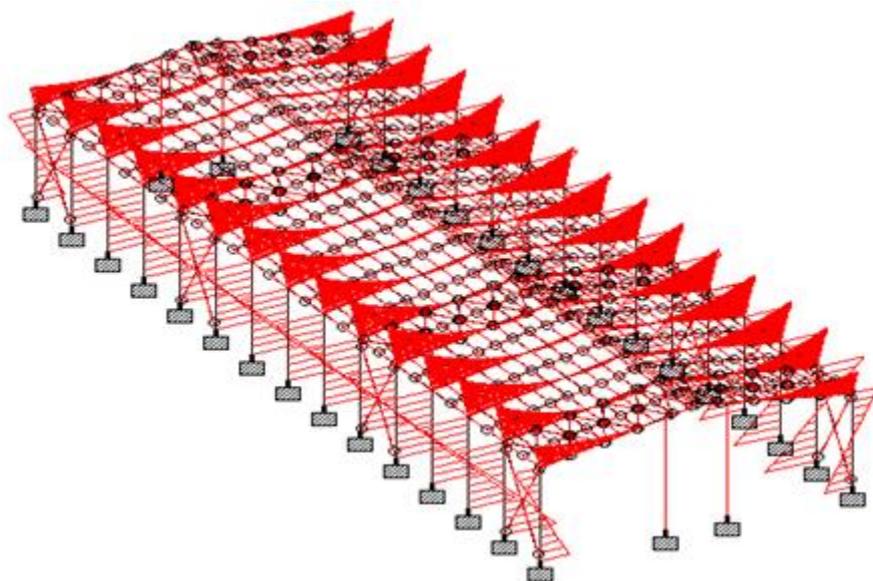


Figura a 1.2.2 Gráfico de momentos resultantes

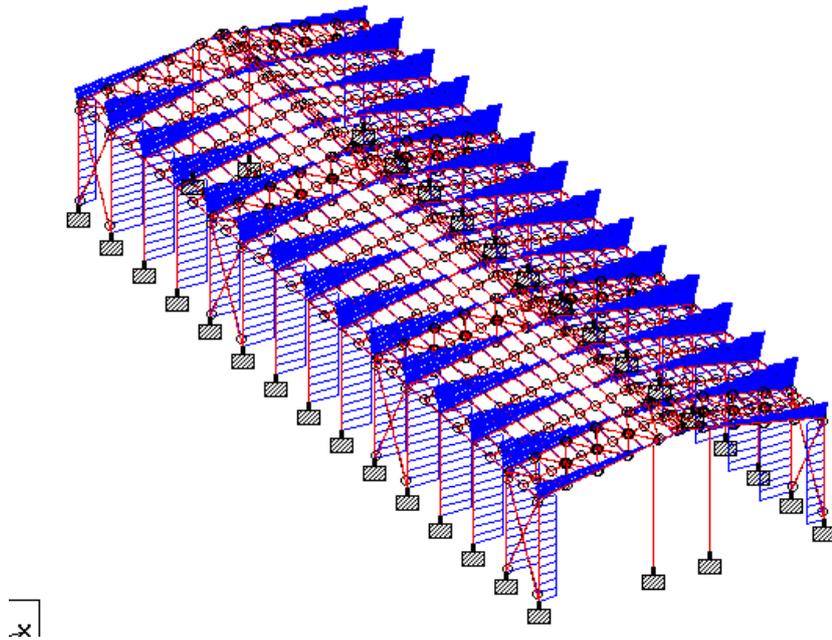


Figura a 1.2.3 Gráfico de cortantes resultantes

**Anexo 1.2 Influencia de la carga de sismo en sus diferentes modos.**

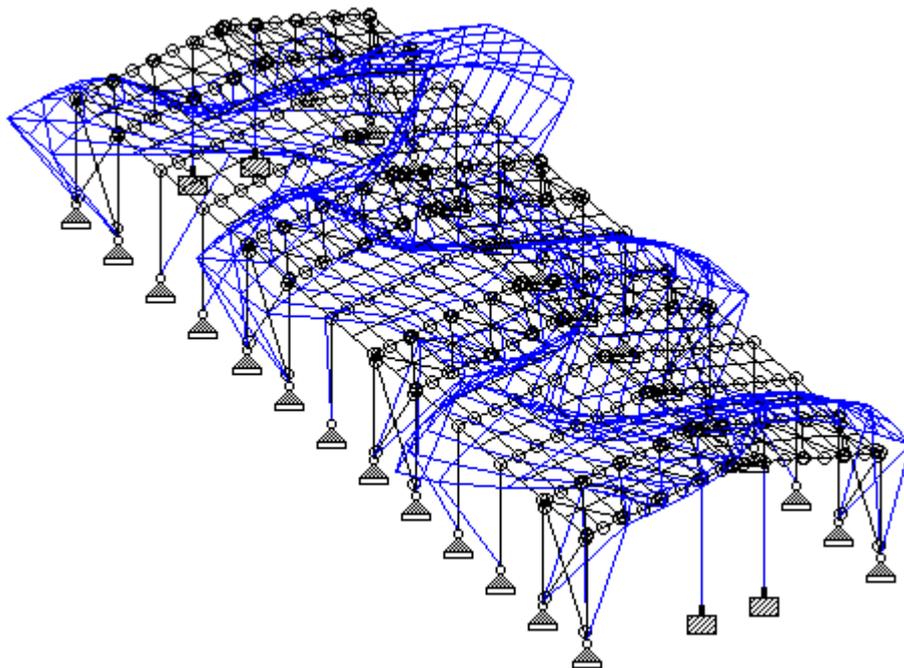


Figura a 1.2.1 Influencia de la carga de sismo (a)

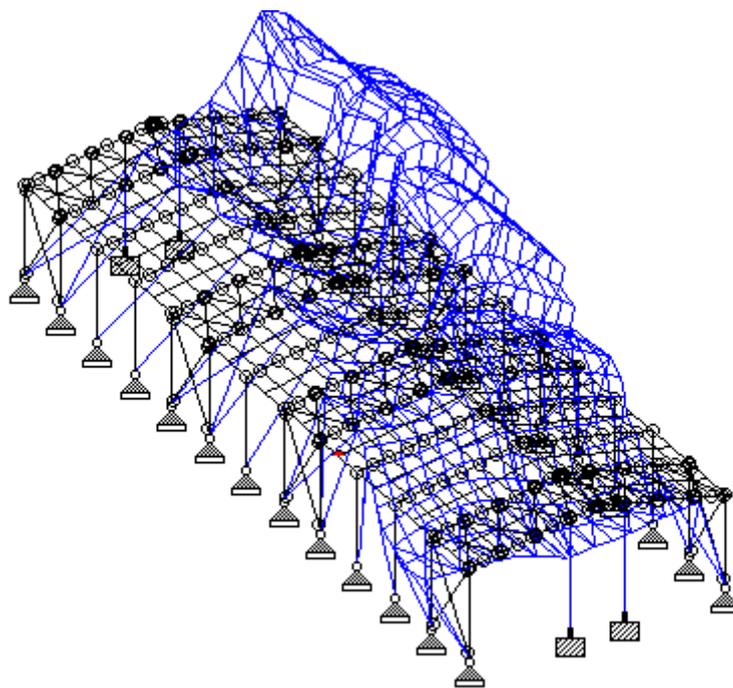


Figura a 1.2.2 Influencia de la carga de sismo (b)

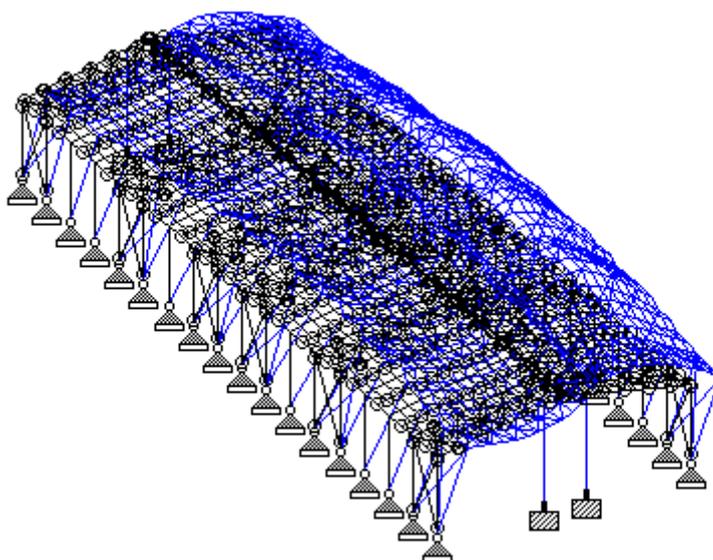


Figura a 1.2.3 Influencia de la carga de sismo (c)

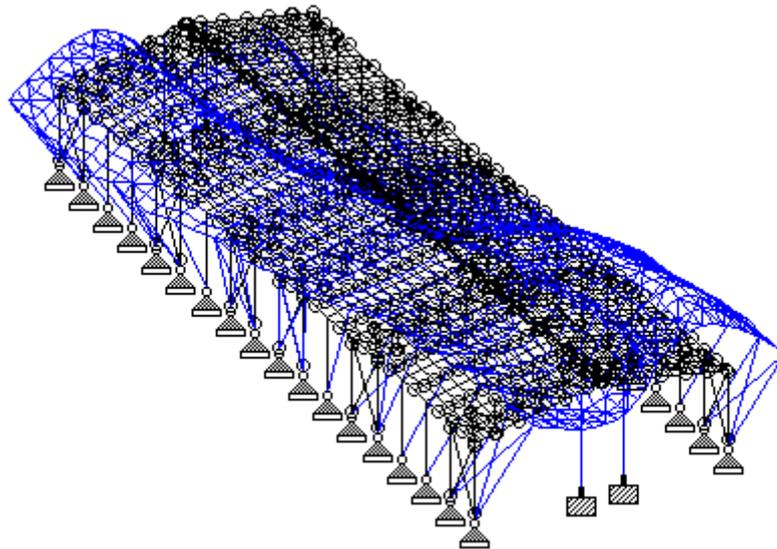


Figura a 1.2.4 Influencia de la carga de sismo (d)

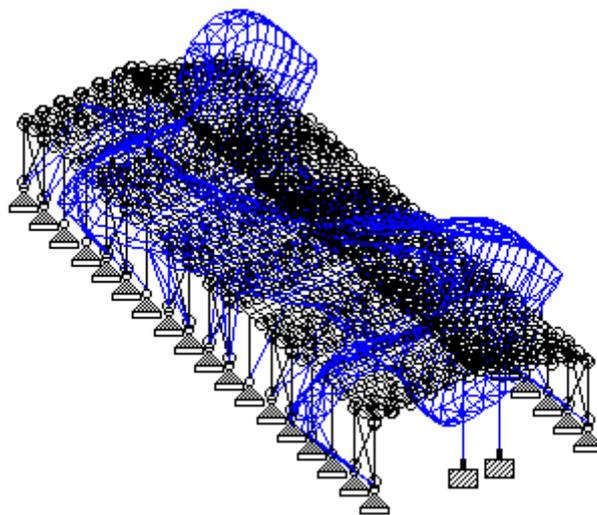


Figura a 1.2.5 Influencia de la carga de sismo (e)