



UNIVERSIDAD DE MOA Dr. Antonio Núñez Jiménez  
FACULTAD METALÚRGICA Y ELECTROMECAÁNICA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA

# *Trabajo de Diploma*

En opción al Título de Ingeniero Mecánico

*Tema: Diseño de estructuras metálicas para la granja avícola de Centeno que garantice elevada resistencia mecánica.*

*Autor: Manuel Alejandro Figueras Sierra*

*Tutor: Ms. C. Geovany Ruiz Martínez*

*Curso académico: 2018– 2019*

*“Año 61 de la revolución”*

*Moa – Holguín*

**Declaración de Autoría:**

**Yo: Manuel Alejandro Figueras Sierra**

Autor de este trabajo de diploma, certifico su propiedad intelectual a favor del Universidad de Moa “Dr. Antonio Núñez Jiménez”, la cual podrá hacer uso del mismo con la finalidad que estime conveniente.

-----

Manuel Alejandro Figueras Sierra

-----

Ms. C. Geovany Ruiz Martínez

## *Agradecimientos:*

*A todos mis profesores por los conocimientos transmitidos durante el desempeño de mi carrera.*

*A mi tutor por confiar en mí en la realización de este trabajo el M Sc. Geovany Ruíz Martínez.*

*A mis familiares que me apoyaron en los momentos de mi vida que más los necesitaba.*

*A mis amigos que siempre estuvieron en las buenas y las malas conmigo y me soportaron estos cinco años.*

*A Marlo Leyva Tarafa y Díoelís Guerra Santíesteban que son como mis padres aquí en la universidad.*

*A todos los amigos míos que viven jugando fútbol y a los que no juegan también, ellos saben que le damos blam blam.*

*A la gente de mi barrio que siempre me apoyo y me motivaron a ser lo que soy hoy.*

*A los que de una forma u otra me apoyaron y ayudaron en la realización de este trabajo.*

*A la revolución, por darme la oportunidad de convertirme en profesional.*

*Muchas Gracias.*

## *Dedicatoria:*

*Quiero dedicar este trabajo principalmente a mi amada madre Olga Isel Sierra Batista, que para mí es madre y padre y que ella es mi corazón y por ella vivo.*

*A mi querida abuela: Olga Batista Martínez y mis abuelos Generoso Baute Turro y Pablo Sierra Císneros.*

*A mis hermanitas: Rosa Icela y Madelaine Isabel.*

*A mi tía: Norkis Sierra Batista, a María de Jesús, Lazarito y Yordanis.*

*A mi querido hermano: Manuel Guillermo, su esposa Alíuska Báez y a Jean Alí.*

*A mi tío Enrique Ruíz, mi tía Elia, a Yadalís, Camila y Enríquito.*

*A toda mi familia de San Justo, La Habana y de casa de mi tía Georgina.*

*A mi padre: Manuel Figueras Torres*

*A mis amigos de la escuela y del barrio mencionando a Aleixí, Leonelito, Leandro y Edwar.*

## Índice

INTRODUCCIÓN.....	1
<b>CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS .....</b>	<b>5</b>
1.1    Introducción.....	5
1.2. Definición de nave industrial.....	5
1.2.1. Ventajas de las naves industriales .....	6
1.2.2. Desventajas de las naves industriales .....	6
1.2.3. Dimensiones de una nave industrial.....	7
1.2.4. Componentes típicos de una nave industrial .....	8
1.2.5. Tipos de nave industrial .....	9
1.2.5.1. Al número de tramos: .....	9
1.2.5.2. A la inclinación del techo: .....	10
1.2.5.3. Otros sistemas estructurales .....	14
1.2.6. Solicitaciones en las naves industriales.....	15
1.2.6.1. Carga Muerta .....	15
1.2.6.2. Carga Viva.....	15
1.2.6.3. Carga de Viento .....	16
1.2.6.4. Carga Sísmica .....	16
1.3. Diseño de estructuras .....	16
1.3.1. Procedimiento de diseño .....	18
1.3.2. Selección del tipo de estructura .....	18
1.3.3. Materiales de la estructura de techo .....	19
1.3.4. Métodos de diseño.....	21
1.3.5. Importancia y justificación .....	21
1.3.6. Daños causados por viento.....	22
1.3.7. Daños causados por sismo .....	24
1.3.8. Sistemas de techos .....	25
1.3.8.1. Techos rígidos y flexibles.....	26
1.3.8.2. Techos autosoportantes y soportados .....	26
1.3.8.3. Techos con cubierta y estructura de soporte .....	27
1.3.8.4. Cubiertas de techo .....	27

1.3.8.5. Estructura de techo a base elementos metálicos .....	28
1.4. Secciones de acero utilizadas .....	29
1.4.1. Perfiles de acero laminados en caliente .....	29
1.4.2. Perfiles de acero formados en frío .....	16
1.4.2.1. Miembros estructurales .....	17
1.4.2.2. Miembros de superficie .....	17
1.5. Fundamento teórico del método por elementos finitos .....	18
1.5.1. Descripción general del método de elementos finitos .....	19
1.5.2. Definiciones fundamentales del método por elementos finitos .....	20
1.6. Conclusiones del capítulo 1 .....	21
<b>CAPÍTULO 2. MATERIALES Y MÉTODOS .....</b>	<b>52</b>
2.1 Introducción .....	52
2.2 Selección del material .....	52
2.3 Cálculo de resistencia mecánica de los elementos de la cercha .....	52
2.3.1. Datos de la Cubierta: .....	53
2.3.2. Especificaciones de las tejas: Tipos de fibrocemento N° 8 x 2,44 .....	53
2.4. Análisis de carga por correa .....	54
2.4.1. Carga de Sismo .....	54
2.4.2. Carga muerta D .....	56
2.4.3. Carga viva L .....	56
2.4.4. Carga de viento W .....	56
2.5. Diseño de la cercha .....	57
2.5.1 Diseño del cordón superior .....	57
2.5.1.1. Resistencia por flexión longitudinal .....	57
2.5.1.2 Resistencia por flexión longitudinal y torsión .....	59
2.6. Diseño de la correa .....	60
2.7. Cálculo de la resistencia de uniones soldadas .....	61
2.7.1. Cálculos de las uniones a tope .....	62
2.7.2. Cálculo de las uniones en T .....	62
2.7.3. Cálculo de las uniones que soporten esfuerzos combinados .....	62
2.8. Modelación y simulación por el método de elementos finitos .....	65
2.8.1. Simulación por el método de elementos finitos. ....	65

2.9. Requerimientos técnicos generales:	66
2.9.1. Listados:	66
2.10. Conclusiones del capítulo 2	68
<b>CAPÍTULO 3. ANALISIS DE LOS RESULTADOS</b>	56
3.1. Introducción	56
3.2. Cálculo de resistencia mecánica de los elementos de la cercha	56
3.3. Análisis de carga por correa	57
3.3.1. Carga de Sismo	57
3.3.2. Carga muerta D	58
3.3.3. Carga viva L	58
3.3.4. Cargas de viento W para barlovento y sotavento	58
3.4. Diseño de la cercha	58
3.4.1. Resistencia por flexión longitudinal y torsión	60
3.5. Análisis del diseño de la correa	61
3.5.1. Determinación de la resistencia de uniones soldadas	61
3.5.2. Determinación de las uniones a tope	62
3.5.3. Determinación de las uniones en T	62
3.5.4. Determinación de las uniones que soporten esfuerzos combinados	62
3.6. Modelación y simulación por el método de elementos finitos	64
3.7. Análisis económico	66
3.7.1. Precios de los Insumos	65
3.8. Valoración del impacto medio ambiental	66
3.9. Conclusiones del capítulo 3	68
<b>CONCLUSIONES GENERALES</b>	70
<b>RECOMENDACIONES</b>	71

### RESUMEN

En el presente trabajo se propone el diseño de una estructura metálica en forma de cercha, para la cubierta de las naves industriales en la granja avícola de Centeno. Para el diseño de esta estructura se tuvo en cuenta: los tipos de estructuras para cubiertas, materiales de la estructura de techo, los efectos del pandeo en elemento a compresión en armadura de techo, características de los perfiles de acero laminados en caliente, los daños causados por cargas accidentales y propiedades de los materiales. Para garantizar un diseño adecuado, se comprobó la resistencia mecánica de los elementos de la cercha a través de los métodos establecidos por (González, 2014), lo cual se corroboró con la modelación y simulación por el método de elementos finitos, garantizando un diseño capaz de soportar las cargas estáticas generadas por el peso de la cubierta, cargas generadas, un sismo de magnitud media y vientos hasta de 120km/h. Se tuvo en cuenta la incidencia económica y el impacto medioambiental de este tipo de instalación.



**ABSTRACT**

In the current work, the design of a metallic structure in the form of a truss is presented for the roof of the industrial buildings in the poultry farm of Centeno. For the design of this structure it was assumed: the types of structures for roofs, materials of the roof structure, the effects of buckling in compression element in roof truss, characteristics of hot rolled steel profiles, deteriorations caused by accidental charges and properties of materials. To certify a suitable design, the mechanical strength of the elements of the truss was justified through the methods established by (González, 2014), which was confirmed with the modeling and simulation by the finite element method, endorsing a capable design to withstand the static loads generated by the weight of the roof, an earthquake of medium magnitude and winds up to 120km / h. The economic impact and the environmental impact of this type of establishment were taken into account.

### INTRODUCCIÓN

El mundo del diseño en la ingeniería está evolucionando a un ritmo vertiginoso. En menos de una generación, se ha pasado de buscar soluciones aproximadas mediante groseras simplificaciones, a intentar encontrar la mejor de todas las posibles en problemas de naturaleza extraordinariamente complejas, múltiples, y de distintas índoles, son los factores que han contribuido a este desarrollo.

El esfuerzo económico de empresas e instituciones en investigación; el aumento de la comunicación entre la dispersa comunidad científica; tal vez una inherente capacidad del hombre para intentar buscar el progreso, pero de entre todos los razones económicas, antropológicas, sociológicas o filosóficas que se desee encontrar, dos hechos reales fundamentan el nivel conseguido: por un lado el desarrollo del ordenador y sus periféricos y por otro lado el desarrollo teórico de nuevos conceptos computacionales.

En el mundo debido al creciente desarrollo del sector industrial y minero, se ha incrementado la construcción de naves industriales, cuyos diseños tienen que satisfacer requisitos de resistencia, durabilidad y además tener precios competitivos, compatibles con las cargas que les impone su propia función y el medio ambiente. Las naves industriales son estructuras muy utilizadas en los diferentes sectores industriales, tales como en la industria siderúrgica, metal mecánica, manufacturera y alimenticia con la finalidad de obtener seguridad y protegerlas instalaciones, así como contrarrestar las diferentes acciones climáticas.

En la industria metal mecánica, las estructuras de naves industriales son importantes porque protege a los trabajadores de los rayos solares que en estaciones de verano les generan mayor fatiga y desgano reduciendo sus eficiencias. En estaciones de invierno las temporadas de lluvia, también podrían generar problemas debido a que la presencia de agua en el momento de realizar la soldadura podría producir cortos circuitos, también cuando el acero está húmedo dificulta la labor del armador o calderero para realizar trazos sobre el acero, haciendo que se prolongue el tiempo de acabado. Para realizar cortes con equipos de oxicorte la superficie del acero ferroso debe estar seco, caso contrario se

necesitaría tiempo adicional para el secado lo que retardaría el trabajo de corte. Para aumentar la capacidad de producción, reducir los tiempos muertos por las lluvias, por el cuidado de la salud y seguridad del trabajador.

Para proteger los equipos e instalaciones eléctricas y mecánicas se hace necesaria la construcción de una nave Industrial implementada pertinentemente para cada uso en particular.

En el mundo de la ingeniería, la dificultad de los problemas planteados ha ido aumentando día a día. El cálculo elástico lineal ha sido superado por diferentes modelos constitutivos no lineales o por modelos de no linealidad geométrica, todo en aras de simular un comportamiento más acorde con la realidad observada. La posibilidad de resolver dichos planteamientos se debe, en gran medida, a la aplicación de algoritmos numéricos complejos y al desarrollo de potentes preprocesadores y postprocesadores para el MEF (Método de los Elementos Finitos), el más popular de los métodos numéricos existentes en la literatura para el cálculo de estructuras.

En los últimos tiempos un par de cuestiones han estimulado a la investigación sobre las posibilidades del diseño en la ingeniería. Una es el problema de la optimización, el hecho de buscar la mejor solución posible. Otra es el problema de la patología y control de calidad, ser capaces de predecir los defectos de proyecto, evaluar el daño y las posibilidades de mantener en servicio una estructura que supera algún estado límite.

En el diseño de una estructura existen una serie de variables que definen de forma fundamental el proyecto estructural, donde se considera la naturaleza del material de construcción: acero, hormigón o un material compuesto, o bien, las dimensiones de las secciones estructurales.

**La situación problemática** de la investigación la constituye:

La granja Avícola de la localidad de centeno, tiene como actividad fundamental el realizar el abastecimiento de huevos y carne a los municipios de Moa, Sagua de Tánamo y Frank País, la unidad cuenta varias naves las cuales tienen una estructura de soporte de techado muy deteriorada y con elementos que no

garantizan una adecuada resistencia mecánica bajo condiciones de cargas extremas (fuertes vientos), como se conoce la región nororiental del país es una de las zonas de mayor ganancia eólica y además muy propensa a la ocurrencia de fenómenos meteorológicos de gran intensidad, ocasionándose así pérdidas cuantiosas en estas instalaciones.

A partir de las deficiencias expuestas se declara como **problema:**

La estructura metálica de cercha en la granja avícola de centeno no es capaz de soportar cargas dinámicas en condiciones extremas, debido al deterioro de la misma.

Se establece como **objeto de la investigación:** Estructura de cercha de las naves de granja avícola de Centeno.

Sobre la base del problema a resolver se establece la siguiente **hipótesis:**

El diseño de la estructura de cercha, donde se considere las condiciones de cargas extremas, así como las principales características del material y las condiciones de cargas estáticas, permitirá diseñar una estructura capaz de soportar cargas extremas en condiciones dinámicas.

En correspondencia con la hipótesis planteada, se define como **objetivo general del trabajo:**

El objetivo principal de este trabajo consiste en diseñar las estructuras metálicas para cubiertas de techo para la granja avícola de Centeno, que minimice las pérdidas cuando estemos en presencia de fenómenos atmosféricos severos.

**Campo de acción:**

Diseño de estructuras metálicas.

**Objetivos específicos:**

1. Establecer de una metodología de cálculo que permita el diseño de las cerchas para la estructura de techado de la granja Avícola.
2. Realizar el análisis de resistencia mecánica a la estructura de soporte del techo.

3. Comprobar la resistencia mecánica de las cerchas a través del Método de los Elementos Finitos con el empleo del software.

### **Tareas del trabajo:**

1. Establecimiento del estado del arte y sistematización de los conocimientos y teorías relacionadas con el objeto de estudio.
2. Caracterización para el cálculo de cada uno de los elementos que se van a emplear para el diseño de las cerchas.
3. Diseño de las estructuras en forma de cercha para el soporte de las tejas de fibrocemento.
4. Determinación de los esfuerzos del área de trabajo de las cerchas en correspondencia con los parámetros establecidos en el ANSYS.
5. Valoración de los resultados obtenidos y fundamentación de la propuesta de diseño de las cerchas de la estructura de techado, así como la incidencia económica e impacto ambiental.

**CAPÍTULO 1**

**MARCO TEÓRICO. ANTECEDENTES**

**INVESTIGATIVOS**

### CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

#### 1.1 Introducción

Las estructuras metálicas, al igual que los prefabricados de hormigón, presentan un buen porvenir, ya que a medida que aumenta el nivel de vida de un país, van siendo más económicas las técnicas que requieren menor cantidad de mano de obra (Urban, 2009).

Las construcciones ejecutadas con estructuras metálicas permiten luces mayores, especialmente interesante 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 (Urban, 2009).

El mercado de estructuras está muy diversificado, siendo muy importantes los capítulos de edificación en altura, naves industriales y cubiertas, estructuras para los grandes bienes de equipo (centrales térmicas y nucleares, soportes de hornos y de silos), (Urban, 2009).

El **objetivo de este capítulo** es realizar la búsqueda bibliográfica relacionada con las estructuras metálicas de cerchas, etc.

#### 1.2. Definición de nave industrial

Nave Industrial es un edificio de uso industrial destinado a almacenar los bienes industriales y a albergar la producción de la industria. Una nave industrial es una construcción techada adaptable a un gran número de usos, cuya separación entre columnas permite grandes espacios libres, de tal manera que se pueda operar sin obstáculos ni restricciones, trabajando así con mucha versatilidad, con mayor libertad para la distribución de la tabiquería interna y un mayor aprovechamiento de las áreas útiles. Por lo general son estructuras de un solo nivel, con pavimento y fachadas cerradas o abiertas. Eventualmente pueden albergar instalaciones destinadas a usos administrativos o como depósitos (González, 2014).

Los requerimientos y tipos de construcción que debe poseer la nave industrial 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. Por ejemplo, en las naves que albergan cadenas de producción la longitud suele ser la dimensión predominante de la construcción (González, 2014).

La nave industrial se caracteriza porque es un edificio grande, de una sola planta, con el techo alto y sin divisiones, que se usa como fábrica, como granja o como almacén para resolver problemas operacionales de una industria (González, 2014).

### 1.2.1. Ventajas de las naves industriales

**Rapidez.** - Una nave industrial es muy fácil y rápida de construir ya que la mayoría de los elementos son prefabricados, se construyen en plantas o talleres y sólo se colocan y se ensamblan en campo, para esto se utilizan grúas, las cuales son fáciles de mover y rápidamente colocan los prefabricados, por consecuencia se pueden construir estas naves en corto tiempo (Pineda, 1995).

**Economía.** - En la construcción de naves industriales existe una gran economía debido al ahorro que se tiene al salvar grandes claros, también porque los elementos que forman las armaduras y la cubierta de techo son muy ligeros, todo esto ayuda a la economía ya que pueden ser construidas en poco tiempo y con poca mano de obra. Las naves industriales pueden ser modificadas con mucha facilidad con costos bajos y puede adaptarse a diversos usos y exigencia de acuerdo a la demanda del cliente (Pineda, 1995).

**Amplias áreas de trabajo.** - Gracias a los materiales con que se construyen las naves industriales y al propio diseño estructural es posible ofrecer amplios espacios libres para la realización de cualquier actividad (Pineda, 1995).

### 1.2.2. Desventajas de las naves industriales

**Susceptibilidad al fuego.** - Aunque los miembros estructurales son incombustibles, su resistencia se reduce considerablemente durante los incendios, mientras los otros materiales se queman, el acero al ser vulnerable al calor debilita la estructura (Pineda, 1995).

**Condiciones desfavorables de iluminación.** - Por las grandes áreas que cubren las naves industriales pueden llegar a interferir con la entrada de iluminación, por lo



cual en ocasiones es necesario sistemas o disposiciones especiales que permitan la iluminación natural o artificial del espacio, como el uso de teatinas o claraboyas, paneles traslucidos entre otros (González, 2014).

**Exposición a ambientes agresivos.** - Por lo general las naves industriales son susceptibles a la corrosión al estar expuestas al aire, al agua u otras sustancias, debiéndose pintarse periódicamente (González, 2014).

**Dificultad en el montaje.** - Es necesaria la utilización de equipos pesados (grúas) en su montaje e instalación debido a los grandes pesos y tamaño de estas estructuras (González, 2014).

**Limitada mano de obra calificada.** - Se hace necesaria la utilización de mano de obra calificada para la elaboración y montajes de estas estructuras que nos garanticen la calidad de la obra terminada (González, 2014).

### 1.2.3. Dimensiones de una nave industrial

Las dimensiones de una nave industrial quedan definidas en función de las siguientes magnitudes, ver (figura 1.1) (Arellano, 2010):

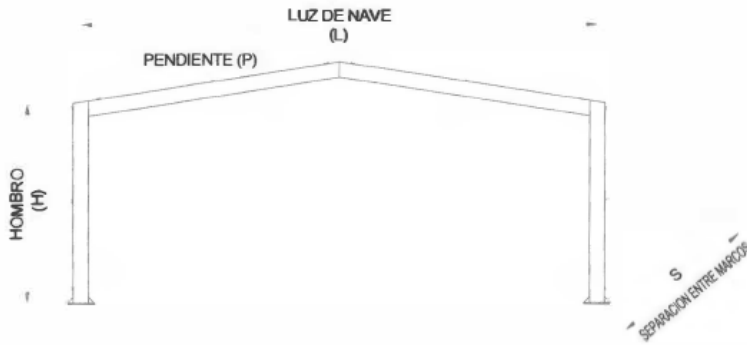
**Ancho o Luz (L):** Amplitud necesaria, capaz de cubrir el ancho máximo proyectado en el diseño.

**Hombro o Altura útil (H):** También llamada altura de columna, equivale a la altura disponible para la instalación de equipos, accesorios al galpón o la altura necesaria para el paso de vehículos, si fuera necesario.

**Pendiente (P):** Angulo de la vertiente con respecto a la horizontal que pasa por los extremos de las columnas. Deberá representar la inclinación necesaria que impida el efecto pleno del viento sobre las vertientes, además debe evacuar convenientemente las aguas de las lluvias y permitir su apropiado deslizamiento.

**Longitud (Z):** Extensión, capaz de cubrir la longitud máxima proyectada en el diseño.

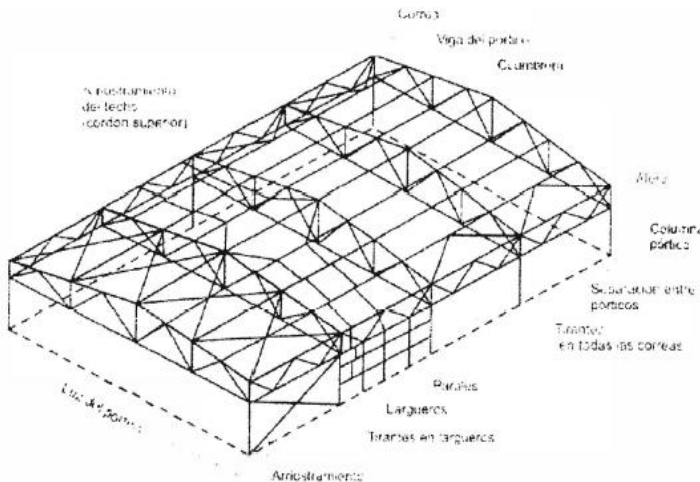
**Separación entre Marcos (5):** La experiencia en el cálculo de naves de acero, recomienda una separación entre marcos que varíe entre cuatro y seis metros.



**Figura 1.1. Dimensiones de una nave industrial.**

#### 1.2.4. Componentes típicos de una nave industrial

Como se aprecia en la (figura 1.2) la estructura de una nave está formada por pórticos separada a distancias convenientes, generalmente es cada 6.0 metros por un tema de la longitud comercial de los perfiles (Arellano, 2010).



**Figura 1.2. Componentes de una nave industrial.**

Sobre las vigas de los pórticos se apoyan las correas de techo que soportan la cubierta del techo. Las correas que soportan la cubierta del cerramiento de las paredes y fachadas se denominan correa de pared o largueros, y se apoyan directamente sobre las columnas. Cuando la separación entre columnas es muy grande, se recomienda apoyar la cubierta de las fachadas sobre unos miembros verticales intermedios llamados parantes, postes o columnas de viento. Los elementos que unen o amarran longitudinalmente la parte superior de las columnas de los pórticos se llaman vigas de amarre o puntales (Arellano, 2010).

Para garantizar la rigidez y resistencia necesarias para las fuerzas producidas por las acciones de sismo, viento, o puentes grúas, se disponen de arriostramientos horizontales que se ubican en el techo y arriostramientos verticales que se ubican en las paredes o fachadas, que son los encargados de canalizar y transmitir las solicitaciones actuantes a las cimentaciones (Arellano, 2010).

### 1.2.5. Tipos de nave industrial

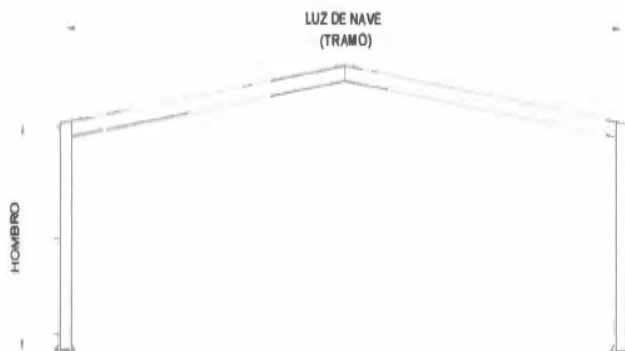
Existen diversos tipos de naves industriales que dependen de un sistema estructural que sea seguro y económico, la selección de estas es la fase más difícil y a la vez la más importante de la Ingeniería Estructural. A menudo se requieren varios estudios independientes de diferentes soluciones antes de decidir cuál es la forma más apropiada (marco, armadura, arco, etc.). Una vez tomada la decisión, se especifican las cargas, materiales, disposición de los miembros y de sus dimensiones de conjunto (González, 2014).

Las naves industriales se pueden clasificar de acuerdo a los criterios indicados en la (tabla 1.1) ver anexos (González, 2014):

#### 1.2.5.1. Al número de tramos:

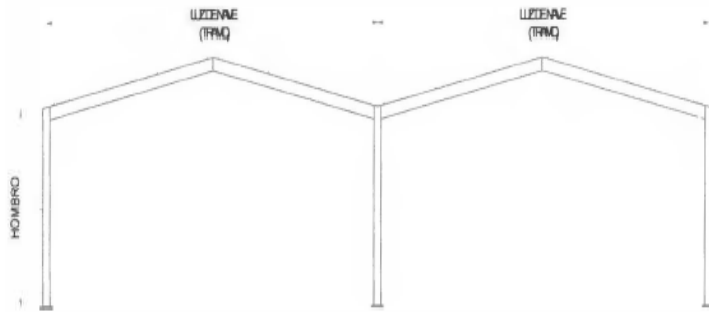
De acuerdo al número de tramos los galpones se clasifican en simples y múltiples.

**Naves de tramo simple:** las naves de un solo tramo son adecuados cuando se requiere amplios espacios tales como gimnasios, auditorios, comedores, o estacionamientos.



**Figura 1.3. Nave de tramo simple.**

**Naves de tramos múltiples:** son utilizados principalmente en oficinas, debido a que son estructuras de gran anchura lo cual facilita la instalación de columnas interiores para obtener una mayor resistencia estructural y dar mejor soporte al techo (García, 2009).

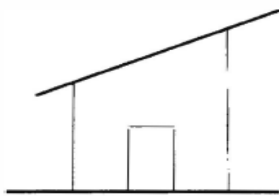


**Figura 1.4. Nave de tramos múltiples.**

### 1.2.5.2. A la inclinación del techo:

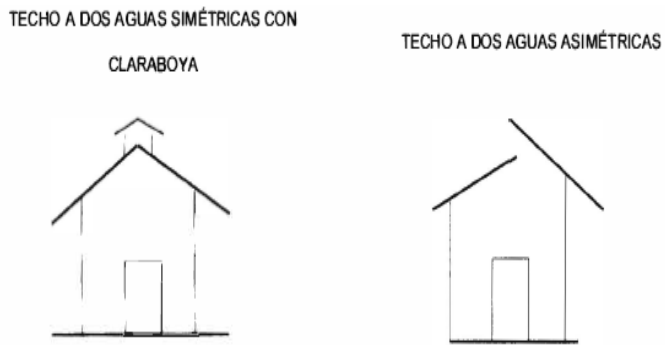
De acuerdo a la inclinación del techo los galpones se clasifican en galpón con techo de un agua y galpón con techo de dos o más aguas (García, 2009).

**Naves con techo a un agua:** son utilizados en ambientes de anchos reducidos, el lado de menor altura debe estar en la dirección contraria al eje del viento predominante en que se encuentra ubicado la nave.



**Figura 1.5. Nave con techo a un agua.**

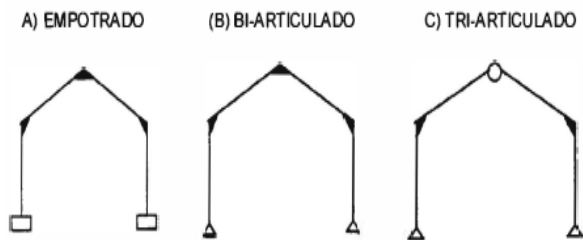
**Naves con techo a dos aguas:** Pueden ser simétricas o asimétricas, se utilizan en ambientes de gran anchura, en zonas o ambientes calurosos se recomienda utilizar claraboyas o teatinas (García, 2009).



**Figura 1.6 Nave con techo a un agua y dos aguas**

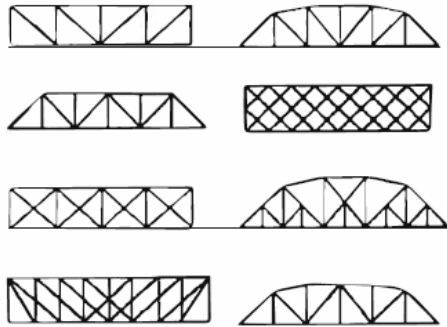
Los galpones pueden ser de pórticos con vigas laminadas y/o soldadas y vigas de celosías.

**Pórticos con vigas laminadas o soldadas:** pueden ser empotrados, biarticulados y tri-articulados (García, 2009).



**Figura 1.7 Pórticos con vigas laminadas o soldadas.**

En ingeniería estructural, una celosía es una estructura reticular de barras rectas interconectadas en nodos formando triángulos planos (en celosías planas) o pirámides tridimensionales (en celosías espaciales). En muchos países se les conoce como armaduras o reticulados. El interés de este tipo de estructuras es que las barras trabajen predominantemente a compresión y tracción presentando comparativamente flexiones pequeñas (Martin, 2015).



**Figura 1.8 Celosías en pórticos con vigas laminadas o soldadas.**

### **Pórticos con marcos rígidos**

Los marcos rígidos se usan a menudo en edificios y se componen de vigas y columnas que están articuladas o bien son rígidas en sus cimentaciones. Los marcos pueden ser bidimensionales o tridimensionales. La carga en un marco ocasiona flexión en sus miembros, y debido a las conexiones entre barras rígidas, esta estructura es generalmente "indeterminada" desde el punto de vista del análisis estructural (Martin, 2015).



**Figura 1.9 Nave industrial de marco rígido con sección Tubest.**

### Pórticos tijerales o armaduras

Cuando se requiere que el claro de una estructura sea grande y su altura no es criterio importante de diseño, puede seleccionarse una armadura o tijeral. Las armaduras consisten en barras en tensión y elementos esbeltos tipo columna, usualmente dispuestos en forma triangular. Las armaduras planas se componen de miembros situados en el mismo plano y se usan a menudo para puentes y techos, mientras que las armaduras espaciales tienen miembros en tres dimensiones y son apropiadas para grúas y torres (Martin, 2015).

Debido al arreglo geométrico de sus miembros, las cargas que causan la flexión en las armaduras se convierten en fuerza de tensión o compresión en los miembros, y por esto una de las ventajas de la armadura, respecto a una viga, que utiliza menos material para soportar una carga determinada, pudiéndose adaptar de varias maneras para soportar una carga impuesta (Martin, 2015).

En las armaduras de cubiertas de naves industriales la carga se transmite a través de los nudos por medio de una serie de largueros. La armadura de cubiertas junto con sus columnas de soporte se llama marco. Ordinariamente, las armaduras de techo están soportadas por columnas de acero, concreto armado o por muros de mampostería (Aroca, 2006).



**Figura 1.10 Nave industrial de marcos compuestos por armaduras y columnas.**

### 1.2.5.3. Otros sistemas estructurales

Los arcos constituyen otra solución. Estas son generalmente utilizadas para cubiertas de naves industriales o hangares, como también en estructuras de puentes (Heyman, J. 1987).

Al igual que los cables, los arcos pueden usarse para reducir los momentos flexionantes en estructuras de grandes claros. Esencialmente un arco es un cable invertido, por lo que recibe su carga principal en compresión, aunque, debido a su rigidez debe resistir cierta flexión y fuerza cortante dependiendo de cómo este cargado y conformado (Heyman, J. 1987).



**Figura 1.11 Nave industrial tipo arco.**

**Tabla 1.1 Clasificación de las naves industriales según los criterios indicados.**

CLASIFICACIÓN				
POR NÚMERO DE TRAMOS	POR TIPO DE TECHO		POR TIPO DE ESTRUCTURA	
	SIMPLE	CON FORMA	TIPO PORTICO	CON FORMA
SIMPLE	A dos o mas aguas	Plana	Vigas laminadas	Seccion constante
		Arco	Vigas soldadas	Seccion variable



**Continuación de la tabla 1.1.**

MÚLTIPLE	A una agua	Diente de sierra	Vigas de celosia	Tiangular Trapezial Parabólica Circular
----------	------------	------------------	------------------	--------------------------------------------------

**1.2.6. Solicitaciones en las naves industriales**

**1.2.6.1. Carga Muerta**

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma, y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de piso muros y fachadas, ventanas, las instalaciones y todos los elementos aquellos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es la principal acción permanente (Aroca, 2006).

El cálculo de la carga muerta en general requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de los materiales constitutivos. En su mayoría las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales y concentradas, por ejemplo, cuando hay equipos fijos que son soportados (Aroca, 2006).

**1.2.6.2. Carga Viva**

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta. Entran así la carga viva el peso y las cargas debidas a muebles, mercancías equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño (Aroca, 2006).

### 1.2.6.3. Carga de Viento

Son causadas por el efecto del viento sobre la superficie tales como techo, paredes laterales y frontales. Se ha considerado una velocidad de viento mínima de 75 km/h (Duarte,2015).

### 1.2.6.4. Carga Sísmica

Los movimientos del suelo provocados por sismos pueden ocasionar efectos perjudiciales, principalmente las cargas horizontales que se presentan, producen altas distorsiones en las zonas de mayor luz (Duarte,2015).

## 1.3. Diseño de estructuras

El propósito fundamental del diseñador de estructuras es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con ciertos requisitos funcionales y estéticos. Para alcanzar esta meta, se debe tener un conocimiento completo de las propiedades de los materiales, del comportamiento estructural, de la mecánica y análisis estructural, de la relación entre la distribución y la función de una estructura, debe tener, también, una apreciación clara de los valores estéticos, con objeto de contribuir así al desarrollo de las cualidades funcionales y ambientales deseadas en una estructura. Básicamente se deben considerar tres parámetros fundamentales en el diseño de estructuras metálicas (Martin, 2015):

**Seguridad.** - las estructuras no solo deben soportar las cargas impuestas, sino que además las deflexiones y vibraciones resultantes no sean excesivas alarmando a los ocupantes, o provoquen agrietamientos.

**Costo.** – siempre se debe procurar abaratar los costos de construcción sin reducir la residencia, algunas ideas que permiten hacerlo son usando secciones estándar haciendo un detallado simple de conexiones de tal manera de prever un mantenimiento sencillo.

**Factibilidad.** – las estructuras diseñadas deben fabricarse y montarse sin problemas, por lo que debe adecuarse al equipo e instalaciones disponibles debiendo aprender cómo se realiza la fabricación y el montaje de las estructuras para poder detallarlas adecuadamente, debiendo aprender tolerancias de montaje,

dimensiones máximas de transporte, especificaciones sobre instalaciones; de tal manera que pueda fabricar y montar la estructura que está diseñado (Martin,2015).

Una estructura está diseñada para soportar una carga útil, generalmente llamada carga viva, además del peso o carga muerta de la estructura misma. Frecuentemente es necesario prever otras fuerzas en el diseño. Cada especificación de diseño define las cargas para las cuales está diseñada la estructura y prevé la manera en la cual se combinarán las fuerzas resultantes. Las cargas vivas dependen del tipo de estructura que se considere. Las especificaciones de diseño prevén cargas vivas que habrán de sustituir las cargas previstas. Estas cargas no serán necesariamente las que soportarán la estructura, pero suministran un criterio de diseño que habrá de resultar en una estructura equivalente. Pueden presentarse ocasionalmente condiciones que requieren variación de las cargas vivas para una situación particular (Martin, 2015).

Según el criterio de los estados límite de fallas, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda la sección, con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de dicha fuerza o momento internos (Martin,2015).

Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio; es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio (Martin, 2015).

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que les proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección (Martin, 2015).

Una estructura reticular convencional, que es el caso de este proyecto, está compuesta de miembros unidos entre sí por medio de conexiones. Un miembro puede ser un perfil laminado estándar o bien estar formado por varios perfiles unidos por soldadura, remaches o tornillos (Duarte, 2015).

Existen cuatro tipos principales de conexiones: remachadas, atornilladas, con pasadores y soldadas (con soldaduras de arco o de resistencia). Aunque las conexiones remachadas se han empleado con mucha frecuencia, los adelantos modernos de soldaduras y tornillos se han dado lugar a que jueguen un papel cada vez más importante en las conexiones de miembros de acero. Además de los cuatro tipos principales, se usan otros en aplicaciones especiales, tales como pernos, horquillas de ojo, templadores y remaches-tornillo, pero su uso es poco frecuente (Duarte, 2015).

### **1.3.1. Procedimiento de diseño**

El procedimiento que se sigue en el diseño estructural consiste en seis pasos principales (San Guzmán, 2014):

- Selección del tipo y distribución de la estructura.
- Determinación de las cargas que actúan sobre ella.
- Determinación de los momentos y fuerzas internas en los componentes estructurales.
- Selección del material y dimensionamiento de los miembros y conexiones para lograr seguridad y economía.
- Revisión del comportamiento de la estructura en servicio.
- Revisión final.

### **1.3.2. Selección del tipo de estructura**

El tipo de estructuras se selecciona con bases funcionales, económicas, estéticas y de servicio. En algunos casos, el tipo de estructura que se adopta depende de otras consideraciones, tales como los deseos del cliente, las preferencias del diseñador o algún precedente ya establecido; frecuentemente es necesario investigar varias estructuraciones diferentes y la selección final se hace después de que se ha avanzado bastante en varios diseños comparativos (San Guzmán, 2014).

Al seleccionar el tipo de estructura se deben responder algunas inquietudes como las siguientes (San Guzmán, 2014):

- La naturaleza, magnitud, distribución y frecuencia de las fuerzas que actúan y se transmiten en la estructura.
- El efecto sobre el comportamiento de la estructura, las variaciones en la temperatura o del tipo de suelo sobre el que va a ser construida.

Luego de la selección de la estructura, es importante tomar en cuenta las siguientes consideraciones (San Guzmán, 2014):

- Lo que se debe hacer si alguno de los elementos esta sobre esforzado y cuál es la mejor manera se solucionar este problema. Si se cambian las dimensiones de los elementos o su distribución, así se debe modificar en su totalidad la estructura.
- El mejor método de construir un tipo de estructura y que efecto puede tener dicho método en la estructura seleccionada y en su diseño.

### 1.3.3. Materiales de la estructura de techo

Para construir un techo seguro no solo la cubierta debe ser de buena calidad, sino también la estructura de techo, que puede ser conformada por diferentes materiales, se ha observado en los materiales de la estructura de techo una evolución en el transcurso del tiempo y como efecto del desarrollo de tecnologías en el proceso de fabricación de materiales. Dos de los materiales más utilizados en la estructura de techos es la madera y el acero los cuales se describen a continuación (Duarte, 2015).

La **madera**, en la actualidad nuestro país la utiliza en menor escala. A diferencia de otros materiales, la madera no es un material elaborado, sino orgánico, debido a las conexiones entre las fibras de la madera, esta es considerada como un material de buen comportamiento ante la flexión y compresión, que generalmente se usa en su estado natural; pero es necesario notar que la madera presenta una variada cantidad de problemas, uno de ellos es que resulta casi imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo como en el acero o en el concreto. Se utilizó de forma masiva durante mucho tiempo, debido en parte a la abundancia del material y la diversidad del mismo, lo cual permitía obtener el material suficiente para elaborar una estructura para techo que resistiera las cargas a las que está sometida (ver

Fig.1.12). En la actualidad se usan las estructuras de techo compuestas con materiales de madera casi exclusivamente con fines arquitectónicos en edificaciones pequeñas y por otra parte por la accesibilidad del material (Duarte, 2015).



**Figura 1.12 Estructura de madera.**

El acero (ver Fig.1.13), ha evolucionado en gran medida. Desde mediados del siglo XX se da un auge en la fabricación del acero acompañado además por una mejora continua de las propiedades físicas y mecánicas del material (resistencia, ductilidad), por lo que en la actualidad se tiene a disposición aceros de muchas denominaciones, con diferentes características físicas, químicas y mecánicas. Dichas denominaciones están basadas en las especificaciones técnicas que determinan tanto la calidad de los tipos de acero existentes, como algunas características tales como la geometría y otros aspectos normados por estas: como ejemplo de ello podemos ver en elementos de estructura de techo constituidos por barras lisas o corrugadas (polín espacial), se definen las especificaciones para estos materiales en la norma **ASTM A-615**, o en el caso de elementos primarios, para cubrir grandes claros, se requieren perfiles de acero que están especificados en la norma **ASTM A- 36** (Duarte, 2015).



**Figura 1.13 Estructura de techo conformada por perfiles laminados tipo C.**

### 1.3.4. Métodos de diseño

Para garantizar la seguridad estructural y buen funcionamiento de los techos se necesita un proceso de diseño y supervisión, en este sentido los códigos extranjeros aportan valiosa ayuda. Los más importantes e influyentes en estructuras de acero son publicados por el **American Institute of Steel Construction (AISC)** que fue fundado en el año de 1921 y cuyo objetivo fue hacer del acero estructural una opción de material de construcción, a través de la publicación de manuales, guías de diseño y especificaciones. En sus primeras publicaciones el diseño se basaba en la teoría de esfuerzos permisibles (**ASD**), fue hasta 1986 que se introduce un nuevo método basado en la teoría de resistencia última (**LRFD**) (Dueñas, 2015).

Es importante tener en cuenta tanto el método de diseño a utilizar, como las normas vigentes del medio en el que se desempeña el ingeniero. Anteriormente no se contaba con normas que regularan los métodos de diseño de las estructuras de techo, el diseño se basaba principalmente en la experiencia empírica de las personas encargadas de la obra. En la actualidad las normativas salvadoreñas establecen requisitos mínimos en el diseño de las estructuras que toman en cuenta la intensidad a la que se ve sometida una estructura por los efectos de cargas gravitatorias y accidentales (entre ellos vientos y sismo) los cuales son los que mayor efecto tienen sobre las estructuras de techos. Éstos requerimientos se encuentran en la **“Norma Técnica de diseño por viento”** y la **“Norma Técnica para el Diseño por Sismo”** respectivamente para el diseño de estructuras por el efecto de estas cargas, dichas normas fueron publicadas en 1997 con asociación del Ministerio de Obras Públicas (MOP) y la Asociación de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) como parte del **“Reglamento de Seguridad Estructural de las Construcciones”** (Dueñas, 2015).

### 1.3.5. Importancia y justificación

En el ámbito local, muchas de las estructuras de techos existentes no se consideró un proceso de diseño adecuado, debido a la práctica común de utilizar la experiencia como único criterio de diseño, reproduciendo soluciones repetidas, las cuales pueden no ser adecuadas para casos específicos, de tal manera que no se

selecciona una estructura de techo que presente una mayor funcionalidad, que cumpla con requerimientos económicos y de durabilidad para una edificación determinada (Dueñas, 2015).

Las estructuras de techos merecen ser objeto de estudio, debido a que en el transcurso de su vida útil estará sometida a diferentes tipos de cargas, como las gravitacionales ya sea por carga viva (carga por montaje y lluvia) o muerta (carga por peso propio), otro tipo de carga es la que se produce de manera accidental como sismo y viento, siendo este último el agente causante de fallas que producen un grave impacto en la funcionalidad del techo. A continuación, se presentan daños causados por cargas accidentales (Dueñas, 2015).

### 1.3.6. Daños causados por viento

Debido a los efectos de presión o succión del viento este puede ocasionar que la cubierta se levante, en la imagen (Fig. 1.14) se puede observar el levantamiento de la lámina que produce el desprendimiento del polín C de la pared donde se encontraba apoyada (Dueñas, 2015).



**Figura 1.14 Daños por carga de viento.**

Cuando los techos están sometidos a las diferentes solicitaciones puede presentar diferentes fallas, una de las más comunes es el pandeo local envigas de alma abierta que ocurre en la cuerda comprimida entre dos soldaduras consecutivas y que por su configuración puede considerarse como un elemento aislado. En la viga de alma abierta de la imagen (ver Fig. 1.15) la cuerda inferior se ha comprimido al soportar succión por carga de viento lo cual genera el pandeo entre las celosías de la viga, la celosía por su parte al soportar los esfuerzos producidos por el cortante

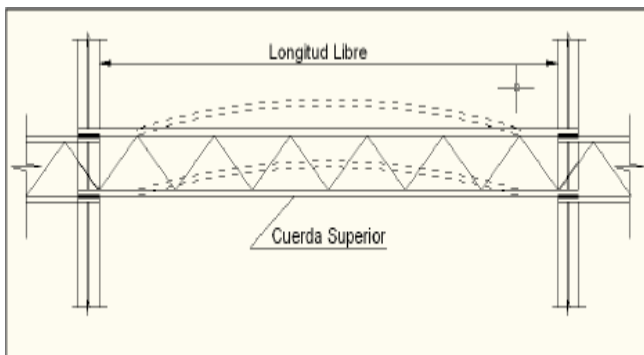


estará sometida a esfuerzos de compresión axial por lo que puede fallar por pandeo (Zorrilla, 2015).



**Figura 1.15 Pandeo local en viga de alma abierta.**

Cuando el pandeo ocurre en la longitud no arriostrada a lo largo del elemento este es llamado pandeo total. En vigas de alma abierta la cuerda superior cuando está sometido a presión de viento y la carga muerta está en su totalidad sometida a esfuerzos de compresión la cual puede generar el pandeo sin que el elemento alcance su límite de fluencia debido a la esbeltez de las cuerdas (ver Fig. 1.16) (Zorrilla, 2015).



**Figura 1.16 Pandeo total (vista en planta de polín)**

En armaduras debido a su configuración articulada está compuesta de elementos conectados, los cuales están sometidos a esfuerzos axiales, generalmente la cuerda inferior se encuentra sometida a tensión y la superior, a compresión, mientras que los montantes y diagonales presentan variabilidad. En los elementos sometidos a compresión axial es donde puede presentarse la falla por pandeo total como podemos ver en la imagen (figura 1.17) al generarse la falla en el montante las cuerdas superiores e inferiores ya no se comportarán como elementos

sometidos a cargas axiales, ahora deberán soportar la flexión y al no estar diseñados para resistir tales esfuerzos fallan por flexión, generando daños tanto en la cubierta como en los elementos secundarios (Zorrilla, 2015).



**Figura 1.17 Pandeo en elemento a compresión en armadura de techo ocasionada por presión de viento.**

### **1.3.7. Daños causados por sismo**

Los efectos causados por carga sísmica, son perjudiciales en cuanto a los desplazamientos en el plano de la estructura, ya que si no se vincula adecuadamente al sistema resistente a cargas laterales (paredes de concreto reforzado o mampostería, marcos de concreto reforzado o acero estructural), pueden generarse agrietamiento (ver Fig. 1.18) en los apoyos o desligarse de la estructura principal causando severos problemas en el nivel inferior al techo. Se tiene también el problema de volteo durante los movimientos sísmicos en elementos de gran peralte, como armaduras; para las cuales se debe colocar elementos arriostrantes o tensores, los cuales además de tener la función de estabilizar lateralmente dichos elementos, sirven para incrementar la rigidez de la estructura de techo (Zorrilla, 2015).



**Figura 1.18 Falla de agrietamiento en apoyo de techo por carga sísmica.**

### 1.3.8. Sistemas de techos

Toda edificación, independientemente del uso que tendrá, debe poseer un techo que proteja a los ocupantes y la misma estructura de la intemperie; es una parte esencial para la estructura y debe tener un comportamiento satisfactorio ante las solicitaciones, además de un buen funcionamiento. Para lograr éstas condicionantes es necesario conocer cuáles son las características de los componentes principales de todo el techo: cubierta y estructura soportante. Teniendo en cuenta los diferentes tipos de configuraciones de techos existentes y los diferentes materiales de los cuales se puede hacer uso para conformar esta parte importante de la edificación (Zorrilla, 2015).

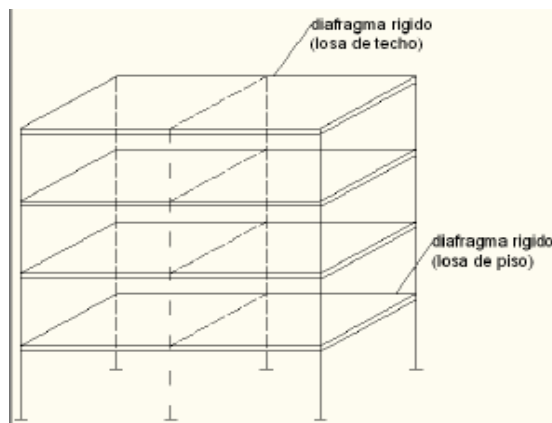
La función principal de un techo es la de proteger la edificación de los factores climatológicos (lluvia, sol, viento y otros), en general del intemperismo. Entre las características principales de los techos se mencionan las siguientes: durabilidad, aislamiento de calor, impermeabilidad. Un techo durable bien diseñado puede compensar una gran cantidad de problemas que podrían surgir en otras partes de la edificación (Bravo, 2015).

Una edificación se proyecta como un sistema global, ya sea desde la perspectiva arquitectónica o estructural. En este sentido una edificación se diseña desde el sistema total hasta llegar a establecer el diseño y funcionamiento de aspectos locales. Específicamente, el diseño estructural de una edificación se puede establecer como un sistema estructural total, en el cual se puede identificar tres subsistemas principales: cimentaciones, elementos verticales resistentes, elementos horizontales resistentes. Ver diagrama (1.1) en anexos (Bravo, 2015).

En esencia el diseño del sistema estructural total se concibe en un diseño conceptual garantizando la interacción de los subsistemas que lo componen. Luego en el diseño definitivo se desarrolla el diseño de los subsistemas en específico, de manera que se logre una coherencia del comportamiento del conjunto (Bravo, 2015).

### 1.3.8.1. Techos rígidos y flexibles

Se consideran techos rígidos a las losas sólidas o nervadas de concreto reforzado (ver figura 1.19), que dependiendo de las necesidades de la construcción pueden colocarse y ser parte de la azotea lo cual genera más espacio que se puede utilizar para fines recreativos, colocación de sistemas mecánicos como aire acondicionado, almacenamiento de materiales, torres de agua, estacionamientos u otros similares (Pérez, 2009).



**Figura 1.19 Losa de techo**

### 1.3.8.2. Techos autoportantes y soportados

En general los techos pueden dividirse en dos grupos en función de la condición de apoyo con la edificación en conjunto<sup>2</sup>, sean paredes o columnas, en: **techos autoportantes** y **techos con estructura de soporte**. La diferencia, como sus nombres lo indican, es que en el primer grupo el mismo elemento de cubierta puede soportar su peso propio y las cargas y transmitirlas directamente a la estructura principal, mientras que en el segundo grupo el elemento de cubierta requiere de una estructura de apoyo la cual transmite las cargas a la estructura principal (Pérez, 2009).

Ambos grupos de techos se clasifican como diafragmas flexibles, aunque las losas de azotea de concreto reforzado están en el grupo de techos autoportantes. El siguiente diagrama muestra la clasificación de los techos según su rigidez con algunos ejemplos indicando si son autoportantes o no. Ver diagrama (1.2) en anexos (Pérez, 2009).

### 1.3.8.3. Techos con cubierta y estructura de soporte

Para estudiar los techos que constan de estructura de soporte (referida de aquí en adelante como estructura de techo), es conveniente identificar sus componentes principales, los cuales son: **cubierta, estructura de soporte y apoyos**. El esquema mostrado indica en orden descendente la disposición de éstos componentes y algunos materiales utilizados en el ámbito local para cada uno (Pérez, 2009).

La descripción de cada componente de los techos es abordada en las siguientes secciones, a partir de la cubierta y estructura basándose en los materiales aplicables. Ver diagrama (1.3) en anexos (Pérez, 2009).

### 1.3.8.4. Cubiertas de techo

Se denomina **cubierta** la superficie superior cuyo propósito es suministrar protección contra todos los agentes externos que generan las condiciones atmosféricas. Por su exposición directa a la intemperie necesita estar formada por materiales de gran resistencia a las variaciones térmicas, además de impermeabilidad y capacidad hidráulica para el drenado adecuado de las aguas lluvias (Bravo, 2015).

A continuación, se mencionan los diferentes tipos de cubiertas existentes en nuestro medio y que se utilizan las construcciones de techos:

Lámina galvanizada: Están constituidas por chapas de acero, de distintos grosores a las que se ha dado un baño de zinc para protegerlas de la oxidación (Pérez, 2009).

Cubierta de fibrocemento: Las cubiertas de fibrocemento tienen muy buenas propiedades de resistencia a la intemperie y al fuego con un satisfactorio comportamiento mecánico. Pero hay que tomar en cuenta que este tipo de cubierta es inconvenientemente frágil y pesado (Bravo, 2015).

Cubiertas engarlopables: Sistema engarlopable en obra para cubiertas industriales o centros comerciales, está constituida por láminas de acero galvanizada (Bravo, 2015).

Cubierta termo acústica: compuestos de lámina galvanizada, con núcleo de espuma de poliuretano que disminuye la transferencia de calor (Bravo, 2015).

### 1.3.8.5. Estructura de techo a base elementos metálicos

El acero como material estructural se ha adoptado de manera más generalizada en muchas construcciones, debido a la gran variedad de productos existentes, su economía, resistencia, ductilidad y otras propiedades que lo hacen conveniente para elementos utilizados en diversidad de estructuras. Es un material que se fabrica bajo estrictas condiciones de control de calidad, lo que lo hace uniforme en cuanto a dimensiones y resistencia. Es producido en una gran variedad de tamaños y formas facilitando así la labor del diseño (Vielma, 2001).

Existen numerosas ventajas en sus propiedades respecto a otros materiales estructurales, tales como su alta **elasticidad**, de manera que las deformaciones bajo carga son muy pequeñas; su gran **ductilidad**, por lo cual es capaz de tener grandes deformaciones antes de fallar; su **resistencia** por unidad lineal es elevada, logrando así un peso más liviano en los elementos, una característica muy deseada en las estructuras de techo. En la construcción, los elementos de acero son ensamblados rápidamente y fácilmente unidos mediante dispositivos simples de conexión, lo cual contribuye en la reducción de costos por el tiempo ejecución; además se adaptan fácilmente a posibles extensiones o ampliaciones futuras y los elementos dañados son fácilmente reforzados o reemplazados, estos últimos con la posibilidad de venderlos para su reutilización, ya que el acero es reciclable (Vielma, 2001).

Asimismo, el acero presenta algunas desventajas en su utilización como material estructural, tales como la susceptibilidad a la corrosión por el agua y productos químicos, y la pérdida de resistencia al estar expuesto al fuego y a elevadas temperaturas. Estos inconvenientes con el acero se solucionan protegiendo a los elementos con pinturas o aislantes, lo que podría generar un costo adicional por mantenimiento, siendo esto último una desventaja más. En cuanto al comportamiento del acero bajo cargas se tiene la susceptibilidad al pandeo en miembros esbeltos en compresión, la fatiga del material al ser expuesto a numerosos ciclos alternos de esfuerzos, y en ciertas condiciones bajo cargas que

producen fatiga y muy bajas temperaturas el acero pierde su ductilidad y la falla frágil ocurre (Vielma, 2001).

### 1.4. Secciones de acero utilizadas

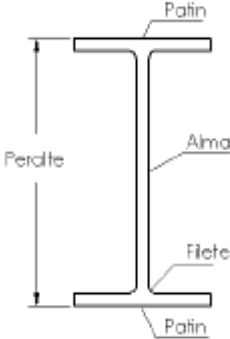
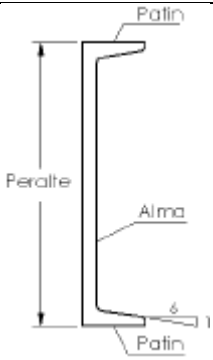
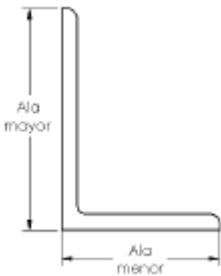
El acero estructural tiene una amplia gama de selección para diferentes condiciones, lo cual facilita la labor de diseño en cuanto a la selección de los elementos estructurales, sin embargo no todos son aplicables en estructuras de techo, debido a que la capacidad estructural de algunos perfiles es demasiada elevada comparada con las solicitaciones de carga a la que estará sometida la estructura, además algunos perfiles son más pesados que otros, lo cual no es conveniente para los sistemas de techos (Vielma, 2001).

Los tipos de perfiles de acero estructural se pueden clasificar según su fabricación en: **perfiles de acero laminados en caliente** y **perfiles de acero formados en frío**. A continuación, se presentarán los perfiles más comúnmente utilizados en estructuras de techos (Vielma, 2001).

#### 1.4.1. Perfiles de acero laminados en caliente


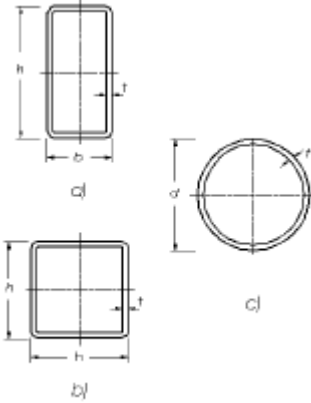
Son perfiles formados a partir de barras que pasan a través de molinos de laminado conocidos como laminadoras de acabado, estas le dan la forma específica a la barra. Se utilizan diferentes tipos de laminadoras de acabado para formar diferentes perfiles estructurales, algunas de estas son: laminadora estructural para secciones I, C, L T y otras; laminadoras de barra para barras redondas, cuadradas, hexagonales y octogonales; laminadoras de tubo para tubos y laminadoras de placas para placas. Las dimensiones y propiedades de las secciones son proporcionadas en el **Manual of Steel Construction**, publicado por **American Institute of Steel Construction (AISC)** y las tolerancias máximas se establecen en la especificación **A6** de la **ASTM**. La tabla 1.2 contiene las secciones de acero laminadas en caliente que se utilizan comúnmente (Bravo, 2015).

**Tabla 1.2. Secciones de acero comunes en techos.**

Sección	Descripción	Usos
	<p>Consiste en dos elementos rectangulares horizontales llamados patines y uno vertical llamado alma, conectados por filetes, el alma por lo general tiene un espesor menor que el de los patines. Se designa por la letra W seguido del peralte nominal en pulgadas.</p>	<p>Se utilizan como elementos primarios en techos de edificaciones de un nivel con conexiones rígidas, por ejemplo en naves industriales.</p>
	<p>Consiste en dos elementos horizontales paralelos llamados patín y un vertical llamado alma, las superficies internas de ambos patines tiene una pendiente aproximada de 1 en vertical a 2 en horizontal (<math>16^{2/3}</math> %). Se designan por la letra C seguido de su peralte nominal en pulgadas y su peso por unidad lineal en libras por pie lineal. Comúnmente se utilizan en pares.</p>	<p>Se observan como elementos secundarios (largueros) en naves industriales y utilizadas en pares como elementos diagonales en armaduras.</p>
	<p>Consiste en dos elementos perpendiculares entre sí llamados alas, unidos en uno de sus extremos. Las alas pueden ser de igual o diferente longitud, pero con el mismo espesor. Las superficies interna y externa de las alas son paralelas. Se designan por la letra L seguido por la longitud del ala mayor, la</p>	<p>Usados en pares como miembros de armaduras pequeñas, en elementos de soporte atiesado y en conexiones atornilladas.</p>



Continuación de la tabla 1.2.

	del ala menor y su espesor en pulgadas.	
	Estos perfiles son derivados de las secciones W, la cual se corta por la mitad y se obtienen dos perfiles T.	Utilizados en cuerdas de armaduras, en elementos arriostrantes y de apoyo.
	Tienen forma rectangular (a) o cuadrada (b) y se designan por las letras HSS seguido por la dimensión mayor, la menor y su espesor de pared. Los perfiles circulares huecos (c) se designan por la letra P seguidos por su diámetro externo nominal para secciones estándar, por una (x) y su diámetro nominal para secciones reforzadas, y por (xx) para doblemente reforzadas y su diámetro nominal. Las denominaciones estándar, reforzadas y con reforzado doble se diferencian en la variación del diámetro interior y espesor de su pared.	Se observan como largueros en techos con carga liviana como miembros de armaduras.

Existen además diferentes tipos de aceros estructurales con diferentes propiedades, como resistencia a la corrosión, resistencia a la fractura, mejor soldabilidad, etc. Esto se logra variando los porcentajes en peso de los

componentes del acero, los cuales se establecen en las especificaciones **ASTM**; el cual considera las siguientes clasificaciones de aceros estructurales: *acero de propósitos generales (A36)*, *aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A992)*, y los *aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación resistentes a la corrosión (A588)* (Bermúdez, 2005).

La tabla 1.3 describe brevemente algunas de las clasificaciones de aceros estructurales cuya aplicación es posible para estructuras de techos (Bermúdez, 2005).

**Tabla 1.3 Clasificación de aceros estructurales**

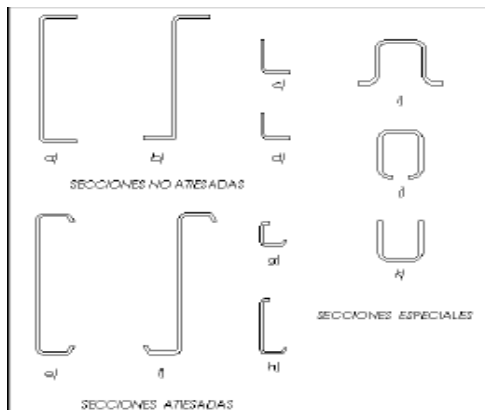
Designación ASTM	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia (ksi) <sup>a</sup>	Resistencia mínima especificada (ksi) <sup>b</sup>
A36	Perfiles, barras y placas	Construcción atornillada o soldada	36, 32 para espesores mayores a 8 pulg.	58-80
A992	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcción atornillada o soldada	50	65
A588	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada	50, para espesores mayores a 4 pulg. 42-46	63-70

#### 1.4.2. Perfiles de acero formados en frío

Son formados al doblar tiras de acero de bajo carbono o de baja aleación a temperatura ambiente. Se diferencian de los elementos de acero laminados en caliente por sus esquinas redondeadas y sus elementos planos esbeltos de espesor uniforme. Se pueden dividir en dos tipos de miembros: **estructurales** y de **superficie** (Bermúdez, 2005).

### 1.4.2.1. Miembros estructurales

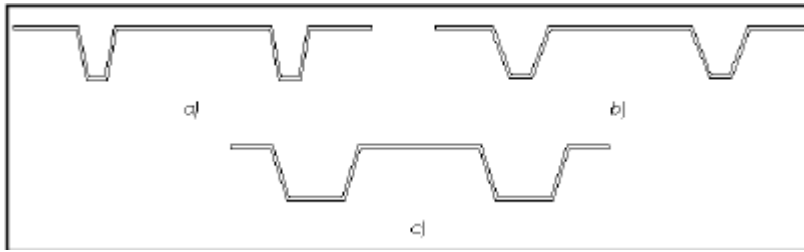
Tienen formas similares a los elementos de acero laminados en caliente. Pueden ser de patines planos llamados también secciones no atiesadas (figuras 2.5 a, b, c y d) o de patines rigidizados por medio de rebordes en las orillas exteriores llamados también secciones atiesadas (figuras 2.5 e, f, g y h). La flexibilidad del proceso de formación en frío permite formas especiales tales como la de sombrero (figura 2.5i), caja abierta (figura 2.5 j) y tipo “U” (figura 2.5 k). Los peraltes pueden variar entre 2 y 12 pulgadas (5 y 30 cm) y el espesor de calibre entre 18 y 8 (Bermúdez, 2005).



**Figura 1.20 Perfiles estructurales formados en frío**

### 1.4.2.2. Miembros de superficie

Se utilizan en techos, pisos, muros y elementos divisorios. Tienen excelentes proporciones peso – resistencia y peso – rigidez que los hacen convenientes para cualquier tipo de estructura que requiera un peso por carga muerta mínimo. Pueden formarse a partir de lámina pintada (**ASTM A446**) y de lámina galvanizada (**ASTM A445**), esta última se prefiere debido a su mayor resistencia ante la corrosión atmosférica. Algunas secciones típicas de estos elementos son mostradas en la figura 2.6, de costilla angosta (a), costilla intermedia (b), y costilla ancha (c) (Bermúdez, 2005).



**Figura 1.21 Perfiles de superficie formados en frío**

En los elementos formados en frío se tiene un aumento en el esfuerzo de fluencia del metal original, pero esto a su vez implica una reducción en la ductilidad. La gran esbeltez en miembros de este tipo genera problemas de inestabilidad por pandeo, y se debe considerar rigidizadores a lo largo de los filos para evitarlo. Debido a la relativa facilidad del proceso de formación en frío se pueden lograr formas especiales para objetivos específicos, esta podría ser la razón que no existan series normalizadas de secciones estructurales trabajadas en frío en la misma forma que para la laminación en caliente, aunque algunas secciones se hayan diseñado para objeto de comparación (Bravo, 2015).

### 1.5. Fundamento teórico del método por elementos finitos

En la actualidad, el desarrollo de hardware software y a la demanda creciente de mejores métodos de cálculo para estructuras complicadas y ligeras, condujo al desarrollo de métodos para el cálculo matricial de estructuras (Carnicero, 2001).

Hace algunos años se utilizaban métodos en los cuales se obtenían resultados a través de la resolución manual de sistemas de ecuaciones con demasiadas incógnitas. En la actualidad se aplican estos métodos en la resolución de sistemas de ecuaciones simultáneas a través del computador (Carnicero, 2001).

De acuerdo con su principio básico se conoce con el nombre de Método de Elementos Finitos, debido a que una estructura, en lugar de ser un conjunto de elementos diferenciales, se considera idealmente como un conjunto de piezas finitas. Este concepto facilita el reconstruir paso a paso la relación entre la fuerza y el desplazamiento de una estructura, partiendo de aquellos elementos básicos de que está compuesta (Carnicero, 2001).

A través de este método se pueden resolver muchos problemas en los diferentes campos:

- Cerchas, vigas y pórticos rígidos
- Placas y cascaras de forma y carga arbitraria
- Estructuras compuestas
- Recipientes a presión
- Torsión en barras de sección irregular
- Análisis dinámico de entramados, etc.

### 1.5.1. Descripción general del método de elementos finitos

El método de Elementos Finitos, también conocido como Análisis por Elementos Finitos, es una técnica computacional utilizada para obtener soluciones aproximadas en problemas de ingeniería. Estos problemas contienen una o más variables dependientes que deben satisfacer cualquier ecuación diferencial dentro de un dominio conocido o campo. Las variables en este dominio se las denomina variables de campo y son las variables dependientes que son gobernadas por la ecuación diferencial. Las condiciones de borde del dominio. Dependiendo del tipo de problema, se pueden tener variables de desplazamiento físico, temperatura, y transferencia de calor, velocidad de fluido, entre otras (Rojas, 2001).

El MEF es una herramienta poderosa tanto para académicos, como para técnicos que trabajan en diferentes ramas de la industria. Un uso correcto del MEF facilita la visualización del flujo de esfuerzos en las estructuras, que es dato fundamental para el diseño, permite ver la pieza deformada que en ocasiones condiciona el diseño. El Método de Elementos Finitos, considera una estructura como un encaje de partículas de tamaño finito llamadas elementos finitos. El proceso de conversión de la estructura en elementos finitos se denomina discretización o modelaje (Rojas, 2001).

El comportamiento de las partículas y de toda la estructura, se obtiene de resolver un sistema de ecuaciones algebraicas, el cual puede ser resuelto rápidamente en un computador, gracias al uso de un software adecuado (Rojas, 2001).

### 1.5.2. Definiciones fundamentales del método por elementos finitos

Un elemento finito se puede definir como un pequeño elemento o subdominio de un gran dominio, el cual, al interconectarse con otro de forma sucesiva, conforma un continuo. Es decir, el continuo, denominado dominio, se divide en pequeños elementos o subdominios (discretización) (Rojas, 2001).

La representación de un dominio físico con elementos finitos se denomina malla. El método de los elementos finitos considera una malla como una estructura formada por un conjunto de elementos de tamaño finito. La manera como estos elementos se comportan en la estructura se lo determina obteniendo un sistema de ecuaciones algebraicas, las cuales se las resuelve utilizando programas matemáticos computacionales (Rojas, 2001).

Los elementos finitos que conforman la malla están interconectados en puntos que se denominan nodos. Un nodo es una ubicación en el espacio donde se definen los grados de libertad los cuales representan los movimientos posibles de este punto debido a la carga de la estructura. Los grados de libertad también representan que fuerzas y momentos se transfieren desde un elemento al próximo. De la misma manera, los resultados de un análisis por elementos finitos (las deflexiones y los esfuerzos) se dan comúnmente en los nodos (Rojas, 2001).

Cada nodo tiene seis grados de libertad potenciales que pueden darse por traslación y/o rotación. Traslación se refiere al movimiento de un nodo a lo largo de los ejes (X), (Y), o (Z) (cualquier combinación de los tres), mientras que rotación se refiere al movimiento de un nodo alrededor de los ejes X, Y, o Z (o cualquier combinación).

Estos seis grados de libertad implican que un nodo determinado puede desplazarse en tres grados de libertad traslacionales, los cuales son: traslación en la dirección (X), traslación en la dirección (Y) y traslación en la dirección (Z). cada nodo puede desplazarse también en tres grados de libertad rotacionales: en la dirección (X), en la dirección (Y) y en la dirección (Z). Algunos tipos de elementos no usan todos estos grados de libertad (Sotomayor, 2001).

Un elemento también es una relación matemática que define como los grados de libertad de un nodo se relaciona con el próximo nodo. Estos elementos pueden ser

líneas (vigas), áreas (placas 2D o 3D) o sólidos (ladrillos). Estos también relacionan como las deflexiones crean esfuerzos (Sotomayor, 2001).

### 1.6. Conclusiones del capítulo 1

- En la búsqueda bibliográfica se determinó que las estructuras metálicas, presentan un buen porvenir, ya que a medida que aumenta el nivel de vida de un país, van siendo más económicas las técnicas que requieren menor cantidad de mano de obra.
- El acero como material estructural se ha adoptado de manera más generalizada en muchas construcciones, debido a la gran variedad de productos existentes, su economía, resistencia, ductilidad y otras propiedades que lo hacen conveniente para elementos utilizados en diversidad de estructuras.

# **CAPÍTULO 2**

## **MATERIALES Y MÉTODOS**



### CAPÍTULO 2. MATERIALES Y MÉTODOS

#### 2.1 Introducción

Para el diseño de cualquier elemento mecánico es necesario conocer una serie de datos, normas y parámetros, los cuales le faciliten el trabajo al diseñador, para ello se realizan una serie de estudios de cálculos para obtener el más adecuado, de esta manera se crea una metodología de cálculo a utilizar. En este capítulo se realizarán los cálculos más significativos de la resistencia, así como los cálculos del diseño de la cercha, también se realizará el cálculo también por el Método de Elementos Finitos (MEF) el cuál arrojará los resultados más exactos.

#### Objetivo del capítulo:

Establecer la metodología de cálculo de resistencia mecánica, así como la metodología de diseño de la cercha en estudio y realizaremos las comprobaciones por el MEF.

#### 2.2 Selección del material

En los procesos de diseño y construcción de objetos técnicos, se elegirá entre varios materiales. Para elegir un material debemos considerar cuatro aspectos:

1. Sus propiedades (dureza, densidad, conductividad, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson) y sus cualidades estéticas (color y textura) deben de ser adecuadas para la función que ha de desempeñar.
2. Debemos disponer de los conocimientos técnicos y de las herramientas necesarias para su manipulación.
3. El material debe de estar disponible y a un precio razonable.

#### 2.3 Cálculo de resistencia mecánica de los elementos de la cercha

La cubierta consta de 21 cerchas, 9 correas, las cuales están simplemente apoyadas en las cerchas; encima de las éstas, se ubican las tejas. En el plano adjunto se encuentra información más detallada acerca de dimensiones de la cubierta y sus componentes. Utilizamos acero estructural ASTM A-36.

**2.3.1. Datos de la Cubierta:**

$A_c$ : Ancho de la cubierta de techo: 15 m;

$H_c$ : Altura de las columnas: 4,9 m;

$P_c$ : Profundidad de la cubierta de techo: 100 m;

$D$ : Distancia entre cercha:

$P$ : Pendiente de la cubierta:  $16^\circ$

$C_a$ : Cubierta de asbesto cemento: 180,00 m<sup>2</sup>;

$P_r$ : Peso de la riostra de perfil L mm: 1092,44 N

$P_v$ : Peso total de las vigas de soporte C -12: 18 362,44 N;

$P_{tc}$ : Peso total de las columnas metálicas W 200 X35, 9: 32225,85 N;

$Q_t$ : carga de una teja de fibrocemento; 120 N/m<sup>2</sup>

Para determinar el peso muerto de la estructura de la cubierta de tiene en cuenta el peso propio de las cerchas y el peso producido por la cubierta de fibrocemento.

$$P_{cer} = H_c \cdot A_c \cdot Q_t \quad (2.1)$$

donde:

$P_{cer}$ : Peso de la cercha, [kg].

$$P_{asb} = A_c \cdot P_{tc} \quad (2.2)$$

La carga de toda la cubierta es igual a la carga de las cerchas más la carga de la cubierta de fibrocemento.

$$Q_c = P_{asb} + P_{cr} \quad (2.3)$$

**2.3.2. Especificaciones de las tejas: Tipos de fibrocemento Nº 8 x 2,44**

$L_t$ : Longitud de la teja: [2,4 m];

$L_{tr}$ : Longitud de traslapo: [ 0,15 m];

$P_{tj}$ : Peso de la teja: [12 kg/m];

Número de tejas se determina a partir del ancho de la teja y la longitud de traslapo.

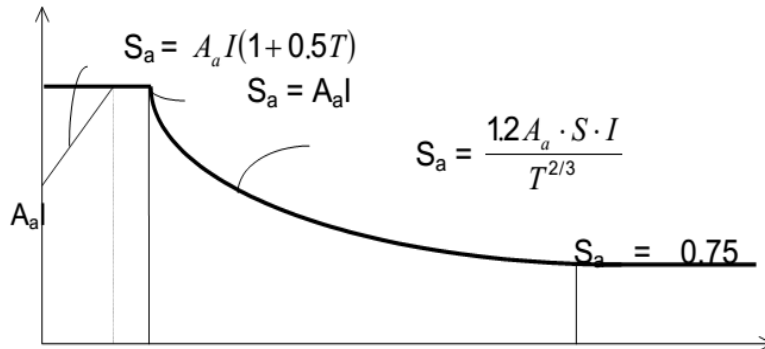
$$Nt = Pc(At - Ltr) \quad (2.4)$$

$At$ : Ancho de una teja: [0,9 m];

$Nt$ : Número de tejas.

## 2.4. Análisis de carga por correa

### 2.4.1. Carga de Sismo



**Figura 2.1.** Espectro de diseño para  $\xi=5\%$ .

Para determinar las cargas producidas por movimientos telúricos, se tiene en cuenta el tiempo de permanencia el cual se determina a partir de las características de suelo.

$$T_1 = [0,48s]^{3/2} \quad (2.5)$$

$$T_2 = [1,6s]^{3/2} \quad (2.6)$$

Donde:

$T_1$ : Tiempo de mínimo de permanencia de sismo, [s]

$T_2$ : Tiempo de máximo de permanencia de sismo, [s]

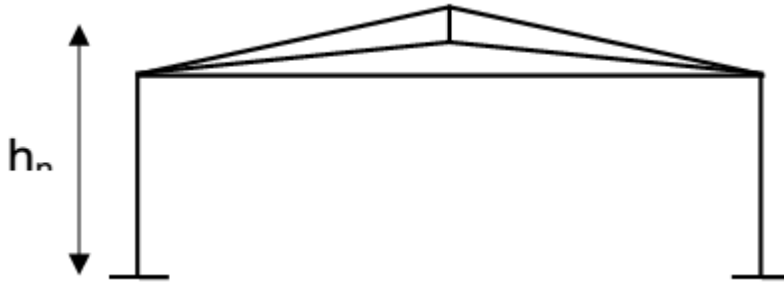
Coeficientes que tienen en cuenta las características del suelo

Tomamos  $A_a = 0,25$  (Bucaramanga)

$S = 1,0$  (Suelo muy bueno)

$I = 1,0$  (Edificaciones corriente s)

$\xi = 5\%$  (Amortiguación)



**Figura 2.2** Altura desde la base hasta el punto medio de la altura de la cubierta.

$$h_n = 6,25 \text{ m}$$

donde:  $h_n$ : es la altura desde la base hasta la altura del punto medio de la cubierta, [m].

El tiempo de carga sísmica se determina a partir de la carga de la cubierta y la altura de punto medio de la misma.

$$T = T_1 \cdot T_2^{3/4} \quad (2.7)$$

El coeficiente que tiene en cuenta la característica del suelo para las condiciones de cargas actuante depende de las cargas sísmicas, y la carga de la cubierta.

$$S_a = \frac{1,2 \cdot A_a \cdot S \cdot I}{T^{2/3}} \quad (2.8)$$

$$C_s = S_a / H_c \quad (2.9)$$

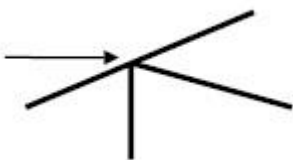
Cortante de la cubierta:

$$C_c = C_s \cdot Q_c \quad (2.10)$$

Después de obtener la cortante de la cubierta esta se divide entre el número de nodos ( $N_n$ ):

$$C_c / N_n \quad (2.11)$$

Esquema del nodo:



### 2.4.2. Carga muerta D

$$C_{mt} = (P_t \cdot A_t) + P_{pc} \quad (2.12)$$

$C_{mt}$ : Carga muerta total [kg/m]

$P_{pc}$ : Peso propio de una correa [kg/m]

### 2.4.3. Carga viva L

$$C_{viva} = P_{tcerha} \cdot A_t \quad (2.13)$$

$P_{tcerha}$ : peso total de la cercha [N/m<sup>2</sup>]

Pendiente < 20%

### 2.4.4. Carga de viento W

Velocidad de viento: 120 Km/h ya que  $h < 10$

Altura de las columnas: 4,9 m

Inclinación:

$$q = 12 \text{ kg/m}$$

Para barlovento  $c_p = -0,8$

Para sotavento  $c_p = -0,5$

Altura sobre el nivel del mar: 120 m, entonces  $S_4 = 0.868$

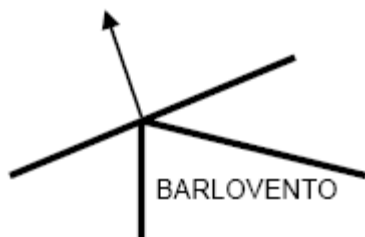
Carga de viento para barlovento: [kg/m]

$$W_b = c_p \cdot q \cdot S_4 \cdot A_t \quad (2.14)$$

Carga de viento para sotavento: [kg/m]

$$W_s = c_p \cdot q \cdot S_4 \cdot A_t \quad (2.15)$$

Esquema del nodo:



## 2.5. Diseño de la cercha

### 2.5.1 Diseño del cordón superior

#### 2.5.1.1. Resistencia por flexión longitudinal

Para determinar si las columnas son capaces de soportar las cargas generadas por el peso muerto se tendrá en cuenta las condiciones de apoyo, propiedades del material y las dimensiones del perfil laminado.

$$KL/r = 59.92$$

$$\sigma_y = 253 \text{ MPa}$$

$$E = 204000 \text{ MPa}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2.16)$$

donde:

$L$ : longitud de la columna; [m]

$K$ : Coeficiente que depende del tipo de apoyo; [adimensional].

$\sigma_y$ : Esfuerzo de fluencia del material de la columna; [MPa].

$E$ : Módulo de elasticidad del material de la columna; [MPa].

$\lambda_c$ : Esbeltez crítica; [adimensional]

Si  $\lambda_c < 1.5$  entonces :

$$\sigma_{cr} = [0,658^{\lambda_c^2}] \cdot \sigma_y \quad (2.17)$$

$\sigma_{cr}$ : esfuerzo crítico; [MPa]

A través de la carga útil se determina el área de la sección transversal

$$A_g = \frac{P_u}{0,85 \cdot \sigma_{cr}} \quad (2.18)$$

$A_g$ : Área de la sección transversal; [mm<sup>2</sup>].

Para perfil simple:

$$\lambda_t = \frac{64}{\sqrt{F_y}} \quad (2.19)$$

Entonces se selecciona el perfil necesario para la columna

$$b/t = 7 < \lambda t \quad \text{Si cumple} \quad (2.20)$$

Para comprobar si el perfil seleccionado cumple con las condiciones de carga se hace necesario, seleccionar las dimensiones del mismo, determinar la esbeltez crítica y verificar que la carga útil para ese perfil sea menor que la carga útil generada por la carga muerta de la estructura.

$$\lambda_y = \left( \frac{k \cdot L}{r_y} \right) \quad (2.21)$$

Donde.

$\lambda_y$ : Esbeltez en el eje y; [adimensional].

$r_y$ : radio de giro en el eje y; [mm]

$$\lambda_x = \left( \frac{k \cdot L}{r_x} \right) \quad (2.22)$$

La esbeltez crítica para cada eje se determina a partir de:

$$\lambda_{c_y} = \frac{KL}{r_y \cdot \pi} \quad (2.23)$$

Donde:

$\lambda_{c_y}$ : esbeltez crítica para cada eje; [adimensional]

$$\lambda_{c_x} = \frac{KL}{r_x \cdot \pi} \quad (2.24)$$

$$\sigma_{cr_y} = [0,658^{\lambda_{c_y}^2}] \cdot \sigma_y \quad (2.25)$$

$\sigma_{cr_y}$ : esfuerzo crítico en el eje y; [MPa]

$$\sigma_{cr_x} = [0,658^{\lambda_{c_x}^2}] \cdot \sigma_y \quad (2.26)$$

$\sigma_{cr_x}$ : esfuerzo crítico en el eje x; [MPa]

Para comprobar si el perfil seleccionado se hace necesario y la carga útil para cada uno de los ejes sea menor, que la carga útil de la estructura del techo.

$$Pu_y = P_{cr_y} \cdot A \cdot 0,85 \quad (2.27)$$

Donde:

$Pu_y$ : carga útil en y; [N]

$A$ : Área del perfil seleccionado; [mm<sup>2</sup>]

$$Pu_x = P_{cr_x} \cdot A \cdot 0,85 \quad (2.28)$$

### 2.5.1.2 Resistencia por flexión longitudinal y torsión

El análisis de resistencia mecánica por bajo la acción de la flexión longitudinal y la torsión se realizará para el eje y ya que se tendrá en cuenta las cargas generadas por el viento.

La constante torsional se determina a partir de las dimensiones del perfil seleccionado.

$$J = \frac{b \cdot t^3}{3} \quad (2.29)$$

Donde:

$J$ : constante torsional; [mm<sup>4</sup>]

$t$ : espesor mínimo del perfil seleccionado; [mm]

$b$ : ancho del perfil; [mm]

Coordenadas del centro de corte con respecto al centroide:

$$X_0 = 0$$

$$Y_0 = 18,8mm$$

$$\bar{r}_0^2 = X_0^2 + Y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (2.30)$$

Donde:

$\bar{r}_0^2$ : Es el cuadrado del radio de giro donde se produce la torsión; [mm<sup>2</sup>]

$I_x$ : Momento de inercial en x; [mm<sup>4</sup>]

$I_y$ : Momento de inercial en y; [mm<sup>4</sup>]



La altura a partir donde se produce la torsión depende del radio de giro y la coordenada del centro de gravedad en y.

$$Ht = \left(\frac{\bar{r}_0^2}{Y_0}\right) \quad (2.31)$$

Donde:

$Ht$ : altura de torsión; [mm]

Los esfuerzos generados por la acción de cargas combinadas se determinan a partir del esfuerzo producido por la torsión y la flexión longitudinal en el eje y:

$$\tau_{cr} = \frac{G \cdot J}{A \cdot \bar{r}_0^2} \quad (2.32)$$

Donde:

$G$ : módulo de elasticidad de segundo género; [MPa]

$\tau_{cr}$ : esfuerzo crítico generado por la torsión; [MPa]

$$\sigma_{creq} = \left[ \frac{\tau_{cr} + \sigma_{cry}}{2Ht} \right] \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \sigma_{cry} \cdot \tau_{cr} \cdot Ht}{(\sigma_{cry} + \tau_{cr})}} \right] \quad (2.33)$$

Donde:

$\sigma_{creq}$ : esfuerzo crítico equivalente; [MPa]

La resistencia mecánica para las cargas combinadas se evalúa a partir de la carga última equivalente bajo la acción de las cargas anteriormente mencionada

$$Pu_{eq} = \sigma_{creq} \cdot A \cdot 0,85 \quad (2.34)$$

Donde:

$Pu_{eq}$ : carga última equivalente producidas por la acción de cargas combinadas, [N]

## 2.6. Diseño de la correa

Cargas:

$Cmt$  = carga muerta

$Cviva$  = carga viva

$Wb = \text{carga de viento por barlovento}$

$Ws = \text{carga de viento por sotavento}$

Combinaciones de carga: la carga de viento a utilizar corresponde a la de barlovento, porque la carga por sotavento es inferior.

$$U1 = 1,4Cmt \quad (2.35)$$

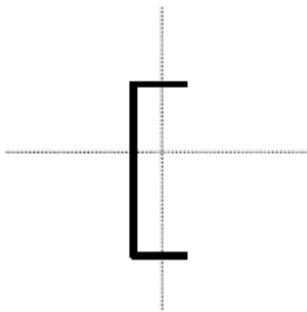
$$U2 = 1,2Cmt + 1,6Cviva \quad (2.36)$$

$$U3 = 1,2Cmt + 1,6Cviva + 0,8Wb \quad (2.37)$$

$$U4 = 1,2Cmt + 0,5Cviva + 1,3Ws \quad (2.38)$$

$$U5 = 0,9Cmt + 1,3Ws \quad (2.39)$$

Esquema:



La mayor carga es la  $U2$ , entonces hacemos el diseño con las cargas del viento que se producen.

## 2.7. Cálculo de la resistencia de uniones soldadas

Según sean las formas en que deban unirse dos o más piezas, los cordones de soldadura a realizar con el material aportado presentan distintos tipos (Dobrovolski.1976).

Cuando se realiza una soldadura, se debe conocer previamente si la misma cumplirá con el fin propuesto, esto es que tenga la resistencia adecuada, pudiendo ser menor, igual o mayor que la resistencia propia del material de las piezas que se están uniendo. Por este motivo, es necesario realizar el cálculo de la sección del cordón de soldadura que se deberá ejecutar a los efectos de su dimensionamiento adecuado, teniendo en cuenta las características del metal a unir, las del electrodo

a utilizar y las condiciones de trabajo a la que estará sometida la pieza (Dobrovolski. 1976).

Además, es necesario en otras ocasiones, conocer la resistencia de cordones de soldaduras ya existentes en elementos que serán sometidos a diferentes esfuerzos, motivo por el cual se debe verificar si soportarán los mismos.

### 2.7.1. Cálculos de las uniones a tope

Según (Dobrovolski. 1976) las uniones a tope se solicitan generalmente a la tracción compresión y para este caso se toma como espesor del metal base al espesor de la placa más delgada de las que se unirán y la longitud de la costura será el ancho de la placa más estrecha.

$$l \geq \frac{P}{K[\sigma_{tc}]} \quad (2.40)$$

donde:

$l$ : longitud mínima necesaria de la costura soldada; (mm).

$K$ : cateto de soldadura; (mm).

Si las placas son de espesor pequeño entonces  $k = S$ , de la placa más delgada,

$P$ : carga que actúa sobre la unión; (N).

$\sigma_{tc}$ : tensión admisible de la costura soldada según el tipo de electrodo y la tensión admisible del metal base; (MPa).

### 2.7.2. Cálculo de las uniones en T

Unión con preparación de bordes, sometida a tracción

$$\sigma = \frac{P}{K \cdot l} \leq [\sigma_{tc}] \quad (2.41)$$

### 2.7.3. Cálculo de las uniones que soporten esfuerzos combinados

De acuerdo con la teoría de la resistencia de materiales del esfuerzo normal máximo, se deberá verificar para el máximo esfuerzo principal  $\sigma_{sold}$ , para los valores simultáneos del momento flector  $M$  y el esfuerzo cortante  $Q$  para un determinado estado de carga, la expresión:

$$\sigma_{sold} = \frac{1}{2} (\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}) \quad (2.42)$$

donde:

$\sigma$ : es el esfuerzo normal producido por las cargas flexionantes; (MPa).

$\tau$ : esfuerzo tangencial producido por las cargas de cortadura; (MPa).

$\sigma_{sold}$ : esfuerzo equivalente en la unión soldada; (MPa).

Esta ecuación debe verificarse ya sea para un esfuerzo cortante Q correspondiente a un momento flector máximo ( $M_{max}$ ):

$$\sigma_{sold} = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{M_{max}}{w_{sold}} \right)^2 + 4 \left( \frac{Q}{\Sigma(a \cdot l)} \right)^2 \right] \leq \sigma_{sold.admisible} \quad (2.43)$$

donde:

$M_{max}$ : momento flector máximo; (N.mm).

$w_{sold}$ : módulo de la sección en la costura de soldadura; (mm<sup>3</sup>).

$Q$ : fuerza cortante producida por la carga de tracción; (N).

$a$ : ancho de la costura de soldadura; (mm).

$l$ : longitud de la costura de soldadura; (mm).

$\sigma_{sold.admisible}$ : esfuerzo normal admisible de soldadura; (MPa), o para un momento flector M correspondiente al máximo esfuerzo transversal  $Q_{max}$ :

$$\sigma_{sold} = \frac{1}{2} \left[ \frac{M}{w_{sold}} + \sqrt{\left( \frac{M}{w_{sold}} \right)^2 + 4 \left( \frac{Q_{max}}{\Sigma(a \cdot l)} \right)^2} \right] \leq \sigma_{sold.admisible} \quad (2.44)$$

donde:

$Q_{max}$ : fuerza cortante máxima producida por la carga de tracción; (N).

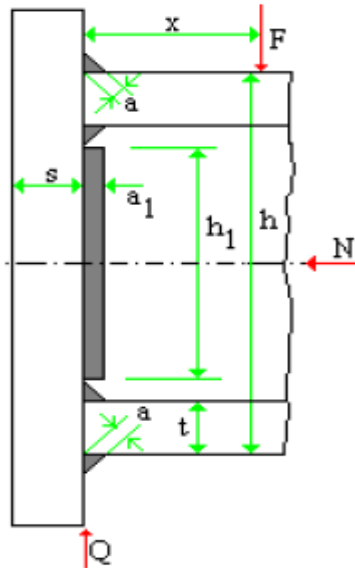
Además, debe cumplirse que sea:

$$\tau_{sold} = \frac{Q_{max}}{\Sigma(a \cdot l)} \leq \tau_{sold.admisible} \quad (2.45)$$

donde:

$\tau_{sold.admisible}$  : esfuerzo de cortante admisible; (MPa).

En este tipo de uniones con perfiles, ya sean (, I, L u otros similares), se supone que el esfuerzo de corte Q solo lo soportan las costuras que están en posición de resistir esfuerzos cortantes, siendo para este caso, según muestra la figura (Figura. 2.1), solo las costuras h 1 del alma.



**Figura 2.1.** Tipos de uniones soldadas

Si las costuras angulares de la soldadura se vieran además sometidas a esfuerzos longitudinales o normales N además del momento flector M (Figura. 2.1), se manifestarán tensiones dadas por la expresión:

$$\sigma_N = \frac{N}{\sum(a \cdot l)} \leq \sigma_{sold.admisible} \quad (2.46)$$

$\sigma_N$ : esfuerzo de normal producido por la carga axial; (MPa).

N: fuerza axial; (N).

Y se deberá verificar también:

$$\sigma_{sold} = \frac{M_{max}}{W_{sold}} + \frac{N}{\sum(a \cdot l)} \leq \sigma_{sold.admisible} \quad (2.47)$$

Todas aquellas costuras que debido a su difícil accesibilidad no puedan soldarse en forma correcta, deberán omitirse en el cálculo de la resistencia.

Según las Normas DIN por defectos de ejecución y concentración de tensiones se deben disminuir las tensiones admisibles según se indica en el siguiente cuadro:

**Tabla 2.1.** Disminución de la resistencia mecánica para los distintos tipos de sollicitación.

Tipo de tensiones	Defectos de ejecución	Concentración de tensiones	Total
Tracción	15 %	10 %	25 %
Compresión	15 %	-	15 %
Flexión	15 %	5 %	20 %
Corte	15 %	5 %	20 %

Cuando se tratan de soldaduras delicadas y que exigen un alto grado de perfección se comprueban las calidades de las mismas mediante ensayos especiales, siendo los más comunes las radiografías, ultrasonido y tintas penetrantes.

### 2.8. Modelación y simulación por el método de elementos finitos

La simulación del comportamiento del vagón durante su explotación se realizó por medio del método de los elementos finitos (MEF) para verificar la conducta de los materiales sometidos a las elevadas cargas. Dichos métodos garantizan la reducción de los costos y la cantidad de ensayos a realizar con una precisión aceptable. Las corridas se hicieron con ayuda del software COSMOS 7 coincidiendo con (Friedel, 2004; García, 2007 y Rodríguez et al., 2007).

#### 2.8.1. Simulación por el método de elementos finitos.

**Las variables a tener en cuenta en la simulación del proceso de carga son:**

1. Coeficiente de Poisson.
2. Módulo de dilatación.
3. Módulo de elasticidad longitudinal.

### 4. Módulo de elasticidad transversal.

Conforme aumenta la temperatura del acero, esta acción se hace mucho más rápida. Si se calienta el acero al color rojo y se sopla un chorro de oxígeno puro en la superficie, la acción es casi instantánea y el acero se quema de hacho en un óxido de hierro. Se requieren cerca de 0.00225 m<sup>3</sup> de oxígeno para quemar 1 cm<sup>3</sup> de hierro. Se puede cortar metal con espesor mayor de 760 mm por medio de este proceso.

### 2.9. Requerimientos técnicos generales:

1. Emplear materiales adecuados; cemento P-350, áridos tipo A y 1ra. Clase según N.C. 250:2
2. Contenido mínimo de cemento 300 kg/m<sup>3</sup>.
3. Resistencia característica del hormigón  $f_{ck}=25$  MPa.
4. Recubrimiento mínimo de 50 mm, emplear separadores.
5. Abertura máxima de fisura 0,30 mm.
6. Relación agua-cemento a/c  $\leq 0,50$ .
7. Tamaño máximo del árido 38 mm, de las fracciones (10-19) y (19-38) mm a partes iguales.
8. El hormigón se debe colocar con vibradores, emplear aditivos plastificantes.
9. El esfuerzo principal G-40 y cerco G-34.
10. Mantener el curado por siete días.
11. Todas las uniones entre elementos metálicos serán soldados con  $h_s=8$  mm y se debe emplear electrodos E70-18.
12. Ver planos de arquitectura.

#### 2.9.1. Listados:

1. Excavación en foso 48.60 m<sup>3</sup>.
2. Excavación en zanjas 8.50 m<sup>3</sup>.
3. Rehicho de cimientos aislados 37.35 m<sup>3</sup>.
4. Relleno entre vigas de zapatas 9.00 m<sup>3</sup>.
5. Acarreo 24.60 m<sup>3</sup>.
6. Pernos de anclaje  $\varnothing 16$  mm con tuerca y arandela M-14 60.00 u

7. Cubierta de asbesto cemento 180.00 m<sup>2</sup>
8. Caballete 20.00 m
9. Fijaciones 506.00 u
10. Columnas metálicas. Perfil I-30 3285.00 kg
11. Hormigón ciclópeo 8.40 m<sup>3</sup>
12. Rajón 2.52 m<sup>3</sup>
13. Riostras perfil L-50 111.36 kg
14. Purling C-12 1872.00

**Tabla 2.2 Cuadro de elementos de la cercha**

CUADRO DE ELEMENTOS DE CERCHA						
Elemen	Marca	Diám.(mm)	Dimensión (mm)	Long.(mm)	Cant.	Longitud total por diámetro (Ø) m
						32.3
Cercha	1		10400	10.400	5	52.00
	2		5383	5.383	10	53.83
	3		1343	1.343	5	6.72
	4		968	0.968	10	9.68
	5		630	0.63	10	6.30
	6		1532	1.532	10	15.32
	7		1306	1.306	10	13.06
Longitud total por diámetro Ø (m)						156.91
Peso por diámetro Ø (kg)						1004.85
Peso total (kg)						1004.85



En la tabla anteriormente mostrada se especifican los elementos de la cercha. En la misma se muestra la longitud total por diámetro de la estructura mencionada, así como su peso por diámetro y su peso total.

### 2.10. Conclusiones del capítulo 2

- Los métodos y procedimientos utilizados están fundamentados a partir de la necesidad de la descripción y caracterización de las propiedades de los materiales empleados para la fabricación de la estructura metálica.
- Se establece la metodología de cálculo para el diseño de la estructura metálica, considerando cada uno de los elementos que integran la cercha.
- La simulación por el método de elementos finitos constituye el factor principal para establecer el comportamiento de la distribución de las tensiones en el proceso del diseño de la estructura metálica.

## **CAPÍTULO 3**

# **ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS**

## CAPÍTULO 3. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

### 3.1. Introducción

En el mundo competitivo donde nos encontramos inmersos, es frecuente exigir al profesional de la ingeniería que sea capaz de encontrar la mejor solución a un problema planteado. Esto le exige tener que escoger un diseño particular frente al amplio abanico de soluciones posibles. El concepto de mejor, suele ir asociado a la capacidad de definir una forma estructural, unos materiales, unas secciones con un comportamiento adecuado.

#### Objetivo del capítulo

1. Realizar la valoración de los resultados derivados de la propuesta del diseño de una estructura metálica para las naves industriales.

### 3.2. Cálculo de resistencia mecánica de los elementos de la cercha

La cubierta consta de 21 cerchas, 9 correas, las cuales están simplemente apoyadas en las cerchas; encima de las éstas, se ubican las tejas. En el plano adjunto se encuentra información más detallada acerca de dimensiones de la cubierta y sus componentes. Utilizamos acero estructural ASTM A-36.

Se determinó el peso muerto de la estructura de la cubierta teniendo en cuenta el peso propio de las cerchas y el peso producido por la cubierta de fibrocemento. Para esto se utilizaron las ecuaciones las ecuaciones 2.1 y 2.2.

$$P_{cer} = 8820 \text{ N}$$

$$P_{asb} = 483387,75 \text{ N}$$

Para la determinación de la carga de la cubierta se sustituyó en la ecuación 2.3.

$$Q_c = 492207,75 \text{ N/m}^2$$

Según las especificaciones de las tejas: Tipos de fibrocemento N° 8 x 2,44, el número de tejas se determinó a partir del ancho de la teja y la longitud de traslape. Para ello se utilizó la ecuación 2.4.

$$N_t = 450 \text{ tejas}$$

El número total de tejas es de 450 tejas, ya q la cubierta consta de 6 filas.

### 3.3. Análisis de carga por correa

#### 3.3.1. Carga de Sismo

Determinamos las cargas producidas por movimientos telúricos, teniendo en cuenta el tiempo de permanecía, el cual se determina a partir de las características de suelo. Se substituyó en las ecuaciones 2.5 y 2.6. Lo que permitió establecer el período de duración de las cargas sísmicas que ocurrirán entre los 0,325 s y los 2, 048 s.

$$T_1 = 0,3325 \text{ s}$$

$$T_2 = 2,048 \text{ s}$$

El cálculo del tiempo de carga sísmica se determinó a partir de la carga de la cubierta y la altura de punto medio de la misma. Este cálculo se realizó Al substituir en la ecuación 2.7. Por lo que para sismos de intensidad media la estructura puede ser afectada a través de este por un período de 0,5692 s.

$$T = 0.5692 \text{ s}$$

El coeficiente que tiene en cuenta la característica del suelo para las condiciones de cargas actuante depende de las cargas sísmicas, y la carga de la cubierta. Para determinar el valor de este coeficiente sustituimos en las ecuaciones 2.8 y 2.9. Según lo establecido en los estudios de (González, 2017), se considera un solo con buenas propiedades para soportar cargas sísmicas.

$$Sa = 0,6667$$

$$Cs = 0,002178097$$

Se determina la cortante de la cubierta a través de la ecuación 2.10:

$$Cc = 0,10667$$

Después de haber obtenido la cortante de la cubierta posteriormente se dividió entre el número de nodos, esto se logró Al substituir en la ecuación 2.11:

$$Cc = 5,64 \times 10^{-4}$$

### 3.3.2. Carga muerta D

Para determinar la carga muerta de la estructura se substituyó en la ecuación 2.12. obteniendo así la carga muerta total.

$$C_{mt} = (P_t \cdot A_t) + P_{pc}$$

$$C_{mt} = 188 \text{ N/m}$$

### 3.3.3. Carga viva L

Se determinó la carga viva a través de la ecuación 2.13.

$$C_{viva} = 165,276 \text{ N/m}$$

### 3.3.4. Cargas de viento W para barlovento y sotavento

Para determinar las cargas de viento se tuvo en cuenta la velocidad del viento, tanto las alturas de las columnas y dicha inclinación de las mismas. Con una altura sobre el nivel del mar de 120 m. Posteriormente se substituyó en las ecuaciones 2.14 y 2.15 para calcular estas cargas:

Carga de viento para barlovento:

$$W_b = c_p \cdot q \cdot S_4 \cdot A_t$$

$$W_b = 74,99 \text{ N/m}$$

Carga de viento para sotavento:

$$W_s = c_p \cdot q \cdot S_4 \cdot A_t$$

$$W_s = 46,873 \text{ N/m}$$

## 3.4. Diseño de la cercha

Para el diseño de la cercha se tuvo en cuenta la resistencia por flexión longitudinal. Para poder determinar si las columnas son capaces de soportar las cargas generadas por el peso muerto se tuvo en cuenta las condiciones de apoyo, propiedades del material y las dimensiones del perfil laminado. Sustituimos en la ecuación 2.16.

$$\lambda_c = 0,67094 < 1,5 \text{ entonces:}$$

Posteriormente se calculó el **esfuerzo crítico** a través de la sustitución en la ecuación 2.17:

$$\sigma_{cr} = [0,658^{\lambda c^2}] \cdot \sigma_y$$

$$\sigma_{cr} = 209 \text{ MPa}$$

Se determinó el **área de la sección transversal** a través de la carga útil luego reemplazamos en la ecuación 2.18 para dicho cálculo.

$$Ag = 4\,420 \text{ mm}^2$$

Para hallar un **perfil simple** se calcula a través de la ecuación 2.19:

$$\lambda t = 12,72$$

Al obtener un perfil simple se selecciona el perfil necesario para la columna, para ello suplimos en la ecuación 2.20.

$$b/t = 11,65$$

Seleccionamos las dimensiones del perfil, determinamos la esbeltez crítica y verificamos que la carga útil para ese perfil sea menor que la carga útil generada por la carga muerta de la estructura. Esto se realiza para comprobar que el perfil seleccionado cumple con las condiciones de carga requeridas, tomamos como referencia las ecuaciones 2.21 y 2.22.

$$\lambda_y = 59,92$$

$$\lambda_x = 28,19$$

La **esbeltez crítica** para cada eje la determinamos a partir de, sustituimos en las ecuaciones 2.23 y 2.24 para verificar que el perfil seleccionado sea capaz de soportar los esfuerzos generados por las cargas actuantes en cualquier dirección:

$$\lambda_{c_y} = 0,6889$$

$$\lambda_{c_x} = 0,3157$$

Para determinar el **esfuerzo crítico** tanto en el eje y como en el eje x se sustituyó en las ecuaciones 2.25 y 2.26.

$$\sigma_{cr_y} = 120 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr_x} = 25,2 \text{ MPa}$$

El perfil seleccionado es W 200 x 35,9; según: (Beer & Johnston. Jr, 2011). Se hace necesario que la carga útil para cada uno de los ejes sea menor, que la carga útil de la estructura del techo, se comprobó a través de las ecuaciones 2.27 y 2.28.

$$Pu_y = 466\,140 \text{ N}$$

$$Pu_x = 97\,967 \text{ N}$$

### 3.4.1. Resistencia por flexión longitudinal y torsión

La constante torsional se determinó a partir de las dimensiones del perfil seleccionado, Al sustituir en las ecuaciones 2.29 y 2.30 se tiene que:

$$J = 161\,298,557 \text{ mm}^4$$

$$\bar{r}_0^2 = 9\,460,66 \text{ mm}^2$$

La **altura** a partir donde se produce la torsión depende del radio de giro y la coordenada del centro de gravedad en y, la cual la determinamos por la ecuación 2.31: lo que permitió diseñar una estructura capaz de soportar estos esfuerzos.

$$Ht = 0,540$$

Los esfuerzos generados por la acción de cargas combinadas los determinamos a partir del esfuerzo producido por la torsión y la flexión longitudinal en el eje y, para ello se sustituye en la ecuación 2.32:

$$\tau_{cr} = 292,45 \text{ MPa}$$

Al sustituir en las ecuaciones 2.33 y 2.34 se obtiene el esfuerzo equivalente que es generado por las cargas producidas por la flexión longitudinal combinada con la torsión que se produce en las columnas. Como el esfuerzo equivalente es menor que el esfuerzo de compresión que actúa sobre las columnas, se puede afirmar que estas son capaces de garantizar resistencia mecánica.

$$\sigma_{creq} = 361,83 \text{ MPa}$$

Como la carga útil que actúa es menos que la carga crítica que se genera por las diferentes solicitaciones se puede afirmar que las columnas se comportaran de manera estable, bajo la acción de estas cargas.

$$Pu_{eq} = 1\,405\,528,635\,N$$

### 3.5. Análisis del diseño de la correa

Al sustituir en las ecuaciones 2.35, 2.36, 2.37, 2.38 y 2.39 se comprueba que:

$$U1 = 263,2\,N/m$$

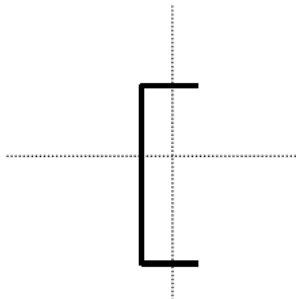
$$U2 = 490,04\,N/m$$

$$U3 = 550,03\,N/m$$

$$U4 = 369,173\,N/m$$

$$U5 = 230,135\,N/m$$

Combinaciones de carga: La carga de viento a utilizar corresponde a la de Barlovento, porque la carga por Sotavento es inferior. Por lo que basado en este criterio se seleccionó para las correas vigas de perfil C100 X 10,8, (Beer & Johnston. Jr, 2011).



**Figura 3.1.** Viga tipo C 100 X 10,8 para las correas.

Para las Riostras se seleccionaron, perfiles L 64 X 64 X4,8; (Beer & Johnston. Jr, 2011).

#### 3.5.1. Determinación de la resistencia de uniones soldadas

Conocer la resistencia de cordones de soldaduras ya existentes en elementos que serán sometidos a diferentes esfuerzos, es motivo por el cual se debe verificar si



estos soportarán o no, por ello se reemplazó en las ecuaciones 2.40, 2.41, 2.42 para la determinación de dicha resistencia.

Cuando se realiza una soldadura, se debe conocer previamente si la misma cumplirá con el fin propuesto, esto es que tenga la resistencia adecuada, pudiendo ser menor, igual o mayor que la resistencia propia del material de las piezas que se están uniendo. Por este motivo, es necesario realizar el cálculo de la sección del cordón de soldadura que se deberá ejecutar a los efectos de su dimensionamiento adecuado, teniendo en cuenta las características del metal a unir, las del electrodo a utilizar y las condiciones de trabajo a la que estará sometida la pieza (Dobrovolski. 1976).

### 3.5.2. Determinación de las uniones a tope

Las uniones a tope fueron calculadas mediante la ecuación (2.40), el cateto de soldadura  $K = 8\text{ mm}$ , la carga que actúa sobre la unión  $P = 1,961 \times 10^3\text{ N}$  y la tensión admisible de la costura soldada según el tipo de electrodo y la tensión admisible del metal base  $[\sigma_{tc}] = 107,893\text{ MPa}$  se obtiene una presión de carga de:

$$l \geq 225,235\text{ mm}$$

Esta es la longitud mínima de soldadura, está calculada teniendo en cuenta las dimensiones del bastidor y los tipos de uniones.

### 3.5.3. Determinación de las uniones en T

El cálculo de las uniones en T se realizó aplicando la ecuación (2.41), en la misma se tienen en cuenta todos los parámetros utilizados en la ecuación (2.40) sustituyendo se obtiene como resultado:

$$\sigma = 97,916\text{ MPa}$$

Las uniones en T son las más empleadas en la construcción del bastidor del vagón plano de carga.

### 3.5.4. Determinación de las uniones que soporten esfuerzos combinados

El cálculo de las uniones que soporten esfuerzos combinados se realizó aplicando la ecuación (2.42) donde sustituyendo los valores del esfuerzo normal producido por

las cargas flexionantes  $\sigma = 97,916 \text{ MPa}$  y el esfuerzo tangencial producido por las cargas de cortadura  $\tau = 72,159 \text{ MPa}$  se obtiene:

$$\sigma_{sold} = 118,197 \text{ MPa}$$

Esta ecuación se verificó aplicando la ecuación (2.43), para un esfuerzo cortante  $Q$  correspondiente a un momento flector máximo ( $M_{\text{máx}}$ ), sustituyendo los valores del momento flector máximo  $M_{\text{max}} = 9850 \text{ Nmm}$ , el módulo de la sección en la costura de soldadura  $W_{\text{sold}} = 13 \text{ mm}^3$ , la fuerza cortante producida por la carga de tracción  $Q = 4 \times 10^4 \text{ N}$ , el ancho de la costura de soldadura  $a = 5 \text{ mm}$ , la longitud de la costura de soldadura  $l = 200 \text{ mm}$  y el esfuerzo normal admisible de soldadura  $\sigma_{\text{sold admisible}} = 20 \text{ MPa}$  se obtuvo:

$$\sigma_{sold} = 105,369 \text{ MPa}$$

Para un momento flector  $M$  correspondiente al máximo esfuerzo transversal  $Q_{\text{máx}}$  se aplicó la ecuación (2.44), sustituyendo los valores empleados en la ecuación (2.43) además de la fuerza cortante máxima producida por la carga de tracción  $Q_{\text{max}} = 4 \times 10^4 \text{ N}$  se obtiene un valor de:

$$\sigma_{sold} = 111,548 \text{ MPa}$$

Lo anteriormente planteado es posible debido a que se cumple la condición que se muestra en la ecuación (2.45) dando como resultado:

$$\tau_{sold} = 98,125 \text{ MPa}$$

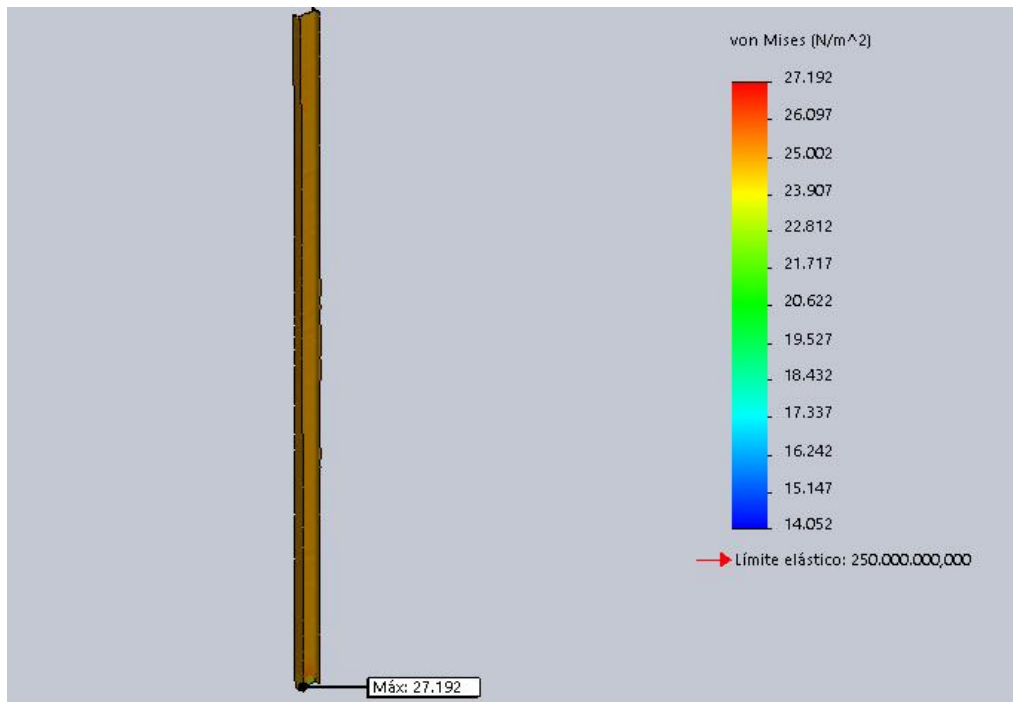
En este tipo de uniones con perfiles, ya sean, I, L, u otros similares, se supone que el esfuerzo de corte  $Q$  solo lo soportan las costuras que están en posición de resistir esfuerzos cortantes, siendo para este caso solo las costuras  $h1$  del alma.

Las costuras angulares de la soldadura se ven además sometidas a esfuerzos longitudinales o normales  $N$  además del momento flector  $M$ , para ello se determinó el esfuerzo de normal producido por la carga axial, el mismo se obtuvo por la ecuación (2.47), sustituyendo en la expresión anterior la fuerza axial  $N = 4500 \text{ N}$  se obtuvo:

$$\sigma_N = 100,362 \text{ MPa}$$

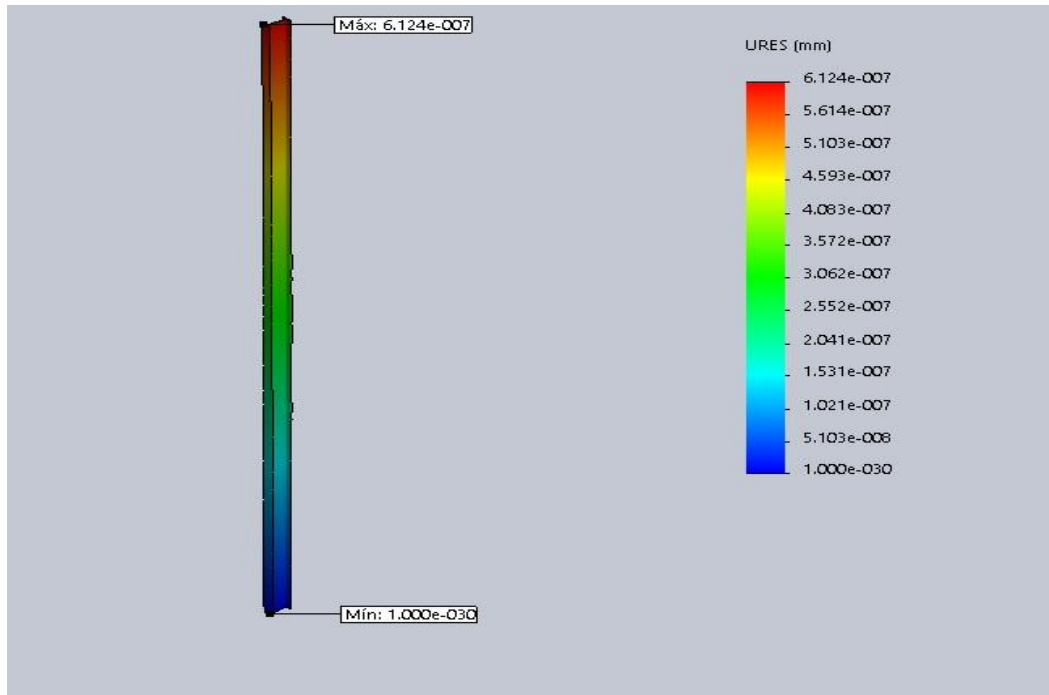
### 3.6. Modelación y simulación por el método de elementos finitos

Durante el proceso de modelación y simulación por el método de elementos finitos se empleó el software Solidworks, la estructura metálica se simuló separado para garantizar u por una mejor distribución de carga.



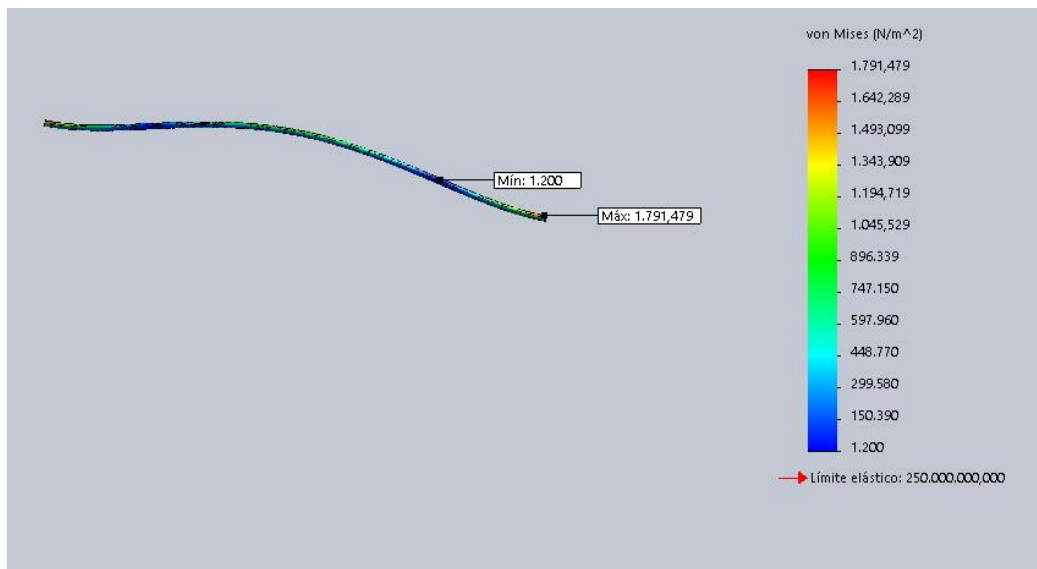
**Figura 3.2.** Esfuerzos de Von Misses en la columna de carga.

En la figura de la figura 3.2, se observa la distribución de esfuerzo de von Misses en la columna, bajo las condiciones de cargas estáticas, donde los esfuerzos máximos alcanzan valores relativamente de pequeños, es bueno agregar que no se tuvo en cuenta las cargas sísmica y las generadas por vientos de hasta 120 km/h.



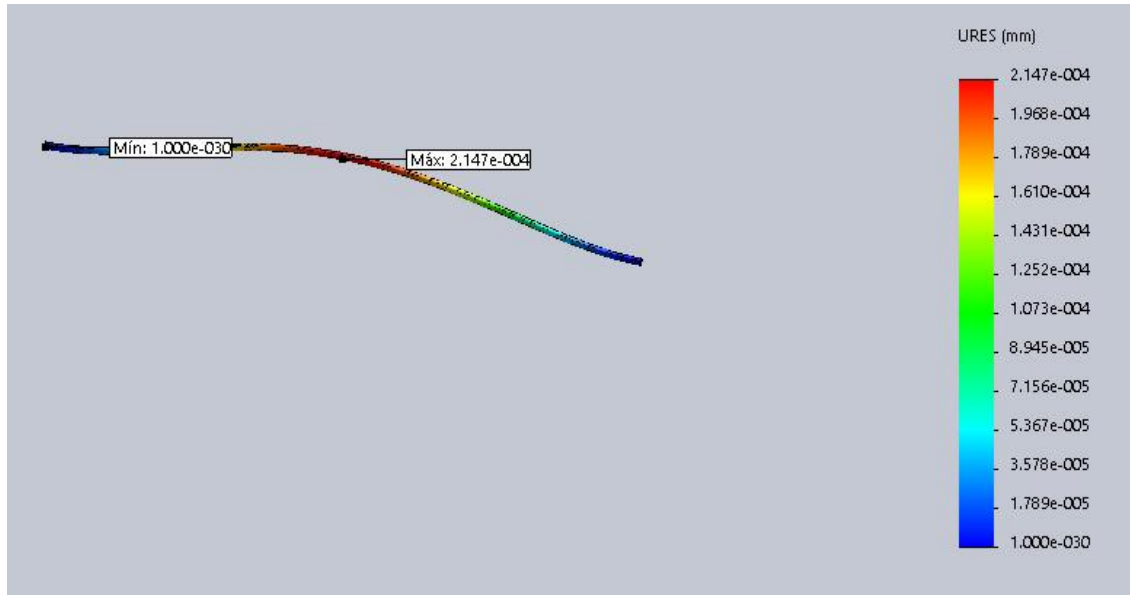
**Figura 3.3.** Desplazamiento en la columna de carga.

Como se observa en la figura 3.2 los valores de desplazamiento en las columnas de carga son pequeños, por consiguiente no son propensa a la la perdida de estabilidad bajo la acción de cargas compresivas.



**Figura 3.4.** Esfuerzo de Von Misses en la vigas de soporte carga.

En la figura 3.4 se muestran los valores de esfuerzo de Von Misses generados por las cargas flexionantes en las viga soporte, como se puede observar en la figura los valores de esfuerzo no sobrepasan el límite elástico, pero sí generan deformaciones permanentes, que bajo condiciones de cargas extremas puede generar daños a gran escala.



**Figura 3.4.** Desplazamientos en la viga de soporte carga.

Como se observa en la figura 3.5 la configuración geométrica de los elementos empleados en la cercha no garantizan una adecuada rigidez bajo la acción de cargas estática, generando desplazamientos de mediana magnitud en la sección media de la viga de soporte.

### 3.7. Análisis económico

El análisis económico tiene como objetivo fundamental evaluar y justificar económicamente la inversión propuesta, de modo tal que se adopte una posición de juicio sobre la necesidad y conveniencia de la instalación propuesta.

- Costos directos

Para que estos costos sean justificados claramente se deben analizar los rubros que afectan directamente la realización del proyecto. Estos valores son:

- Materiales.

- Equipos y herramientas.
- Mano de obra directa.
- Transporte

El costo de materiales a emplear en la fabricación de la estructura metálica se muestra en la tabla 3.1. La misma recoge los costos de materiales empleados, así como los costos de elementos que han de seleccionar y comprar, para luego ser utilizados.

La primera columna indica la cantidad de cada de elementos, la segunda el tipo de material, la tercera la especificación de cada material, la cuarta la cantidad de material a utilizar y la última indica el importe total.

**Tabla 3.1. Materiales necesarios para la construcción de la cercha.**

No.	Material	Especificación	Cantidad	Importe total	Importe CUC
1	Viga	Canal de 80 mm	158,03 kg	200,028615	181,090764
2	Plancha	AC S235JR 12X1500X6000	12,50 kg	14,959374	12,225934
3	Oxígeno		2,00 m <sup>3</sup>	3,065010	1,432636
4	Acetileno	3361010003	0,40 m <sup>3</sup>	4,800000	0,005112
5	Pintura	Esmalte devocril 16 blanco	2,26 L	20,147136	20,147136
6	Pintura	Esmalte (catalizador blanco)	1,180 L	20,728076	20,728076
7	Diluyente	Devodil 74	0,68 L	2,649733	2,164525
8	Disco abrasivo	Ø125x6	1 U	4,998000	4,998000
9	Electrodo	BOEHLER FOX 7018 4.0X350M	3,10 kg	11,594384	10,089806

**Continuación tabla 3.1.**

10	Silicato Hierro P/TMTO(Granalla metálica)	M-8	49,8 kg	12,347143	10,097938
----	-------------------------------------------------	-----	---------	-----------	-----------

Para determinar el importe total en materiales, se suman todos los importes por cada material empleado en la fabricación de la estructura. Ese mismo procedimiento se realiza para hallar el importe en Cuc de los materiales empleados.

Para ello se determinó que el importe total en el empleo de todos los materiales es de 295,317471 y un importe en Cuc de 262,979927 Cuc.

**3.7.1. Precios de los Insumos**

La siguiente tabla muestra los datos para fichas de fabricación de TK 5000 L.

**Tabla 3.2 Precio de los Insumos**

Unidades	Precio (\$)	U/M	Código
Limpiador	11,397	U	3103029209
Revelador	11,513	U	3103029211
Penetrante	12,567	U	3103026914
Estopa	4,923424	Kg	5141411010
Alcohol	0,573497	L	1033010001
Acetona	1,709847	Kg	3379039000

**3.7.2.2. Consumo de insumos en la defectoscopia a color**

En la tabla siguiente se relaciona el tiempo empleado por metro lineal de un trabajador, la tarifa horaria según el técnico y la distancia defectada.

**Tabla 3.3 Consumo de Insumos en la defectoscopia a color**

Tiempo empleado por metro lineal	0,25 h/m
Tarifa horaria. Técnico	3,26 \$/h
Distancia defectada	17 m

Para determinar el gasto total en material, se suma el gasto en material que emplea un limpiador, un revelador, un penetrante y la estopa. Para hallar el total de gasto en mano de obra se multiplica el tiempo empleado por metro lineal, la tarifa horaria y la distancia defectada.

El total en gasto en material es de 32,90 \$

El total de gasto de mano de obra es de 13,86 \$

Para determinar el total de gastos se suma el total en gasto del material entre el total de gasto de mano de obra, obteniéndose un total de gastos de 46,75 \$.

**Tabla 3.4 Consumo de Insumos en la defectoscopia a color**

Unidades	Consumo	U/M	Gasto en material(\$)
Limpiador	1,2	U	13,68
Revelador	1	U	11,51
Penetrante	0,3	U	3,77
Estopa	0,8	Kg	3,94
Total de gasto en material			32,90
Total de gasto en mano de Obra			13,86
<b>TOTAL DE GASTOS</b>			<b>46,76</b>

### **3.8. Valoración del impacto medio ambiental**

El medio ambiente global manifiesta, cada vez más, un mayor deterioro debido al uso indiscriminado de los recursos naturales y a la insuficiente atención, en general, que se da a la solución de los efectos negativos que esto produce sobre los seres vivos, incluidas las poblaciones humanas.

En este sentido, se reconoce que los problemas de la protección del medio ambiente, que gradualmente surgieron en los siglos anteriores, se agudizaron bruscamente en la segunda mitad del siglo XX a causa de la Revolución Científico-



Técnica, llevada a cabo en muchas partes del mundo, en las condiciones de las relaciones de producción capitalistas y socialistas que no lograron compatibilizar la triada: economía-producción-protección ambiental.

La Revolución Científico-Técnica, que es necesaria para el progreso humano, con los avances logrados en la industria, la agricultura y la medicina, entre otros, provocó cambios en las condiciones de vida y salud de las personas, manifestadas en el aumento de la población de la tierra, en diversas regiones del planeta. Debemos reconocer que nuestro planeta posee alternativas para aumentar la producción de alimentos, pero estas posibilidades no son ilimitadas, y en determinadas regiones geográficas, son muy restringidas. Esta es una de las causas de la agudización de los problemas de la protección del medio ambiente.

El objetivo principal es contribuir a la reducción de los impactos ambientales inherentes a las instalaciones y a las acciones productivas que realiza y mejorar la protección del medio ambiente circundante.

La contaminación acústica es considerada por la mayoría de la población como un factor medioambiental muy importante, que incide de forma principal en su calidad de vida. La contaminación ambiental es una consecuencia directa no deseada de las propias actividades que se desarrollan en las industrias.

El término contaminación acústica hace referencia al ruido cuando éste se considera como un contaminante, es decir, un sonido molesto que puede producir efectos fisiológicos y psicológicos nocivos para una persona o grupo de personas. La causa principal de la contaminación acústica es la actividad humana; el transporte, la construcción de edificios y obras públicas, la industria, entre otras.

Los efectos producidos por el ruido pueden ser fisiológicos, como la pérdida de audición, y psicológicos, como la irritabilidad exagerada. El ruido se mide en decibelios (dB); los equipos de medida más utilizados son los sonómetros. Un informe de la Organización Mundial de la Salud (OMS), considera los 50 dB como el límite superior deseable.

Técnicamente, el ruido es un tipo de energía secundaria de los procesos o actividades que se propaga en el ambiente en forma de ondulatoria compleja desde

el foco productor hasta el receptor a una velocidad determinada y disminuyendo su intensidad con la distancia y el entorno físico.

Relacionando los resultados obtenidos por ahorro de consumo de combustible en generar electricidad para accionar los molinos, implicaría menos gases contaminantes a la atmósfera por la disminución de producción energética, manifestándose en una mejora al medio ambiente.

### 3.9. Conclusiones del capítulo 3

- Los cálculos realizados de los componentes de la estructura metálica para comprobar si se corresponden con la condición de resistencia, resultaron satisfactorios y aceptables para las condiciones que se desea en la granja de Centeno.
- Si se considera la propuesta del diseño de la estructura metálica, se puede comprobar que la fabricación de la misma es técnica y económicamente factible si se tiene en cuenta los gastos en lo que incurre la estructura.
- Se determinó el total de gasto en mano de obra que es de 13,86 \$.
- Se determinó que el importe total en el empleo de todos los materiales es de 295,317471 \$ y un importe en Cuc de 262,979927 Cuc.

### CONCLUSIONES GENERALES

- La propuesta del diseño de la estructura incurrió en un gasto total en mano de obra que es de 13,86 \$ y un gasto total en material de 295,317471 \$, para así hallar un total de gastos de 309.177471 \$.
- El proceso de diseño de la estructura metálica que formaran las cerchas se comprobó que estos son capaces de soportar las cargas estáticas generadas por el peso de los elementos del techo, que las columnas de soportes sean capaces de soportar las cargas generadas por toda la estructura, soportando así las fuerzas que generan vientos de 120 km/h y sismos de un periodo de duración de 2,033 s.
- Durante el proceso de modelación y simulación por el Método De Elementos Finitos, se demostró que los perfiles tubulares de sección rectangulares y cuadrados garantizan buena resistencia mecánica, pero no garantizan una adecuada rigidez bajo la acción de cargas estáticas.

### RECOMENDACIONES

- Continuar realizando estudios e investigaciones relacionados con el diseño de estructuras metálicas en la Universidad de Moa Dr. Antonio Núñez Jiménez con el objetivo de que esta sea un foco de innovación y conocimiento que estimule el desarrollo de la región.
- Realizar ensayos mecánicos para comprobar que los materiales que se emplean en el diseño de la estructura pueden resistir las cargas estáticas sin producirse grandes desplazamientos en las vigas de soporte.
- Aumentan el espesor de los elementos de soportes tubulares de sección cuadrada y rectangular con el objetivo de garantizar mejor resistencia mecánica.
- Efectuar la simulación de la estructura conjunta cuando los recursos informáticos sean adecuados para el diseño requerido de dicha estructura metálica.

### BIBLIOGRAFÍAS

1. Bermúdez, Carlos Alberto, Curso Básico de Estructuras Metálicas, 2005.
2. Diseño y cálculo de estructuras metálicas. Universidad nacional de Colombia, 2005.
3. Estructuras metálicas: soldadura y corrosión.
4. Fabricación de estructuras metálicas.
5. Urban, Pascual, Construcción de estructuras metálicas 4<sup>ta</sup> Edición. Editorial Club Universitario, 2009.
6. Norma de Consumo de Oxígeno y Acetileno. UEB Construcciones Metálicas. EMNI Empresa Mecánica del Níquel.
7. Catálogo de Arcelor de Perfiles. UEB Construcciones Metálicas. EMNI Empresa Mecánica del Níquel.
8. Vielma, Juan Carlos, Construcciones Metálicas.2001
9. Pérez, Marta, Diseño y Calculo de la Estructura Metálica y de la Cimentación de una nave industrial, julio 2009.
10. Duarte, María; Dueñas, Susana; Zorrilla, Diego; Bravo, Verónica, Guía práctica para el diseño de estructuras de acero, 2015.
11. Acero para estructuras.
12. Del Castillo, Felipe, Perfiles estructurales, Laboratorio de Tecnología de materiales, 2019.
13. San Guzmán, Alessandra, Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares, 2014.
14. Materiales empleados en construcción metálica, Diseño de construcciones metálicas, 2011.
15. Terrero, Héctor, Tesis de diseño de un sistema de molienda para la granja avícola de centeno, 2012.
16. Sotomayor, Verónica; Cortez, Oswaldo, Aplicación del método de elementos finitos y programas computacionales en el diseño estructural de un galpón, 2007.
17. Rojas, Sebastián, Diseño y análisis por elementos finitos de una prótesis transtibial, 2018.

## Bibliografías

18. Jiménez, Rafael, estudio y simulación por Elementos Finitos del comportamiento de discos cerámicos, 2011.
19. Aroca, Ricardo, Vigas trianguladas y cerchas, 2006.
20. Martín, Juan Ramón, Cálculo de estructuras y/o elementos estructurales por procedimientos analíticos y con procedimientos informáticos. Estudio del campo de tensiones en un sistema mecánico, 2015.
21. Beer, F., Russell Johnston, E., DeWolf, J., Mazurek, D.: *Mecánica de materiales* (5ª edición). Beer & Johnston.
22. Pytel, A., Ferdinand, S.: *Resistencia de materiales* (Cuarta edición). Alfaomega.
23. AutoCAD 2013 (Moreno Chinchay, R.: *MANUAL AutoCAD 2013*).
24. Carnicero López, A.: *Introducción al método de los elementos finitos* (2001).
25. Uzcátegui Flores, M. Y.: *Abaqus programa de elementos finitos*. Mérida, Venezuela.
26. Vargas, José Miguel, Cálculo de estructuras utilizando elemento finito con cómputo en paralelo, 2010.
27. Vargas, Raúl, diseño y ensayo de uniones para cerchas de madera, 2003.
28. Estructuras de acero, problemas de cerchas.
29. Curso de estructuras metálicas, Departamento de Ingeniería Civil, 2014-2015.
30. García, Gregorio, Tesis de origen y evolución de la cercha, 2009.
31. Heyman, J. La ciencia de las estructuras, Madrid, 1987.
32. Arellano, Gonzalo, Evolución y situación actual de los costes de producción en las granjas avícolas, 2010.
33. Tabla de Comparación del Peso del Acero Galvanizado HD.
34. Manual de avicultura.
35. Pineda, Omar. Diseño estructura metálica para una cubierta., 1995.
36. <https://www.youtube.com/watch?v=DqnvpuRuw-A>
37. <https://www.youtube.com/watch?v=g9Q6xeHxMfU>
38. [https://www.youtube.com/watch?v=J\\_I3cg3RRCI](https://www.youtube.com/watch?v=J_I3cg3RRCI)
39. <https://www.youtube.com/watch?v=aliSHSabqRg>

## **Bibliografías**

40. <https://www.youtube.com/watch?v=zdtr8GCWsy8>
41. González, Aedo. Diseño, Fabricación y Montaje de estructuras metálicas de una nave múltiple con sistema Tubest, para una planta industrial ubicado en zona industrial de Lurín. 2014.