

1. EL OBJETO DE CONOCIMIENTO

1.1 El problema

1.1.1 Planteamiento

Las cubiertas metálicas son la solución más económica para la ejecución de grandes luces, es decir, de largas separaciones entre los apoyos; este tipo de estructura reticular, es una clase de entramado que está conformado por un conjunto de barras de longitudes más pequeñas interconectadas y entrecruzadas unidas por medio de nudos formando triángulos.

Existen varios modelos de estructuras reticulares, que cumplen la función de cubrir grandes luces, pero no existe una referencia de cuál modelo es el más adecuado desde el punto de vista técnico, económico y funcional, para poder elegir según la longitud que se pretende cubrir.

1.1.2 Formulación

Para obtener una referencia de un modelo de estructura reticular que más se adecue a la luz que se desea cubrir, se planteará el diseño de distintos modelos de estructura reticular, que sean las más utilizadas normalmente para cubiertas de luces grandes, las cuales se diseñarán a distintas longitudes de luz, para que de esta manera se logre obtener los datos necesarios para realizar el análisis técnico, económico y funcional de los distintos modelos de estructura reticular.

1.1.3 Sistematización

En cuanto a los modelos de estructura reticular que serán utilizados para el análisis, se ha optado por los siguientes:

- Estructura reticular tipo Pratt
- Estructura reticular tipo Howe
- Estructura reticular tipo Warren

Cuyas configuraciones atiende de manera más efectiva a las solicitaciones a las que serán requeridas.

- Para el diseño de cada elemento que componen cada una de las estructuras reticulares, se ha optado por perfil tipo “C”.
- La cubierta será de calamina.
- Los nudos serán rígidos.

En el diseño se realizará una descripción más profunda de las características de cada uno de los modelos de estructura reticular.

1.2 Objetivos

EL proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1 General

Realizar el análisis técnico y económico de tres modelos de estructura reticular, para determinar cuál de los modelos es el más adecuado según la luz a cubrir.

1.2.2 Específicos

- Determinar las cargas que actuarán sobre la cubierta con material de cubrición calamina
- Realizar el diseño estructural del modelo reticular tipo Pratt a diferentes longitudes de luz.
- Realizar el diseño estructural del modelo reticular tipo Howe a diferentes longitudes de luz.
- Realizar el diseño estructural del modelo reticular tipo Warren a diferentes longitudes de luz.
- Realizar el análisis comparativo del peso de cada modelo de estructura reticular
- Realizar la estimación de costos de cada modelo de estructura reticular.
- Profundizar los conocimientos adquiridos en la universidad y lograr la graduación en ingeniería civil.

1.3 Justificación

Las razones por las cuales se elabora el trabajo de investigación son las siguientes.

1.3.1 Teórica

El trabajo de investigación propone en función de tablas y representaciones gráficas, aportar con una referencia para elegir cuál es el modelo de estructura reticular más adecuado en función a la luz a cubrir.

1.3.2 Metodológica

A través del diseño de los tres tipos de estructura reticular a diferentes longitudes de luz, se pretende realizar un análisis comparativo desde el punto de vista técnico, económico y funcional.

Toda la información obtenida del diseño como ser el peso de la estructura, cantidad de material, deformadas máximas, aprovechamiento de la resistencia del material utilizado, serán tabuladas y representadas gráficamente en función a las diferentes longitudes de luz a cubrir.

1.3.3 Práctica

Prácticamente al tener todos los datos en tablas de las características de cada modelo de estructura reticular y representados por medio de gráficos, servirá como punto de partida para el diseño y toma de decisiones de casos futuros de aplicación.

1.4 Hipótesis

El modelo de estructura metálica reticular tipo Pratt, es el que más se adecua para cubrir luces de 10 a 30 m desde el punto de vista técnico, económico y funcional. Por la distribución geométrica de sus elementos, el dimensionado de los mismos serán de menor dimensión, por lo que resultará ser el modelo de estructura reticular de mayor eficiencia con referencia a los modelos tipo Howe y Warren.

1.5 Alcance del estudio

El estudio está dirigido a realizar un análisis comparativo entre los modelos de estructura reticular tipo Pratt, Howe y Warren, en función a la longitud de luz a cubrir, para obtener una referencia de cuál modelo es el más adecuado en función a la luz a cubrir desde el punto de vista técnico y económico.

Para el diseño de los tres tipos de modelo de estructura reticular se ha optado por utilizar los perfiles tipo C, con el fin de que al utilizar el mismo tipo de perfil la obtención de resultados dependerá más de la disposición geométrica de los elementos de cada modelo de estructura reticular.

Se mantendrá la misma pendiente en todos los modelos de estructura reticular para que de esta manera la variación de las longitudes de los elementos de cada modelo sea similar.

Las uniones de cada elemento de los modelos de estructura reticular serán soldadas, para que de esta manera sea una estructura de nudos rígidos.

Todos los modelos de estructura reticular se apoyarán en columnas metálicas conformadas por elementos de perfil tipo C.

Cada modelo de estructura reticular se diseñará con luces que varían desde los 10m hasta los 30m de longitud, con el fin de obtener los datos necesarios para realizar las comparaciones técnicas y económica.

Según la longitud de luz serán las dimensiones de la planta de la cubierta de estudio, por ejemplo, para una luz de 10m, las dimensiones de la planta de la cubierta serán de 10x10m, para una luz de 20m las dimensiones de la planta será de 20x20m.

Las variaciones de luz de cálculo será cada 5m, es decir que las luces para cada modelo serán de 10,15,20,25 y 30m.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Acero estructural

El uso del acero se asocia a edificios con características singulares ya sea por su diseño como por la magnitud de luces a cubrir, de altura o en construcciones deportivas (estadios) o plantas industriales.

Las estructuras metálicas constituyen un sistema constructivo muy recurrente a la hora de edificar. Si bien es cierto que una estructura completamente metálica tendría unos costes muy altos debido al precio del acero, y que por ello en la mayoría de las edificaciones se encuentra claramente ligado al hormigón, a la hora de realizar construcciones de tipo diáfanos y de gran superficie útil es usado como elemento estructural principal.

Esto es debido a la rapidez con la que un proyecto puede ser realizado usando el acero, y es aquí donde el acero presenta la principal ventaja frente al hormigón, mientras que este necesita un tiempo de fraguado, el acero tiene plenas capacidades mecánicas desde el principio, por lo que no hay tiempo de espera entre la instalación de elementos.

El acero es usado habitualmente como complemento del hormigón, al que refuerza mediante la inclusión de barras dentro las vigas de este para mejorar su comportamiento frente a tracción o flexión. De esta manera, las estructuras mixtas acero-hormigón representan la práctica totalidad de las construcciones actuales, ya sea en forma de cimentación como en elementos estructurales propiamente dichos, tales como pilares o vigas.

Las estructuras de acero son las más versátiles debido a su relación coste - resistencia, a su vez el mayor rendimiento de la ejecución de trabajo en el taller y la facilidad para realizar trabajos complementarios en obra con un grado elevado de calidad conducen a una industrialización máxima de los procesos, limitada casi exclusivamente por las posibilidades de transporte y el ajuste de elementos ajenos al sistema. Otro factor a tener en cuenta es que casi la totalidad de elementos metálicos utilizados llegan hasta la obra ya fabricados, por lo que solo es necesario su ensamblado y montaje.

Esto es muy apreciado por las empresas ya que todo esto propicia un menor consumo de tiempo y por regla general un menor coste, dependiendo eso sí de las características

de montaje y para ello es necesario el uso de mano de obra más especializada, lo cual encarece tanto la fabricación de los elementos como su montaje.

2.1.1 Ventajas del uso del acero

- Alta resistencia por unidad de peso lo que permite estructuras relativamente livianas y en consecuencia espacios más diáfanos, con menor número de apoyos.
- El acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación elástica e inelástica.
- La ductilidad del acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- Homogeneidad del material; las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
- Mayor exactitud dada la prefabricación en taller; los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera precisa las propiedades geométricas de la sección.
- Disponibilidad de secciones y tamaños; el acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- Facilidad de unión con otros miembros, el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- Rapidez de montaje; la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- Las estructuras de acero de desecho tienen un costo de recuperación, en el peor de los casos como chatarra de acero.
- El acero es un material 100% reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
- El acero permite modificaciones y ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.
- Se puede prefabricar estructuras; el acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

2.1.2 Inconvenientes del uso del acero

- Corrosión, el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes anticorrosivos, exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.
- Problemática en caso de incendios; el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego como mortero, concreto, etc.
- Pandeo, ya que se utilizan elementos esbeltos sometidos a compresión (soportes metálicos) los hace susceptibles al pandeo elástico. No obstante, las estructuras se calculan evitando estos fenómenos.
- Fatiga, la resistencia del acero puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión.
- Mayor coste de la estructura y su posterior mantenimiento; pinturas contra la corrosión, paneles de protección frente al fuego.
- Mano de obra especializada para el montaje, muy especialmente uniones soldadas, cuya correcta realización resulta de extrema importancia para la rigidez total del conjunto.

2.1.3 Características mecánicas del acero

Los metales que se emplean en estructuras metálicas son principalmente el acero ordinario, el acero autopatinable, el acero inoxidable y el aluminio.

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

De acuerdo a la American Society of Testing Materials ASTM existen los siguientes tipos de acero estructural

- Aceros generales (A-36)
- Aceros estructurales de carbono (A-529)
 - b.1 Bajo contenido de carbono (<0.15 %)

- b.2 Dulce al carbono (0.15 – 0.29 %)
- b.3 Medio al carbono (0.30 – 0.59 %)
- b.4 Alto contenido de carbono (0.6 – 1.7 %)
- Aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (Mo, V y Cr), (A-441 y A-572) aleación al 5 %.
- Aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación, resistentes a la corrosión atmosférica (A-242, A-588).
- Acero templado y revenido (A-514).

Factores de resistencia característica

Factores de resistencia característica		
ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia Fy (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima Fr (Ksi)
A - 36	36 – 32	58 - 80
A - 529	42	60 - 85
A - 441	40 – 50	60 - 70
A - 572	42 – 65	60 - 80
A - 242	42 – 50	63 - 70
A - 588	42 – 50	63 - 70
A - 514	90 – 100	100 - 130

Propiedades mecánicas del acero

Los valores fundamentales para el diseño de las piezas de acero son:

- **Límite elástico.** El límite elástico es la carga unitaria para la que se inicia el escalón de cedencia, es decir, a partir del cual las deformaciones no son recuperables.
- **Límite de rotura.** El límite de rotura es la carga unitaria máxima soportada por el acero en el ensayo de tracción.

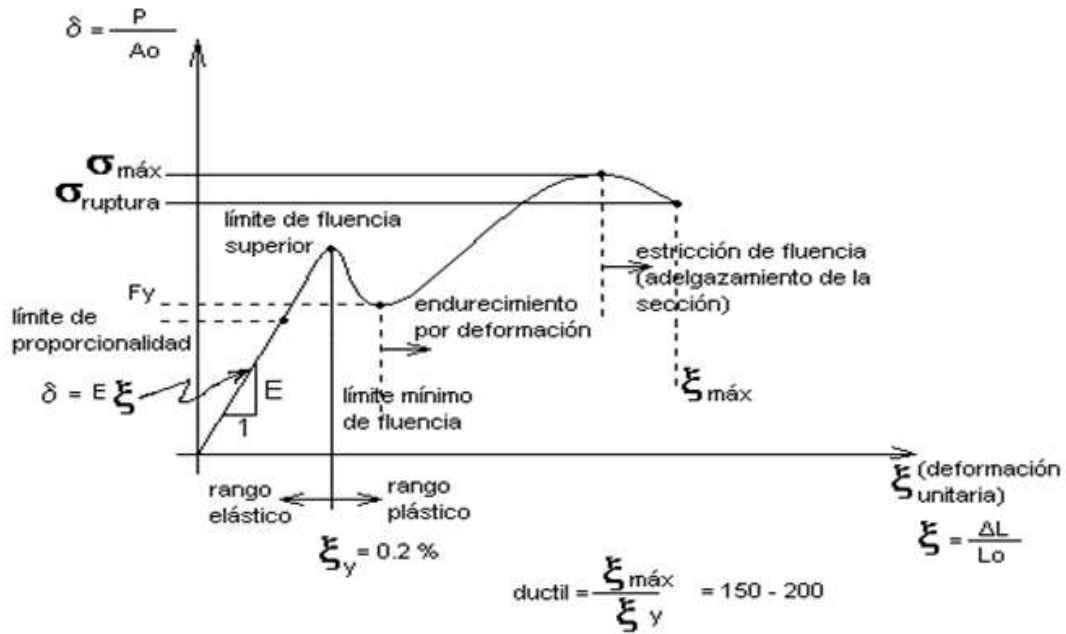


Figura 2.1.1 Diagrama esfuerzo deformación del acero

La expresión analítica de esta relación es la conocida ley de Hooke, donde E, pendiente de la recta del diagrama lineal, se denomina módulo de elasticidad o módulo de Young del material, que a efectos de cálculo para cualquier clase de acero laminado se toma como: $E = 2.100.000 \text{ Kgf/cm}^2$

Los valores del límite elástico y de rotura dependen del tipo de acero, pero hay otras características que son comunes para todos los aceros:

- Módulo de Elasticidad: $E = 2,1 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$
- Módulo de Rigidez: $G = E/2,6 = 808000 \text{ Kgf/cm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 11,7 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Densidad: $\rho = 7850 \text{ kg/cm}^3$

2.1.4 Características tecnológicas del acero

La soldabilidad es la aptitud de un acero para ser soldado mediante los procedimientos habituales sin que aparezca fisuración en frío. Es una característica tecnológica muy importante, de cara a la ejecución de la estructura.

La resistencia al desgarro laminar del acero se define como la resistencia a la aparición de defectos en piezas soldadas sometidas a tensiones de tracción en dirección perpendicular a su superficie.

La aptitud al doblado es un índice de la ductilidad del material y se define por la ausencia o presencia de fisuras en el ensayo de doblado.

2.1.5 Tipos de acero

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

- **Aceros laminados en caliente.** Se entiende por estos a los aceros no aleados sin características especiales de resistencia mecánica ni resistencia a la corrosión, y con una microestructura normal.

- **Aceros con características especiales.** Se consideran los siguientes tipos:
 - Aceros normalizados de grano fino para construcción soldada.
 - Aceros de laminado termo mecánico de grano fino para construcción soldada.
 - Aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros autopatinables).
 - Aceros templados y revenidos.
 - Aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto.

- **Aceros conformados en frío.** Se entiende por tales los aceros cuyo proceso de fabricación consiste en un conformado en frío, que les da unas características específicas en cuanto a la sección y la resistencia mecánica.

2.1.6 Perfiles metálicos

De acuerdo al AISC, se tiene las siguientes denominaciones de los perfiles estructurales más comunes.

W = Viga de Patín ancho

M = Viga Miscelánea

S = Viga Estándar Americana

C = Canal Estándar Americana

MC = Canal Miscelánea

L = Ángulo

WT = Tee estructural cortado de una W

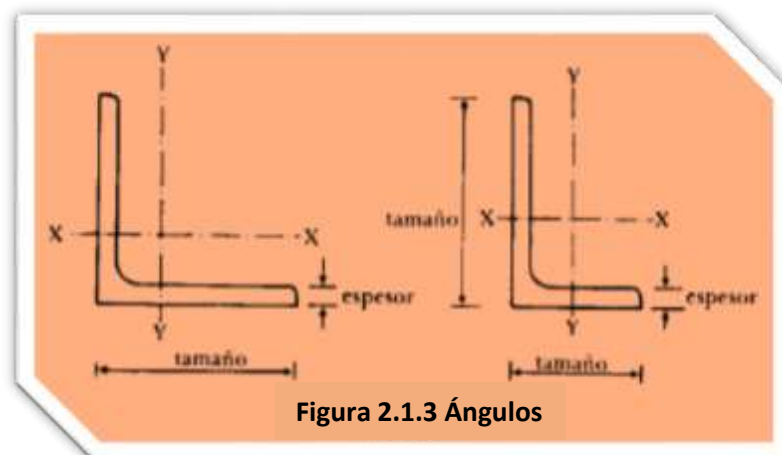
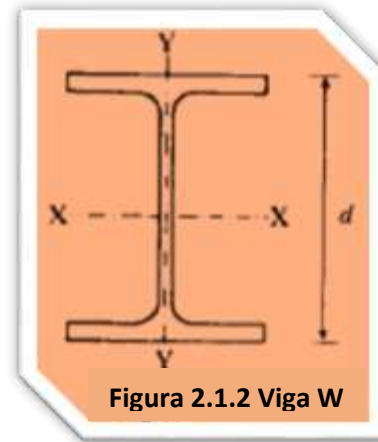
MT = Tee estructural cortado de una M

ST = Tee estructural cortado de una S

Estas letras seguidas por números identifican a la sección particular, por ejemplo, W 18 x 50, C 12 x 30, etc.

El primer número indica el peralte de la sección en pulgadas y el segundo indica el peso de la sección en lb/ft.

Para ángulos se designan por la longitud del ala del ángulo y su espesor, por ejemplo, L 6 x 6 x 1/2" o L 7 x 4 x 1/4".



Clasificación de las secciones según el AISC – LRFD

El AISC-LRFD proporciona valores límite para la relación ancho-espesor de las partes individuales de miembros a compresión.

Un elemento no atiesado es una pieza proyectante con un borde libre, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, en tanto que un elemento atiesado está soportado a lo largo de los dos bordes en esa dirección.

Dependiendo de la relación ancho-espesor de los elementos y de si éstos están atiesados o no, los elementos se pandearán bajo diferentes condiciones de esfuerzo. Para establecer estos límites, el AISC-LRFD clasifica a los miembros en secciones compactas, secciones no compactas y elementos esbeltos a compresión.

Secciones compactas

Son aquellas con un perfil lo suficientemente fuerte para que sean capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse. El término plástico significa que en toda la sección tiene presente el esfuerzo de fluencia. Para que un elemento se clasifique como compacto, sus patines deben estar conectados en el alma o almas en forma continua y las relaciones ancho espesor de sus elementos a compresión deben ser mayores que los valores λ_p dados en la Tabla 2.5.1.

Secciones no compactas

Son aquellas en las que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo; no es capaz de alcanzar una distribución plástica de esfuerzos total. Las secciones no compactas son aquellas con relaciones ancho-espesor mayores que λ_p pero menores que λ_r .

Elementos esbeltos a compresión

Estos elementos tienen relaciones ancho-espesor mayor que λ_r y se pandearán elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la sección. Para estos elementos es necesario considerar resistencias al pandeo elástico.

2.2 Estructuras reticulares

Las estructuras reticulares son de gran utilidad en las construcciones metálicas, especialmente en edificaciones de grandes luces.

Para luces de cierta importancia el peso de los elementos es inferior al que tendría una viga de alma llena equivalente.

Las estructuras reticulares son un conjunto de elementos lineales dispuestos en formas triangulares para lograr una estructura plana rígida.

Está formado por los miembros: cuerda superior y cuerda inferior que pueden ser paralelos o no, y los miembros verticales y diagonales llamados miembros del alma. Estos miembros pueden ser perfiles tipo “W” o “L” (sencillos o dobles), térs estructurales, canales o tubulares. A los puntos donde concurren dos o más miembros se les llaman nodos y a la distancia entre dos nodos adyacentes se le llama longitud del panel.

Usualmente se considera como una estructura simplemente apoyada y todas las conexiones entre los miembros se consideran articuladas. Soporta cargas que generan efectos de flexión; las cuerdas superior e inferior absorben los esfuerzos inducidos por el par interno y los miembros del alma transmiten el cortante a los apoyos.

Existen diferentes tipos de estructuras reticulares de acuerdo con la solución estructural que se requiere. De acuerdo con su uso tenemos estructuras reticulares para techos, para puentes o simplemente para vigas pertenecientes a un sistema de piso.

2.3 Cargas y combinaciones de cargas

2.3.1 Cargas

Una de las tareas más importantes del proyectista de estructuras, es determinar de la manera más precisa posible el valor y la posición de las cargas que soportará la estructura durante su vida útil y las combinaciones de carga más desfavorables que de acuerdo a los reglamentos pudieran presentarse.

Las cargas que actúan sobre las estructuras se clasifican en: Cargas muertas y cargas vivas.

2.3.2 Cargas muertas

Son aquellas cuya magnitud y posición, permanecen prácticamente constantes durante la vida útil de la estructura. Principalmente éstas son: El peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ésta, como instalaciones, muros, pisos, etc.

Inicialmente, para el diseño estructural, estas cargas se deben estimar para luego compararlas con las cargas obtenidas mediante el diseño; si como resultado de estas comparaciones se tienen diferencias apreciables, será necesario repetir el análisis con una estimación más precisa de estas cargas. Pueden obtenerse estimaciones

razonables de pesos estructurales comparando estructuras de tipo similar o empleando fórmulas y tablas contenidas en la mayoría de los manuales de Ingeniería Civil.

2.3.3 Cargas vivas

Son cargas variables en magnitud y posición debido al funcionamiento propio de la estructura. Principalmente éstas pueden ser móviles, como la carga de ocupación, cargas de tráfico y movibles, como muebles, materiales de un almacén, etc. Otras cargas vivas son las causadas por las operaciones de la construcción, el hielo y nieve, el viento, la lluvia, los sismos, las explosiones, los suelos y los cambios de temperatura. Sus valores pueden extraerse de la Norma Argentina (CIRSOC 101 “Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las Estructuras de Edificios). A continuación, se detallan algunos aspectos generales de estas cargas:

2.3.3.1 Cargas de hielo y nieve (granizo)

Las cargas ocasionadas por el hielo y la nieve, en las obras civiles son con frecuencia de mucha importancia. La norma Argentina (CIRSOC 104 “Acción de la nieve y el hielo sobre las construcciones”) considera dos zonas con las siguientes características:

Zona 1: Se considera que la ocurrencia de nevadas en esta zona es altamente improbable. No se considera la acción de la nieve: $q_0 = 0$.

Zona II: Se considera que en esta zona pueden ocurrir nevadas en forma extraordinaria, normal o frecuente.

Los valores asignados para la zona II, se agruparon en cinco categorías con las siguientes características:

Categoría o Región 1: $q = 0,3 \text{ kN/m}^2$ (30 kgf/m²) – Localidades con nevadas de ocurrencia poco frecuente o extraordinaria,

Categoría o Región 2: $q = 0,9 \text{ kN/ m}^2$ (90 kgf/m²) – Localidades con nevadas de ocurrencia normal alguna vez en el año.

Categoría o Región 3: $q = 2,0 \text{ kN/ m}^2$ (200 kgf/m²) – Localidades con nevadas de ocurrencia frecuente en el período de invierno

Categoría o Región 4: $q = 3,2 \text{ kN/ m}^2$ (320 kgf/m²) – Localidades con nevadas de ocurrencia frecuente durante todo el año.

2.3.3.2 Cargas de viento

Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Actúan como presiones sobre las superficies verticales a barlovento, se manifiestan como presiones o succiones sobre superficies inclinadas a barlovento (dependiendo de la pendiente) y como succiones sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento. La presión de viento de acuerdo a la Norma Argentina (CIRSOC 102 “Acción del viento sobre las construcciones), puede estimarse con la siguiente expresión:

$$q_z = q_o * C_z * C_d$$

Donde:

q_z : Presión dinámica de cálculo.

q_o : Presión dinámica básica.

C_z : coeficiente adimensional que expresa la ley de variación de la presión con la altura y toma en consideración la condición de rugosidad del terreno.

C_d : coeficiente adimensional de reducción que toma en consideración las dimensiones de la construcción.

2.3.4 Combinaciones de cargas

La resistencia requerida de la estructura y de sus distintos elementos estructurales se debe determinar en función de la combinación de acciones mayoradas más desfavorable (combinación crítica). Se tendrá en cuenta que muchas veces la mayor resistencia requerida resulta de una combinación en que una o más acciones no están actuando. Las combinaciones de cargas dadas por la norma LRFD son las siguientes:

1.- $U = 1,4 D$.

2.- $U = 1,2 D + 1,6 L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$.

3.- $U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5 L \text{ ó } 0.8 W)$.

4.- $U = 1,2 D + 1,3 W + 0.5 L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$.

5.- $U = 1,2 D + 1,5 E + (0.5 L \text{ ó } 0.2 S)$.

6.- $U = 0,9 D - (1.3 W \text{ ó } 1.5 E)$.

Donde:

- U, carga última.
- D, cargas muertas.
- L, cargas vivas.
- L_r , cargas vivas en cubiertas.
- S, cargas de nieve.
- R, carga inicial de lluvia o hielo.
- W, cargas de viento.
- E, cargas sísmicas.

2.4 Aspectos técnicos de estructuras reticulares con fines de comparación

Existen varios tipos de armaduras, específicamente para techos, algunas son más satisfactorias que otras dependiendo de la forma del techo. Generalmente el tipo de armadura que se elige es la Warren, Pratt, o Howe para techos con pequeña inclinación, aunque son aplicables también para techos con pendientes considerables.

Por lo general el cordón superior conforma las pendientes del techo y el inferior es un tensor horizontal, en techos con luces grandes esto obligaría a tener una estructura reticular muy alta en el centro, en ese caso se puede también hacer la cuerda inferior inclinada.

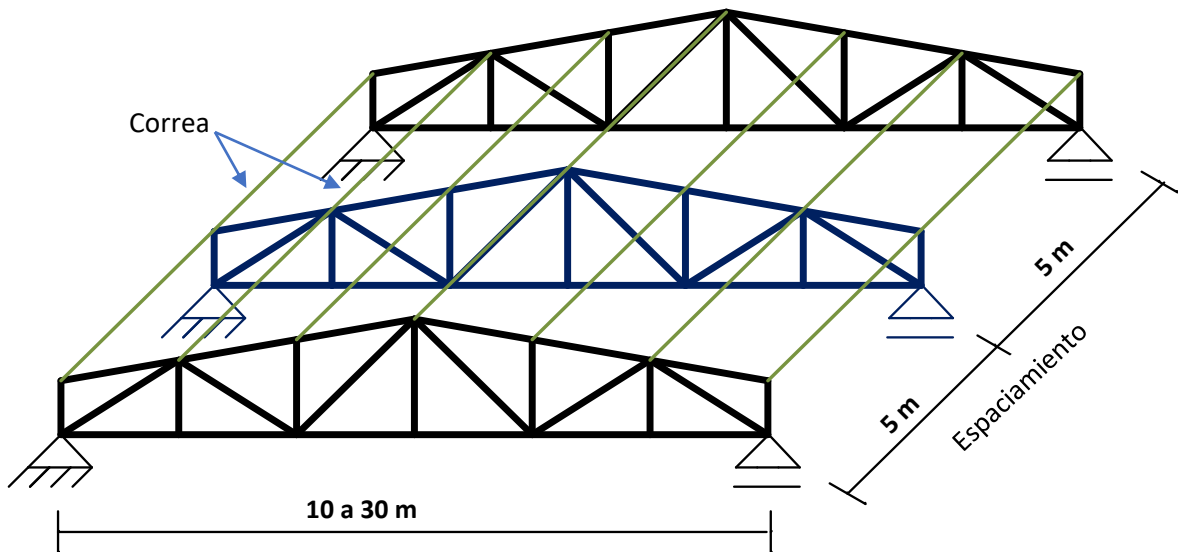


Figura 2.4.1 Distribución en planta de una estructura reticular

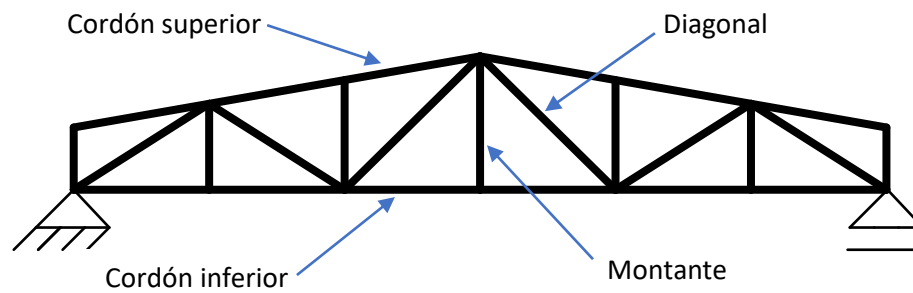


Figura 2.4.2 Elementos de una estructura reticular

Para fines de comparación, los tres tipos de estructuras reticulares tendrán la misma longitud de espaciamiento; las dimensiones de las correas serán iguales para todos los casos, al ser el espaciamiento igual en todos los casos las magnitudes de carga que actúan sobre la correa son las mismas, las estructuras de estudio son simplemente apoyadas para evitar los esfuerzos por acción de la temperatura.

Estos tipos de armaduras difieren en la dirección de sus diagonales, es ahí donde se evidencia la efectividad de cada tipo bajo cargas, por ejemplo, bajo cargas verticales los miembros diagonales de la armadura tipo Howe trabajan a compresión y los verticales o montantes a tensión, es por esto que comúnmente se adapta mejor en construcción con madera que en acero.

Los tipos de armadura Pratt y Warren son más utilizados en armaduras de techos a base de acero, aunque el último con más frecuencia, hasta en claros de 40m. Preferiblemente en estas armaduras la relación peralte a claro (h/L) debe ser entre $1/5$ a $1/10$, las pendientes en sus diagonales entre 30° y 45° con la horizontal y en techos ligeros espaciadas de 6.1 a 12.2m.

2.5 Diseño estructural

2.5.1 Dimensionamiento de elementos a compresión

“Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir, las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con $f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad, este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable. Se tendrá entonces flexión que puede considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable.”¹

Requisitos del AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la forma.

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Donde

P_u = Suma de las cargas factorizadas.

P_n = Resistencia nominal por compresión = $A_g F_{cr}$

F_{cr} = Esfuerzo crítico de pandeo.

ϕ_c = Factor de resistencia para miembros en compresión = 0.85

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre columnas

¹ William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 86

elásticas e inelásticas se toma como $\lambda_c = 1.5$, las ecuaciones AISC para el esfuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para $\lambda_c \leq 1.5$ (Columnas Inelásticas)

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para $\lambda_c > 1.5$ (Columnas Elásticas)

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda^2} F_y$$

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima KL/r de 200 para miembros en compresión. Aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas.”²

2.5.2 Dimensionamiento de elementos a tracción

“El diseño de un miembro a tensión implica encontrar un miembro con áreas total y neta adecuadas. Si el miembro tiene una conexión atornillada, la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta el área perdida debido a los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo, si va a usarse un perfil laminado, el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce.”³

“Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto. Una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud del miembro y r es el radio de giro mínimo del área de la sección transversal.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo, en muchas situaciones

² William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 97

³ William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 53

es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo, esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostamiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300.”⁴

“Se trata solo de un valor recomendado porque la esbeltez no tiene significación para miembros en tensión y el límite puede ser excedido cuando circunstancias especiales lo justifican.”⁵

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro; es decir,

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Para miembros en tensión, esta expresión toma la forma

$$P_u \leq \phi_t P_n \quad \text{o} \quad \phi_t P_n \geq P_u$$

Donde P_u es la suma de las cargas factorizadas. Para prevenir fluencia,

$$P_u \leq 0.90 F_y A_g \quad \text{o} \quad A_g \geq \frac{P_u}{0.90 F_y}$$

Para evitar la fractura,

$$P_u \leq 0.75 F_u A_e \quad \text{o} \quad A_e \geq \frac{P_u}{0.75 F_u}$$

La limitación de la relación de esbeltez será satisfecha si

$$r \geq \frac{L}{300}$$

Donde r es el radio de giro mínimo de la sección transversal y L es la longitud del miembro.

⁴ William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 54

⁵ William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 54.

2.5.3 Dimensionamiento de elementos a flexión

“Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión. Si está presente también una cantidad considerable de carga axial, al miembro se le llama viga – columna.

Aunque algo de carga axial presente en cualquier miembro estructural, en muchas situaciones prácticas este efecto es despreciable y el miembro puede tratarse como viga. Las vigas están usualmente orientadas horizontalmente y sometidas a cargas verticales, pero no es necesario siempre el caso. Se considera que un miembro estructural es una viga si está cargado de manera que se genera flexión en él.”⁶

Clasificación de perfiles

“El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho – espesor. Para los perfiles I y H, la razón para el patín proyectante (un elemento atiesado) es $b_f / 2t_f$ y la razón para el alma (un elemento atiesado) es h / t_w . La clasificación de los perfiles se encuentra en norma AISC, llamada “pandeo local”.⁷

Ésta puede resumirse como sigue.

λ = Razón ancho – espesor.

λ_p = Límite superior para la categoría de compactas.

λ_r = Límite superior para la categoría de no compactas.

Entonces,

Si $\lambda \leq \lambda_p$ y el patín está conectado en forma continua al alma, la sección es compacta.

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, la sección es no compacta.

Si $\lambda > \lambda_r$, la sección es esbelta.

La categoría se basa en la peor razón ancho – espesor de la sección transversal. Por ejemplo, si el alma es compacta y el patín es no compacto, la sección se clasifica como no compacta.

⁶ William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 144

⁷ William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 155

Tabla 2.5.1 Parámetros Ancho - Espesor

Sección	Elemento	λ	λ_p	λ_r
I y H	Patín	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
	Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$
Canales	Patín	$\frac{b_f}{t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
	Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$

Resistencia por flexión de perfiles compactos

Una viga puede fallar al alcanzarse en ella el momento M_p y volverse totalmente plástica, o puede fallar por:

1. Pandeo lateral – torsional (PLT), elástica o inelásticamente.
2. Pandeo local del patín (PLP), elástica o inelásticamente.
3. Pandeo local del alma (PLA), elástica o inelásticamente.

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica. Si no es así, se llama inelástica.

“Por conveniencia clasificaremos primero las vigas compactas y esbeltas y luego determinaremos la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral. El análisis en esta sección se aplica a dos tipos de vigas: (1) perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil; y (2) canales flexionados respecto al eje fuerte y cargados a través del centro del cortante o restringidas contra torsión. (El centro de cortante es el punto sobre la

sección transversal a través del cual una carga transversal debe pasar para que la viga se flexione sin torsión). El énfasis será los perfiles I y H. Las vigas hídricas (aquellas con aceros de grados diferentes en el alma y en los patines) no serán consideradas y algunas de las ecuaciones del AISC serán ligeramente modificadas para reflejar esta especialización; F_{yf} y F_{yw} , las resistencias por fluencia del patín y alma, serán reemplazadas por F_y .⁸

Comenzaremos con perfiles compactos, definidos como aquellos cuyas almas están conectadas en forma continua a los patines y que satisfacen los siguientes requisitos ancho – espesor para el patín y el alma

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

“El criterio para el alma se cumple para todos los perfiles laminados en caliente dado en el manual, por lo que solo el patín debe revisarse. La mayoría de los perfiles cumplirán también los requisitos del patín y por lo tanto serán clasificados como compactos. Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no soportada es muy corta, la resistencia nominal por momento M_p del perfil. Para miembros con soporte lateral inadecuado, la resistencia por momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsionante, ya sea este elástico o inelástico.”⁹

La primera categoría, es decir, vigas compactas soportadas lateralmente, es bastante común y es el caso más simple.

La resistencia nominal como:

$$M_n = M_p$$

Donde

$$M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y$$

⁸ William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 155

⁹ William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 155

El límite de $1.5 M_y$ para M_p es para prevenir deformaciones excesivas por carga de trabajo y se satisface cuando

$$F_y Z \leq 1.5 F_y S \quad \text{o} \quad \frac{Z}{S} \leq 1.5$$

Para los perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte, Z/S será siempre ≤ 1.5 . (Sin embargo, para perfiles I y H flexionados respecto al eje menor, Z/S nunca será ≤ 1.5).

Aunque se hizo una revisión de $M_p \leq 1.5 M_y$, no es necesario para perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte.

2.6 Tipo de uniones

Se utilizan dos tipos básicos en la construcción: pernos y soldaduras, ambos se utilizan en el lugar de fabricación y en el sitio de la obra en conexiones que unen miembros individuales. Las soldaduras también se emplean para asegurar entre sí los componentes de miembros armados. Sin embargo, los pernos se usan con mayor regularidad para conexiones en obra y las soldaduras para trabajo en planta. Los remaches, que solían ser muy utilizados para conexiones principales tanto de planta como de obra, ahora son obsoletos.

Una estructura de acero se forma del ensamblaje de los miembros estructurales que constituyen su armazón. Se requiere conexiones en los lugares donde los diversos elementos estructurales se deben unir por sus extremos a otros miembros de manera que la carga siga su flujo ordenado y continuo.

2.6.1 Uniones empernadas

Existen varios tipos de pernos que pueden usarse para conectar miembros de acero. Entre ellos se tienen los pernos ordinarios o comunes designados como A307 por la ASTM y se fabrican con características de esfuerzo y deformación muy parecida al acero A36. Otro tipo de bulones están los pernos de alta resistencia, éstos se fabrican a base de acero de carbono tratado térmicamente y aceros aleados; existen dos tipos básicos de pernos según la clasificación de la ASTM, los A325 y A490. Los pernos de alta resistencia pueden apretarse hasta que se alcanza esfuerzos muy altos de tensión,

de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del perno y su cabeza.

En las juntas empernadas pueden ocurrir fallas las que se muestran en la figura 2.6.1; para diseñar adecuadamente es necesario entender claramente esas posibilidades.

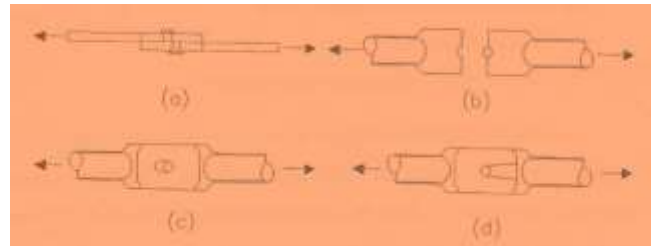


Figura 2.6.1

1. La posible falla en una junta traslapada por corte del tornillo en el plano entre los miembros (cortante simple) se muestra en a).
2. En b) se muestra la posibilidad de unas fallas a tensión de una de las placas a través del agujero de un tornillo.
3. En c) se muestra la posible falla del tornillo o de la placa por aplastamiento entre ambos.
4. En d) se muestra otro posible desgarramiento del miembro.

2.6.2 Uniones soldadas

El objeto principal de la unión es el de asegurar la mejor continuidad de las piezas, continuidad que será más perfecta cuanto más uniforme sea la transmisión del esfuerzo.

La transmisión de esfuerzos en las uniones se hace en muchas ocasiones de modo indirecto, ya que para pasar el esfuerzo de una pieza a otra se la obliga previamente a desviarse de su trayectoria normal. En el caso de soldadura a tope, la transmisión es directa.

Se llama soldadura a la unión de dos piezas metálicas de igual o parecida composición, de forma que la unión quede rígida y estanca.

Esto se consigue bien por el efecto de fusión que proporciona la aportación de calor, bien por la aportación de otro metal de enlace o por la combinación de ambos efectos.

Existen cerca de cuarenta sistemas de soldar, pero el más importante para las estructuras metálicas es el sistema de soldadura por fusión.

En las soldaduras por fusión el calor proporcionado funde los extremos de las piezas y al solidificar se produce la unión.

Existen diferentes tipos de soldadura por fusión, pero los más utilizados son dos:

- Soldadura autógena
- Soldadura por arco eléctrico, que es la que se utiliza en estructuras metálicas.

Soldadura autógena

En la soldadura autógena el calor lo proporciona una llama producida por la combustión de una mezcla de acetileno y oxígeno, en la proporción 1:1, que se hace arder a la salida de una boquilla. La temperatura alcanzada en la llama es de unos 1300° C. El calor producido funde los extremos a unir, con lo que se obtiene, después de la solidificación, un enlace homogéneo.

Aunque este tipo de soldadura todavía se utiliza en los talleres mecánicos, no es correcta su utilización en uniones sometidas a esfuerzos, ya que por efecto de la temperatura se provocan unas tensiones residuales muy elevadas, siendo en general más lenta y cara que la soldadura por arco.

De todas formas, cuando el soplete oxiacetilénico se utiliza en la soldadura de piezas, se le suele completar con un alambre de material de aportación que se funde al mismo tiempo que los bordes de las piezas, formando en conjunto el cordón de soldadura.

El tamaño de la boquilla del soplete es aproximadamente igual que el espesor de las chapas a unir.

Soldadura por arco eléctrico

La soldadura por arco se basa en que, si a dos conductores en contacto se le somete a una diferencia de potencial, establecemos entre ambos una corriente.

Si posteriormente se les separa, provocamos una chispa, cuyo efecto es ionizar el gas o el aire que la rodea, permitiendo así el paso de la corriente, a pesar de no estar los conductores en contacto.

Con esto lo que hacemos es crear entre ellos un arco eléctrico por transformación de la energía eléctrica en energía luminosa y calorífica.

El calor provocado por el arco no solo es intenso, sino que además está muy localizado, lo que resulta ideal para la operación de soldar. Las temperaturas alcanzadas son del orden de 3500°C.

En el circuito eléctrico formado por los electrodos y el arco, la intensidad de corriente depende de la tensión y de la resistencia del circuito. Si los electrodos se acercan o se separan variará la resistencia y la intensidad y, por lo tanto, la energía se transformará en calor, con lo que la soldadura no será uniforme.

Desde el punto de vista práctico quiere decir que para obtener soldaduras uniformes es imprescindible mantener constante la separación de los electrodos durante el proceso del soldeo.

Los procedimientos de soldadura en arco pueden agruparse en tres:

- Con electrodos de carbono.
- Con electrodos de tungsteno en atmósfera de hidrógeno (soldadura al hidrógeno atómico).
- Soldadura con electrodo metálico.

Soldadura con electrodo de carbono

No se utiliza en la estructura metálica. El arco salta entre un electrodo de carbón y la pieza a soldar.

Se complementa con metal de aportación.

Soldadura con electrodo de tungsteno

El arco salta entre dos electrodos de tungsteno en atmósfera de hidrógeno. El calor del arco disocia las moléculas de hidrógeno, que vuelven a soldarse al contacto con las piezas a soldar, desprendiendo una gran cantidad de calor.

Este calor funde las piezas y permite que se efectúe la soldadura en ausencia del oxígeno y el nitrógeno del aire.

Soldadura con electrodo metálico revestido

Es el procedimiento de unión normalmente utilizado en la construcción metálica, pudiendo afirmarse sin titubeos que el gran desarrollo de la construcción metálica actual se debe en gran parte a este sistema.

La unión se consigue al provocar un arco eléctrico entre las piezas a unir y un electrodo que sirve de material de aportación.

El operario establece un contacto inicial entre el electrodo y la pieza a soldar (llamada trabajo), con lo que se inicia un flujo de corriente.

A continuación, se retira ligeramente el electrodo y se establece un arco, que funde el electrodo y los bordes de la pieza a unir, formándose el cordón de soldadura.

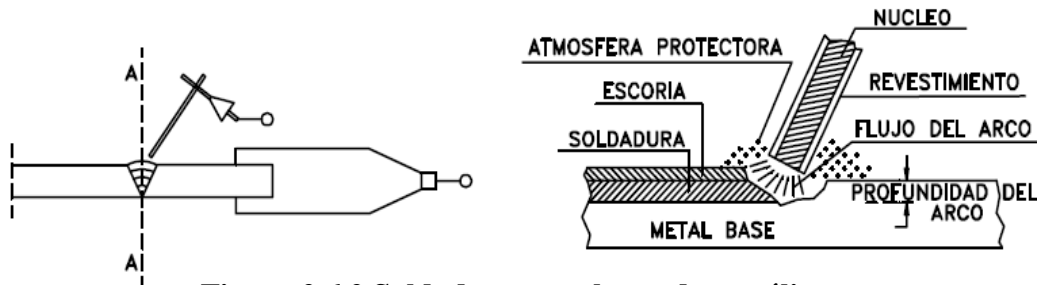


Figura 2.6.2 Soldadura con electrodo metálico

La soldadura en arco, tal como hoy se entiende, se inició en Suecia a principios del siglo XX, cuando Kjellber inventó el electrodo revestido.

Hasta entonces los electrodos se fabricaban con varillas de acero extra suave simplemente. En estas condiciones, el metal fundido, sin protección alguna, reacciona libremente con el oxígeno y el nitrógeno del aire, convirtiéndose al enfriar en un metal frágil.

La idea de Kjellber consistió en recubrir los electrodos con una pasta de polvo y aglomerante, de forma que al fundir se forme una escoria protectora, que impida el acceso del aire al baño de metal fundido.

El recubrimiento de los electrodos está constituido generalmente por óxidos minerales, carbonatos, silicatos o diversos compuestos orgánicos.

Además del efecto protector del material fundido, el revestimiento proporciona las siguientes ventajas:

- Al ser menos fusible que el metal del electrodo, forma una especie de vaina alrededor del arco que facilita su dirección y evita la formación de arcos secundarios. También se ioniza mejor el aire que rodea la zona a soldar.
- Permite realizar las llamadas soldaduras de gran penetración gracias a que se puede utilizar más intensidad de corriente con ciertos tipos de electrodos,

llamados electrodos de gran penetración, aumentando la zona fundida y evitando con esto el que tengamos que preparar los bordes de algunas piezas.

- Gracias a la protección de la escoria fundida, el enfriamiento de la soldadura se hace con mayor lentitud, evitando tensiones internas.

Resistencia de láminas conectadas usando soldadura filete

Las soldaduras de filete se usan normalmente para juntas traslapadas o en tee. Dependiendo de la orientación de las soldaduras, estas pueden ser clasificadas como soldaduras longitudinales o transversales. En las soldaduras longitudinales, la carga es aplicada paralela a la longitud de la soldadura y en las transversales, la carga es aplicada perpendicular a la soldadura.

Desde el punto de vista de la eficiencia estructural, los filetes transversales presentan un mejor desempeño, ya que dichos filetes están sujetos a esfuerzos relativamente uniformes. Sin embargo, los filetes longitudinales no presentan esta condición, ya que variaciones en las deformaciones longitudinales introducen esfuerzos no uniformes en los filetes. Como resultado, para una misma longitud de soldadura, los filetes transversales son más resistentes que los longitudinales.

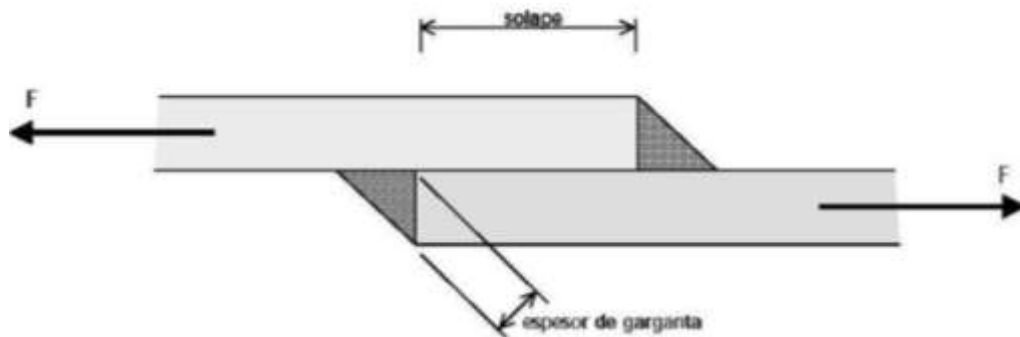
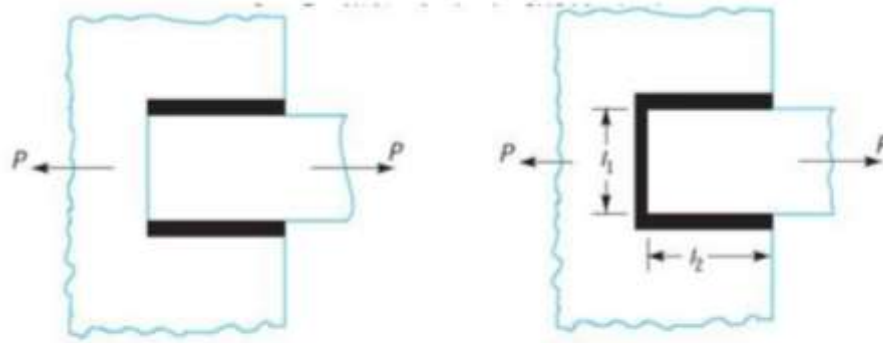


Figura 2.6.3 Traslape con soldadura filete



a) Doble filete longitudinal b) Combinación longitudinal y transversal

Figura 2.6.4 Soldadura filete longitudinal y transversal

La carga última por soldadura estará dada por:

$$P_u = 0.75 \cdot t_w \cdot L \cdot F_{xx}$$

La carga última de falla por soldadura de filete puede ser calculada por:

$$P_u = 0.75 \cdot t \cdot L \cdot F_u$$

Donde:

L= longitud de la soldadura de filete.

t= menor valor de los espesores de las láminas a unir.

t_w = garganta efectiva = $0.707w$.

w= dimensión de los catetos de las soldaduras de filete, $w < t$ en juntas de traslape.

F_u = resistencia a tensión mínima especificada del acero.

F_{xx} = nivel de resistencia asignada en la clasificación de electrodos del AWS.

Los principales tipos de revestimiento de los electrodos son los siguientes:

Tabla 2.6.1		
Principales tipos de revestimiento de los electrodos		
Tipo de revestimiento	Porcentaje de nitrógeno	Volumen de H por 100 gr/cm³
Ácido	0,034	9,0
Básico	0,015	2,5
Celulósico	0,028	15,0
Oxidante	0,035	1,5
Rutilo	0,025	12,0

En la Tabla 2.6.1 se puede observar el efecto protector de cada tipo de electrodo. En ella se indica el porcentaje aproximado de nitrógeno absorbido por la soldadura y el volumen de hidrógeno absorbido por 100 gramos de metal depositado.

Así mismo, puede observarse que el revestimiento básico es el que proporciona la mejor protección y, por tanto, dará soldaduras de mayor calidad. En contraposición, el electrodo básico es el más difícil de fundir.

Los diámetros más normales de electrodos son, en milímetros: 2, 2.5, 3.25, 4, 5, 6.3, 8, 10 y 12.

La elección del diámetro del electrodo depende del espesor del cordón de soldadura que requiere depositar, siendo la intensidad de corriente necesaria función de este diámetro.

Tabla 2.6.2 Propiedades mínimas de los metales de aporte

Número de electrodo AWS	Resistencia a la tensión MPa (kpsi)	Límite Elástico MPa	Elongación (%)
E60xx	427 (60)	345	17- 25
E70xx	482 (70)	393	22
E80xx	551 (80)	462	19
E90xx	620 (90)	531	14 – 17
E100xx	689 (100)	600	13 – 16
E110xx	760 (110)	670	

AWS: American Welding Society.

2 o 3 primeros dígitos: Resistencia a la tensión (kpsi – ksi)

Penúltimo dígito: Posición del soldado:

1. Plana, horizontal, vertical y elevada
2. Filetes planos y horizontales
3. Solo en posición plana

Último dígito: Variables de la técnica de soldado como fuente de corriente.

Los diámetros varían entre 1/16 y 5/16 in o 2 a 8 mm.

3. MARCO PRACTICO

3.1 Análisis del estudio

El estudio está dirigido a realizar un análisis comparativo entre los modelos de estructura reticular tipo Pratt, Howe y Warren, en función a la longitud de luz a cubrir, para obtener una referencia de cuál modelo es el más adecuado en función a la luz a cubrir desde el punto de vista técnico y económico.

Para el diseño de los tres tipos de modelo de estructura reticular se ha optado por utilizar los perfiles tipo C, por ser un tipo de perfil liviano; al tener menos peso resultan más manejable y reduce la carga total de la estructura; con el fin de que al utilizar el mismo tipo de perfil la obtención de resultados dependerá más de la disposición geométrica de los elementos de cada modelo de estructura reticular.

Se mantendrá la misma pendiente en todos los modelos de estructura reticular para que de esta manera la variación de las longitudes de los elementos de cada modelo sea similar.

Las uniones de cada elemento de los modelos de estructura reticular serán soldadas, para que de esta manera sea una estructura de nudos rígidos.

La cubierta para los tres modelos de estructura reticular será de calamina, por ser un material liviano y resistente.

Cada modelo de estructura reticular se diseñará con luces que varían desde los 10m hasta los 30m de longitud, con el fin de obtener los datos necesarios para realizar las comparaciones técnicas y económica.

Según la longitud de luz serán las dimensiones de la planta de la cubierta de estudio, por ejemplo, para una luz de 10m, las dimensiones de la planta de la cubierta serán de 10x10m, para una luz de 20m las dimensiones de la planta será de 20x20m.

Las variaciones de luz de cálculo será cada 5m, es decir que las luces para cada modelo serán de 10,15,20,25 y 30m.

3.2 Análisis de estados de carga

Se analizará los diferentes tipos de carga que pueden presentarse en la cubierta de la estructura analizada. Estas cargas son las cargas muertas (cargas permanentes), cargas variables (cargas vivas en cubiertas), cargas accidentales (nieve o granizo), y cargas de viento.

3.2.1 Cargas muertas (D)

- **Peso propio del elemento. -**

Se determina el peso propio de los cordones y diagonales, multiplicando el peso específico por su longitud total y el área de la sección, luego se divide entre la longitud del elemento, para obtener así la carga distribuida por metro de longitud.

- **Peso de chapas de cubierta y fijaciones**

Se extrae de la Norma Argentina (CIRSOC 101 “Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las Estructuras de Edificios”), el valor de 15 Kg/m², como peso propio de chapas de cubierta y fijaciones.

Como esta carga actúa sobre las correas, se debe multiplicar por el ancho del área tributaria de la correa.

3.2.2 Cargas vivas (L)

Se extrae de la Norma Argentina (CIRSOC 101 “Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las Estructuras de Edificios”), el mayor valor de sobrecarga para cubiertas livianas de 96 Kg/m².

Como esta carga actúa sobre las correas, se debe multiplicar por el ancho del área tributaria de la correa.

3.2.3 Cargas de nieve o granizo (S)

Se extrae de la Norma Argentina (CIRSOC 104 “Acción de la nieve y el hielo sobre las construcciones”), el valor de 40 Kg/m², como sobrecarga de nieve o granizo.

Como esta carga actúa sobre las correas, se debe multiplicar por el ancho del área tributaria de la correa.

3.2.4 Cargas de Viento (W)

Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Actúan como presiones uniformemente distribuidas sobre las superficies verticales a barlovento, se manifiestan como presiones o succiones sobre superficies inclinadas a barlovento (dependiendo de la pendiente) y como succiones sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento. A pesar que se llevaron a cabo varias investigaciones todavía requiere mucho trabajo ya que estas fuerzas de ninguna manera pueden clasificarse como ciencia exacta.

Se utilizará el reglamento Cirsoc 102 “Acción del viento sobre las construcciones”

Para la utilización de este reglamento se siguen los siguientes pasos:

Se establece la velocidad (β) de referencia igual a 25 m/s

$$\beta = 25 \text{ m/s.}$$

Cálculo de la Velocidad Básica de diseño

$$V_o = \beta * C_p$$

Donde C_p es el coeficiente de velocidad probable, que se toma en consideración el riesgo y el tiempo de riesgo adoptado para la construcción, de acuerdo con el tipo y destino de ésta. Su valor está tabulado (ver anexos).

Grupo 2 Descripción: Edificios educacionales, gubernamentales, para comercios e industrias de alto factor de ocupación, obteniendo los siguientes valores:

$$P_m = 0.5 \quad m = 25 \quad C_p = 1,65$$

$$V_o = 25 * 1,65 = 41,25 \text{ m/s}$$

Cálculo de la Presión dinámica básica

$$q_o = 0,0625 * V_o^2 = 0,0625 * (41,25 \text{ m/s})^2 = 106,35 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la Presión dinámica de cálculo

$$q_z = q_o * C_z * C_d$$

Donde

C_z : coeficiente adimensional que expresa la ley de variación de la presión con la altura y toma en consideración la condición de rugosidad del terreno.

C_d : coeficiente adimensional de reducción que toma en consideración las dimensiones de la construcción.

La estructura se encuentra en una rugosidad Tipo III (ver anexos)

La altura de la construcción se asumirá de 10m por lo cual obtenemos el “Valor del coeficiente adimensional C_z ”:

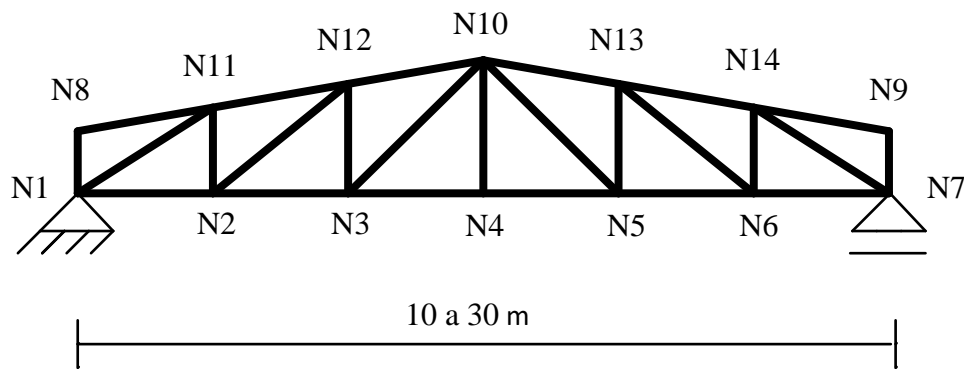
$$C_z = 0,446$$

$$q_z = 106,35 \text{ kg/m}^2 * 0,446 * 1 = 47,43 \text{ kg/m}^2$$

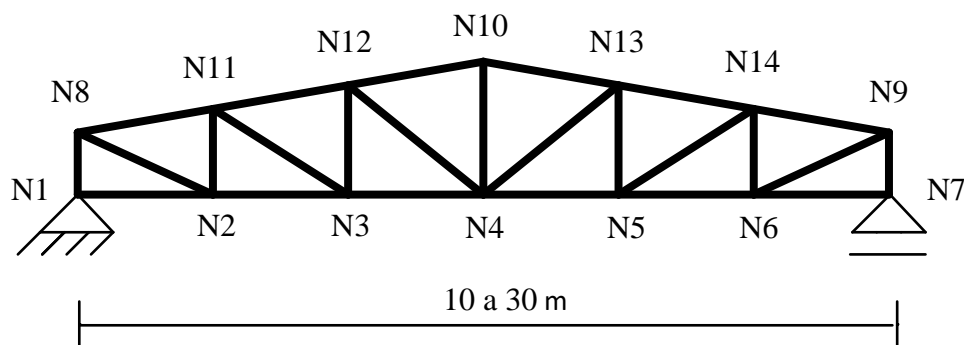
3.3 Idealización de la estructura

Modelos de estructuras reticulares a ser estudiados

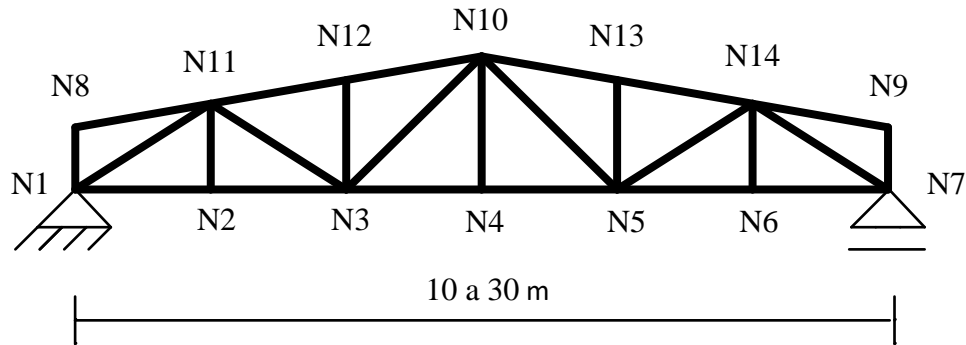
Modelo idealizado tipo Howe



Modelo idealizado tipo Pratt



Modelo idealizado tipo Warren



3.4 Planteamiento estructural

Las estructuras reticulares son un conjunto de elementos lineales dispuestos en formas triangulares para lograr una estructura plana rígida, constituida por elementos o barras dispuestas y vinculadas de manera tal que las tensiones internas por flexión y corte son eliminadas y reemplazadas por tensiones normales de tracción y compresión.

Una estructura isostática totalmente logra su estabilidad mediante una estructura base que es el triángulo, y asegura su estabilidad si al triángulo base se le aumenta dos barras formando un nudo.

$$\text{Grado estático} = 2 \cdot N^{\circ} \text{ de nudos} - N^{\circ} \text{ de barras} - N^{\circ} \text{ de reacciones}$$

Los tres modelos de estructura reticular Pratt, Howe y Warren se han optado por utilizar los perfiles laminados tipo C, con el fin de que al utilizar el mismo tipo de perfil la obtención de resultados dependerá de la disposición geométrica de los elementos de cada modelo de estructura reticular.

Se mantendrá la misma pendiente en todos los modelos de estructura reticular para que de esta manera la variación de las longitudes de los elementos de cada modelo sea similar.

3.5 Diseño estructural

3.5.1 Diseño de la cubierta con modelo de estructura tipo Pratt

3.5.1.1 Análisis de cargas

Para realizar un adecuado análisis, aplicamos las siguientes hipótesis de carga

Pendiente de la cubierta 10%

- 1.- $U = 1,4 D$.
- 2.- $U = 1,2 D + 1,6 Lr$
- 3.- $U = 1,2 D + 1,6 Lr + 0.8 W$.
- 4.- $U = 1,2 D + 1,3 W + 0.5 S$.
- 5.- $U = 0,9 D - 1.3 W$.

Donde:

- U, carga última.
- D, cargas muertas.
- L, cargas vivas.
- Lr, cargas vivas en cubiertas.
- S, cargas de nieve.
- R, carga inicial de lluvia o hielo.
- W, cargas de viento.
- E, cargas sísmicas.

Cargas			Distribuido en correas	
Cubierta (D)	15	Kg/m ²	18.84	kg/m
Correas C 6x8.2 (D)			12.20	kg/m
Mantenimiento (L)	96	Kg/m ²	120.60	kg/m
Viento (W)	-19	Kg/m ²	-23.83	kg/m
Granizo (S)	40	Kg/m ²	50.25	kg/m

Distribución de cargas puntuales sobre la estructura:

Distribución de cargas en la estructura (Kg)			
Cargas	Alero	Intermedio	Cumbrera
Carga muerta (D)	77.61	155.22	310.44
Mantenimiento (L)	301.50	602.99	1205.99
Viento (W)	-59.58	-119.17	-238.33
Granizo (S)	125.62	251.25	502.49

3.5.1.2 Esfuerzos normales

Luego de la idealización de la estructura se obtienen las fuerzas internas en los elementos de la estructura reticular.

El cálculo de fuerzas internas se lo realizó con el programa Nuevo Metal 3D, el cual trabaja en base a elementos finitos; todas las planillas de las fuerzas internas se encuentran en el anexo 2, con los cuales se procederá a realizar el cálculo Estructural.

Esfuerzos normales máximos

Estructura reticular tipo Pratt luz 10 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N2/N3	2.5	10.004	Tracción
Montante	N1/N6	0.8	-5.337	Compresión
Cordón superior	N9/N8	2.512	-11.868	Compresión
Diagonal	N2/N6	2.625	10.119	Tracción

Estructura reticular tipo Pratt luz 15 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N3/N4	2.5	20.931	Tracción
Montante	N1/N8	0.8	-7.895	Compresión
Cordón superior	N12/N10	2.512	-21.195	Compresión
Diagonal	N2/N8	2.625	15.999	Tracción

Estructura reticular tipo Pratt luz 20 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N4/N5	2.5	32.136	Tracción
Montante	N1/N10	0.8	-10.307	Compresión

Estructura reticular tipo Pratt luz 20 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón superior	N14/N15	2.512	-32.444	Compresión
Diagonal	N2/N10	2.625	20.643	Tracción

Estructura reticular tipo Pratt luz 25 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N5/N6	2.5	45.455	Tracción
Montante	N1/N12	0.8	-12.932	Compresión
Cordón superior	N17/N18	2.512	-45.865	Compresión
Diagonal	N2/N12	2.625	25.621	Tracción

Estructura reticular tipo Pratt luz 30 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N5/N6	2.5	60.567	Tracción
Montante	N1/N14	0.8	-15.58	Compresión
Cordón superior	N19/N20	2.512	-61.053	Compresión
Diagonal	N2/N14	2.625	29.968	Tracción

3.5.1.3 Materiales utilizados en diseño

Factores de resistencia característica		
ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima F_r (Ksi)
A - 36	36	58

Módulo de elasticidad $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de corte $G = E/2.6 = 808000 \text{ kgf/cm}^2$

Coefficiente de poisson $\mu = 0.3$

Peso unitario $\rho = 7850 \text{ kgf/cm}^3$

Coefficiente de dilatación térmica lineal $\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

3.5.1.4 Diseño de la cubierta

El análisis de la Estructura Metálica se lo realizó con la ayuda del programa Nuevo Metal 3D, en el cual se tomó en cuenta los estados de carga que actuarían en la

estructura, se realizó la modelación de la estructura para encontrar los esfuerzos máximos a compresión y tracción, también se pudo realizar el dimensionamiento de la estructura con la norma LRFD y sus respectiva biblioteca de perfiles tipo U o C los cuales el programa iteró y buscó el más adecuado que cumpla las exigencias de la Norma LRFD. Se adjunta en el anexo 7 los pasos que se realizaron en el programa Nuevo Metal 3D.

Barra N2/N3 Tracción

Datos

Nd= 10004 Kg
 fy= 2530 Kg/cm²
 E= 2100000 Kg/cm²
 fr= 4080 Kg/cm²
 L= 2.5 m

Condiciones a cumplir

$$f't = \frac{Nd}{A} \leq \phi_1 * fy \qquad \phi_1 = 0.9$$

$$f''t = \frac{Nd}{A} \leq \phi_2 * fr \qquad \phi_2 = 0.75$$

$$\frac{k * l}{r} = \leq 300$$

Desarrollo

$$A = \frac{Nd}{\phi_1 * fy} \qquad A = \qquad 4.394 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{\phi 2 * fr}$$

$$A = 3.269 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida = **C 5 x 6.7** **Peso =** 10 Kg/m

$$A = 12.7 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 4.96 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.25 \text{ cm}$$

$$\frac{k * l}{r} \leq 300$$

$$\frac{k * l}{r_x} = 50.40 \leq 300$$

$$\frac{k * l}{r_y} = 200 \leq 300$$

Comprobación de esfuerzos

$$f't = \frac{Nd}{A}$$

$$f't = 787.717 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F't = \phi 1 * fy$$

$$F't = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f't \leq F't$$

$$787.717 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2277 \text{ kg/cm}^2$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA **C 5 x 6.7** **Peso =** **10 Kg/m**

Barra **N1/N6** **Compresión**

Datos

$$\begin{aligned}
 Nd &= 5337 \text{ Kg} \\
 fy &= 2530 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E &= 2100000 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fr &= 4080 \text{ Kg/cm}^2 \\
 L &= 0.8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Condiciones a cumplir

$$fa = \frac{Nd}{A} \leq Fa$$

Corta

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

$$fc = 0.658^{\lambda c^2} fy \quad \lambda c \leq 1.5$$

Larga

$$Fa = 0.85fc$$

$$fc = \frac{0.877}{\lambda c^2} fy \quad \lambda c \geq 1.5$$

Desarrollo

Asumimos $\lambda c = 1.5$ entonces se puede utilizar la fórmula para fc larga o corta

$$fc = \frac{0.877}{\lambda c^2} fy$$

$$fc = 1479.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fa = 0.85fc$$

$$Fa = 1257.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{Fa}$$

$$A = 4.24 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida = **C 3 x 4.1**

peso = 6.1 Kg/m

A = 7.8 cm²

$$\begin{aligned} r_x &= 2.98 \text{ cm} \\ r_y &= 1.03 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200 \qquad \frac{K * l}{r_x} = 26.85 \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_y} = 77.67 \leq 200$$

Landa X

$$\lambda_{cx} = \frac{K * l}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad \lambda_{cx} = 0.297$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658 \lambda_{c^2} f_y \qquad f_c = 2438.54 \text{ Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda_{c^2}} f_y \qquad f_c = \text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

Landa Y

$$\lambda_{cy} = \frac{K * l}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad \lambda_{cy} = 0.858$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658 \lambda_{c^2} f_y \qquad f_c = 1858.93 \text{ Kg/cm}^2$$

si λ es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$$f_c = \text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

Se escoge el $F_{crítico}$ menor de "x" y "y"

$$f_c = \mathbf{1858.93 \text{ Kg/cm}^2}$$

Ahora se puede calcular la tensión admisible de la sección

$$F_a = 0.85 f_c$$

$$F_a = 1580.09 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo real en la barra corresponde a:

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq F_a$$

$$f_a = 684.23 \text{ Kg/cm}^2$$

Se realiza la comparación

$$\begin{array}{ccc} & f_a \leq F_a & \\ \mathbf{684.23 \text{ Kg/cm}^2} & \leq & \mathbf{1580.09 \text{ Kg/cm}^2} \end{array}$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA C 3 x 4.1 Peso = 6.1 Kg/m

Barra N9/N8 Compresión

Datos

Nd= 11868 Kg
 fy= 2530 Kg/cm²
 E= 2100000 Kg/cm²
 fr= 4080 Kg/cm²
 L= 2.512 m

Condiciones a cumplir

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq F_a$$

Corta

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

$$f_c = 0.658^{\lambda c^2} f_y$$

$$\lambda c \leq 1.5$$

Larga

$$F_a = 0.85 f_c$$

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$$\lambda c \geq 1.5$$

Desarrollo

Asumimos $\lambda c = 1.5$ entonces se puede utilizar la fórmula para f_c larga o corta

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$f_c = 1479.21 \text{ Kg/cm}^2$

$$F_a = 0.85 f_c$$

$F_a = 1257.33 \text{ Kg/cm}^2$

$$A = \frac{Nd}{F_a}$$

$A = 9.44 \text{ cm}^2$

Tentativas

Sección definida = **C 8 x 11.5**

Peso = 17.1 Kg/m

A = 21.8 cm²

$$\begin{aligned} r_x &= 7.9 \text{ cm} \\ r_y &= 1.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200 \qquad \frac{K * l}{r_x} = 31.80 \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_y} = 157.99 \leq 200$$

Landa X

$$\lambda_{cx} = \frac{K * l}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_{cx} = 0.351$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658 \lambda_{c^2} f_y$$

$$f_c = 2402.62 \text{ Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda_{c^2}} f_y$$

$$f_c = \text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

Landa Y

$$\lambda_{cy} = \frac{K * l}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_{cy} = 1.746$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658 \lambda_{c^2} f_y$$

$$f_c = \text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

si λ es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$$f_c = 728.24 \text{ Kg/cm}^2$$

Se escoge el F_{critico} menor de "x" y "y"

$$f_c = 728.24 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora se puede calcular la tensión admisible de la sección

$$F_a = 0.85 f_c$$

$$F_a = 619.00 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo real en la barra corresponde a:

$$f_a = \frac{N d}{A} \leq F_a$$

$$f_a = 544.40 \text{ Kg/cm}^2$$

Se realiza la comparación

$$\begin{array}{ccc} & f_a \leq F_a & \\ 544.40 \text{ Kg/cm}^2 & \leq & 619.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA **C 8 x 11.5** Peso = **17.1 Kg/m**

Barra **N2/N6** **Tracción**

Datos

Nd= 10119 Kg
 fy= 2530 Kg/cm²
 E= 2100000 Kg/cm²
 fr= 4080 Kg/cm²
 L= 2.625 m

Condiciones a cumplir

$$f't = \frac{Nd}{A} \leq \phi_1 * fy \quad \phi_1 = 0.9$$

$$f''t = \frac{Nd}{A} \leq \phi_2 * fr \quad \phi_2 = 0.75$$

$$\frac{k * l}{r} \leq 300$$

Desarrollo

$$A = \frac{Nd}{\phi_1 * fy} \quad A = 4.444 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{\phi_2 * fr} \quad A = 3.307 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida =	C 6 x 8.2	Peso =	12.2 Kg/m
		A =	15.5 cm ²
		rx =	5.93 cm
		ry =	1.36 cm

$$\frac{k * l}{r} \leq 300 \quad \frac{k * l}{r_x} = 44.27 \leq 300$$

$$\frac{k * l}{r_y} = 193.01471 \leq 300$$

Comprobación de esfuerzos

$$f't = \frac{Nd}{A} \quad f't = 652.839 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F't = \varphi_1 * fy \quad F't = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f't \leq F't$$

$$652.839 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2277 \text{ kg/cm}^2$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA C 6 x 8.2 Peso = 12.2 Kg/m

3.5.2 Diseño de la cubierta con modelo de estructura tipo Warren

3.5.2.1 Análisis de cargas

Para realizar un adecuado análisis, aplicamos las siguientes hipótesis de carga

Pendiente de la cubierta 10%

- 1.- $U = 1,4 D$.
- 2.- $U = 1,2 D + 1,6 Lr$
- 3.- $U = 1,2 D + 1,6 Lr + 0.8 W$.
- 4.- $U = 1,2 D + 1,3 W + 0.5 S$.
- 5.- $U = 0,9 D - 1.3 W$.

Donde:

- U, carga última.
- D, cargas muertas.
- L, cargas vivas.
- Lr, cargas vivas en cubiertas.
- S, cargas de nieve.
- R, carga inicial de lluvia o hielo.
- W, cargas de viento.
- E, cargas sísmicas.

Cargas			Distribuido en correas	
Cubierta (D)	15	Kg/m ²	18.84	kg/m
Correas C 6x8.2 (D)			12.20	kg/m
Mantenimiento (L)	96	Kg/m ²	120.60	kg/m
Viento (W)	-19	Kg/m ²	-23.83	kg/m
Granizo (S)	40	Kg/m ²	50.25	kg/m

Distribución de cargas puntuales sobre la estructura:

Distribución de cargas en la estructura (Kg)			
Cargas	Alero	Intermedio	Cumbrera
Carga muerta (D)	77.61	155.22	310.44
Mantenimiento (L)	301.50	602.99	1205.99
Viento (W)	-59.58	-119.17	-238.33
Granizo (S)	125.62	251.25	502.49

3.5.2.2 Esfuerzos normales

Luego de la idealización de la estructura se obtienen las fuerzas internas en los elementos de la estructura reticular. El cálculo de fuerzas internas se lo realizó con el programa Nuevo Metal 3D, el cual trabaja en base a elementos finitos; todas las planillas de las fuerzas internas se encuentran en el anexo 2, con las cuales se procederá a realizar el cálculo Estructural.

Esfuerzos normales máximos

Estructura reticular tipo Warren luz 10 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N2/N3	2.5	11.611	Tracción
Montante	N1/N6	0.8	-5.359	Compresión
Cordón superior	N9/N8	2.512	-10.22	Compresión
Diagonal	N2/N6	2.625	10.277	Tracción

Estructura reticular tipo Warren luz 15 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N3/N4	2.5	20.368	Tracción
Montante	N1/N8	0.8	-2.839	Compresión
Cordón superior	N3/N12	2.512	-21.859	Compresión
Diagonal	N1/N11	2.712	-15.785	Compresión

Estructura reticular tipo Warren luz 20 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N4/N5	2.5	30.494	Tracción
Montante	N1/N10	0.8	-10.498	Compresión
Cordón superior	N15/N12	2.512	-33.549	Compresión
Diagonal	N2/N10	2.625	22.268	Tracción

Estructura reticular tipo Warren luz 25 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N4/N5	2.5	44.763	Tracción
Montante	N3/N16	1.3	-3.463	Compresión
Cordón superior	N18/N14	2.512	-46.926	Compresión
Diagonal	N1/N15	2.712	-27.726	Compresión

Estructura reticular tipo Warren luz 30 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N4/N5	2.5	60.759	Tracción
Montante	N1/N14	0.8	-16.006	Compresión
Cordón superior	N21/N16	2.512	-60.468	Compresión
Diagonal	N2/N14	2.625	33.397	Tracción

3.5.2.3 Materiales utilizados en diseño

Factores de resistencia característica		
ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima F_r (Ksi)
A - 36	36	58

Módulo de elasticidad	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de corte	$G = E/2.6 = 808000 \text{ kgf/cm}^2$
Coefficiente de poisson	$\mu = 0.3$
Peso unitario	$\rho = 7850 \text{ kgf/cm}^3$
Coefficiente de dilatación térmica lineal α	$= 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

3.5.2.4 Diseño de la cubierta

El análisis de la Estructura Metálica se lo realizó con la ayuda del programa Nuevo Metal 3D, en el cual se tomó en cuenta los estados de carga que actuarían en la estructura, se realizó la modelación de la estructura para encontrar los esfuerzos máximos a compresión y tracción, también se pudo realizar el dimensionamiento de la estructura con la norma LRFD y sus respectiva biblioteca de perfiles tipo U o C los cuales el programa iteró y buscó el más adecuado que cumpla las exigencias de la Norma LRFD. Se adjunta en el anexo 7 los pasos que se realizaron en el programa Nuevo Metal 3D.

Barra N2/N3 Tracción

Datos

Nd= 11611 Kg
 fy= 2530 Kg/cm²
 E= 2100000 Kg/cm²
 fr= 4080 Kg/cm²
 L= 2.5 m

Condiciones a cumplir

$$f't = \frac{Nd}{A} \leq \phi_1 * fy \quad \phi_1 = 0.9$$

$$f''t = \frac{Nd}{A} \leq \phi_2 * fr \quad \phi_2 = 0.75$$

$$\frac{k * l}{r} \leq 300$$

Desarrollo

$$A = \frac{Nd}{\phi_1 * fy} \quad A = 5.099 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{\phi_2 * fr} \quad A = 3.794 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida = **C 5 x 6.7** **Peso = 10 Kg/m**

$$\begin{aligned} \mathbf{A} &= 12.7 \text{ cm}^2 \\ \mathbf{r_x} &= 4.96 \text{ cm} \\ \mathbf{r_y} &= 1.25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{k * l}{r} \leq 300$$

$$\frac{k * l}{r_x} = 50.40 \leq 300$$

$$\frac{k * l}{r_y} = 200 \leq 300$$

Comprobación de esfuerzos

$$f't = \frac{Nd}{A}$$

$$f't = 914.252 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F't = \varphi_1 * fy$$

$$F't = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f't \leq F't$$

$$914.252 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2277 \text{ kg/cm}^2$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA C 5 x 6.7 Peso = 10 Kg/m

Barra N1/N6 Compresión

Datos

$$\begin{aligned}
 Nd &= 5359 \text{ Kg} \\
 fy &= 2530 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E &= 2100000 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fr &= 4080 \text{ Kg/cm}^2 \\
 L &= 0.8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Condiciones a cumplir

$$fa = \frac{Nd}{A} \leq Fa$$

Corta

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

$$fc = 0.658^{\lambda c^2} fy$$

$$\lambda c \leq 1.5$$

Larga

$$Fa = 0.85fc$$

$$fc = \frac{0.877}{\lambda c^2} fy$$

$$\lambda c \geq 1.5$$

Desarrollo

Asumimos $\lambda c = 1.5$ entonces se puede utilizar la fórmula para fc larga o corta

$$fc = \frac{0.877}{\lambda c^2} fy$$

$$fc = 1479.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fa = 0.85fc$$

$$Fa = 1257.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{Fa}$$

$$A = 4.26 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida = **C 3 x 4.1**

Peso = 6.1 Kg/m

$$\begin{aligned} \mathbf{A} &= 7.8 \text{ cm}^2 \\ \mathbf{r_x} &= 2.98 \text{ cm} \\ \mathbf{r_y} &= 1.03 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200 \qquad \frac{K * l}{r_x} = 26.85 \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_y} = 77.67 \leq 200$$

Landa X

$$\lambda_{cx} = \frac{K * l}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad \lambda_{cx} = 0.297$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658 \lambda_{c^2} f_y \qquad f_c = 2438.54 \text{ Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda_{c^2}} f_y \qquad f_c = \text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

Landa Y

$$\lambda_{cy} = \frac{K * l}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad \lambda_{cy} = 0.858$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658 \lambda_{c^2} f_y \qquad f_c = 1858.93 \text{ Kg/cm}^2$$

si λ es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$$f_c = \text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

Se escoge el F_c crítico menor de "x" y "y"

$$f_c = 1858.93 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora se puede calcular la tensión admisible de la sección

$$F_a = 0.85 f_c$$

$$F_a = 1580.09 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo real en la barra corresponde a:

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq F_a$$

$$f_a = 687.05 \text{ Kg/cm}^2$$

Se realiza la comparación

$$687.05 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1580.09 \text{ Kg/cm}^2$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA C 3 x 4.1 Peso = 6.1 Kg/m

Barra N9/N8 Compresión

Datos

$$\begin{aligned}
 Nd &= 10220 \text{ Kg} \\
 fy &= 2530 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E &= 2100000 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fr &= 4080 \text{ Kg/cm}^2 \\
 L &= 2.512 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Condiciones a cumplir

$$fa = \frac{Nd}{A} \leq Fa \quad \text{Corta}$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200 \quad fc = 0.658^{\lambda c^2} fy \quad \lambda c \leq 1.5$$

Larga

$$Fa = 0.85fc \quad fc = \frac{0.877}{\lambda c^2} fy \quad \lambda c \geq 1.5$$

Desarrollo

Asumimos $\lambda c = 1.5$ entonces se puede utilizar la fórmula para fc larga o corta

$$fc = \frac{0.877}{\lambda c^2} fy \quad fc = 1479.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fa = 0.85fc \quad Fa = 1257.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{Fa} \quad A = 8.13 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida = **C 8 x 11.5** **Peso = 17.1 Kg/m**

$$\begin{aligned} \mathbf{A} &= 21.8 \text{ cm}^2 \\ \mathbf{r_x} &= 7.9 \text{ cm} \\ \mathbf{r_y} &= 1.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200 \qquad \frac{K * l}{r_x} = 31.80 \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_y} = 157.99 \leq 200$$

Landa X

$$\lambda_{cx} = \frac{K * l}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad \lambda_{cx} = 0.351$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658 \lambda_{c^2} f_y \qquad f_c = 2402.62 \text{ Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda_{c^2}} f_y \qquad f_c = \text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

Landa Y

$$\lambda_{cy} = \frac{K * l}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad \lambda_{cy} = 1.746$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658 \lambda_{c^2} f_y \qquad f_c = \text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

si λ es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$f_c = 728.24 \text{ Kg/cm}^2$

Se escoge el $F_{critico}$ menor de "x" y "y"

$f_c = 728.24 \text{ Kg/cm}^2$

Ahora se puede calcular la tensión admisible de la sección

$$F_a = 0.85 f_c$$

$F_a = 619.00 \text{ Kg/cm}^2$

El esfuerzo real en la barra corresponde a:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a$$

$f_a = 468.81 \text{ Kg/cm}^2$

Se realiza la comparación

$$468.81 \text{ Kg/cm}^2 \leq 619.00 \text{ Kg/cm}^2$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA C 8 x 11.5 Peso = 17.1 Kg/m

Barra N2/N6 Tracción

Datos

Nd= 10277 Kg
 fy= 2530 Kg/cm²
 E= 2100000 Kg/cm²
 fr= 4080 Kg/cm²
 L= 2.625 m

Condiciones a cumplir

$$f't = \frac{Nd}{A} \leq \phi_1 * fy \quad \phi_1 = 0.9$$

$$f''t = \frac{Nd}{A} \leq \phi_2 * fr \quad \phi_2 = 0.75$$

$$\frac{k * l}{r} \leq 300$$

Desarrollo

$$A = \frac{Nd}{\phi_1 * fy} \quad A = 4.513 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{\phi_2 * fr} \quad A = 3.358 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida = **C 7 x 9.8** **Peso =** 14.6 Kg/m

$$\begin{aligned} \mathbf{A} &= 18.5 \text{ cm}^2 \\ \mathbf{r_x} &= 6.91 \text{ cm} \\ \mathbf{r_y} &= 1.48 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{k * l}{r} \leq 300$$

$$\frac{k * l}{r_x} = 37.99 \leq 300$$

$$\frac{k * l}{r_y} = 177.36486 \leq 300$$

Comprobación de esfuerzos

$$f't = \frac{Nd}{A}$$

$$f't = 555.514 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F't = \varphi_1 * f_y$$

$$F't = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f't \leq F't$$

$$555.514 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2277 \text{ kg/cm}^2$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA C 7 x 9.8 Peso = 14.6 Kg/m

3.5.3 Diseño de la cubierta con modelo de estructura tipo Howe

3.5.3.1 Análisis de cargas

Para realizar un adecuado análisis, aplicamos las siguientes hipótesis de carga

Pendiente de la cubierta 10%

- 1.- $U = 1,4 D$.
- 2.- $U = 1,2 D + 1,6 Lr$
- 3.- $U = 1,2 D + 1,6 Lr + 0.8 W$.
- 4.- $U = 1,2 D + 1,3 W + 0.5 S$.
- 5.- $U = 0,9 D - 1.3 W$.

Donde:

- U, carga última.
- D, cargas muertas.
- L, cargas vivas.
- Lr, cargas vivas en cubiertas.
- S, cargas de nieve.
- R, carga inicial de lluvia o hielo.
- W, cargas de viento.
- E, cargas sísmicas.

Cargas			Distribuido en correas	
Cubierta (D)	15	Kg/m ²	18.84	kg/m
Correas C 6x8.2 (D)			12.20	kg/m
Mantenimiento (L)	96	Kg/m ²	120.60	kg/m
Viento (W)	-19	Kg/m ²	-23.83	kg/m
Granizo (S)	40	Kg/m ²	50.25	kg/m

Distribución de cargas puntuales sobre la estructura:

Distribución de cargas en la estructura (Kg)			
Cargas	Alero	Intermedio	Cumbrera
Carga muerta (D)	77.61	155.22	310.44
Mantenimiento (L)	301.50	602.99	1205.99
Viento (W)	-59.58	-119.17	-238.33
Granizo (S)	125.62	251.25	502.49

3.5.3.2 Esfuerzos normales

Luego de la idealización de la estructura se obtienen las fuerzas internas en los elementos de la estructura reticular.

El cálculo de fuerzas internas se lo realizó con el programa Nuevo Metal 3D, el cual trabaja en base a elementos finitos, todas las planillas de las fuerzas internas se encuentran en el anexo 2, con los cuales se procederá a realizar el cálculo Estructural.

Esfuerzos normales máximos

Estructura reticular tipo Howe luz 10 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N2/N3	2.5	11.587	Tracción
Montante	N1/N6	0.8	-1.173	Compresión
Cordón superior	N9/N8	2.512	-10.18	Compresión
Diagonal	N1/N9	2.712	-10.543	Compresión

Estructura reticular tipo Howe luz 15 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N3/N4	2.5	21.158	Tracción
Montante	N2/N11	1.05	2.939	Tracción
Cordón superior	N12/N10	2.512	-21.36	Compresión
Diagonal	N1/N11	2.712	-16.709	Compresión

Estructura reticular tipo Howe luz 20 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N3/N4	2.5	32.931	Tracción
Montante	N2/N13	1.05	4.987	Tracción
Cordón superior	N15/N12	2.512	-33.146	Compresión
Diagonal	N1/N13	2.712	-22.814	Compresión

Estructura reticular tipo Howe luz 25 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N4/N5	2.5	45.985	Tracción
Montante	N2/N15	1.05	6.98	Tracción
Cordón superior	N18/N14	2.512	-46.243	Compresión

Estructura reticular tipo Howe luz 25 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Diagonal	N1/N15	2.712	-29.441	Compresión

Estructura reticular tipo Howe luz 30 m				
Elemento	Barra	Longitud (m)	Esfuerzo normal (Tn)	
Cordón inferior	N4/N5	2.5	61.688	Tracción
Montante	N2/N17	1.05	9.097	Tracción
Cordón superior	N20/N21	2.512	-62.037	Compresión
Diagonal	N1/N17	2.712	-34.819	Compresión

3.5.3.3 Materiales utilizados en diseño

Factores de resistencia característica		
ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima F_r (Ksi)
A - 36	36	58

Módulo de elasticidad $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de corte $G = E/2.6 = 808000 \text{ kgf/cm}^2$

Coefficiente de poisson $\mu = 0.3$

Peso unitario $\rho = 7850 \text{ kgf/cm}^3$

Coefficiente de dilatación térmica lineal $\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

3.5.3.4 Diseño de la cubierta

El análisis de la Estructura Metálica se lo realizó con la ayuda del programa Nuevo Metal 3D, en el cual se tomó en cuenta los estados de carga que actuarían en la estructura; se realizó la modelación de la estructura para encontrar los esfuerzos máximos a compresión y tracción, también se pudo realizar el dimensionamiento de la estructura con la norma LRFD y sus respectiva biblioteca de perfiles tipo U o C los cuales el programa iteró y buscó el más adecuado que cumpla las exigencias de la Norma LRFD. Se adjunta en el anexo 7 los pasos que se realizaron en el programa Nuevo Metal 3D.

Barra **N2/N3** **Tracción**

Datos

Nd= 11587 Kg
 fy= 2530 Kg/cm²
 E= 2100000 Kg/cm²
 fr= 4080 Kg/cm²
 L= 2.5 m

Condiciones a cumplir

$$f't = \frac{Nd}{A} \leq \phi_1 * fy \quad \phi_1 = 0.9$$

$$f''t = \frac{Nd}{A} \leq \phi_2 * fr \quad \phi_2 = 0.75$$

$$\frac{k * l}{r} \leq 300$$

Desarrollo

$$A = \frac{Nd}{\phi_1 * fy} \quad A = 5.089 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{\phi_2 * fr} \quad A = 3.787 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida =	C 5 x 6.7	Peso =	10 Kg/m
		A =	12.7 cm ²
		rx =	4.96 cm
		ry =	1.25 cm

$$\frac{k * l}{r} \leq 300 \quad 50.40 \leq 300$$

$$\frac{k * l}{r_{367}} =$$

$$200 \leq 300$$

Comprobación de esfuerzos

$$f't = \frac{Nd}{A} \quad f't = 912.362 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F't = \varphi_1 * fy \quad F't = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f't \leq F't$$

$$912.362 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2277 \text{ kg/cm}^2$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA C 5 x 6.7 Peso = 10 Kg/m

Barra N9/N8 Compresión

Datos

Nd= 10180 Kg

fy= 2530 Kg/cm²

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 2.512 \text{ m}$$

Condiciones a cumplir

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq Fa$$

Corta

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

$$f_c = 0.658^{\lambda c^2} f_y$$

$$\lambda c \leq 1.5$$

Larga

$$Fa = 0.85 f_c$$

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$$\lambda c \geq 1.5$$

Desarrollo

Asumimos $\lambda c = 1.5$ entonces se puede utilizar la fórmula para f_c larga o corta

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$$f_c = 1479.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fa = 0.85 f_c$$

$$Fa = 1257.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{Fa}$$

$$A = 8.10 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida =	C 8 x 11.5	Peso =	17.1 Kg/m
		A =	21.8 cm ²
		rx =	7.9 cm
		ry =	1.59 cm

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_x} =$$

$$31.80 \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_y} =$$

$$157.99 \leq 200$$

Landa X

$$\lambda_{cx} = \frac{K * l}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{fy}{E}}$$

$$\lambda_{cx} =$$

$$0.351$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$fc = 0.658^{\lambda c^2} fy$$

$$fc =$$

$$2402.62 \text{ Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$fc = \frac{0.877}{\lambda c^2} fy$$

$$fc =$$

$$\text{Kg/cm}^2$$

Landa Y

$$\lambda_{cy} = \frac{K * l}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{fy}{E}}$$

$$\lambda_{cy} =$$

$$1.746$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$fc = 0.658^{\lambda c^2} fy$$

$$fc =$$

$$\text{Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$fc = \frac{0.877}{\lambda c^2} fy$$

$$f_c = 728.24 \text{ Kg/cm}^2$$

Se escoge el F_{critico} menor de "x" y "y"

$$f_c = 728.24 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora se puede calcular la tensión admisible de la sección

$$F_a = 0.85 f_c$$

$$F_a = 619.00 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo real en la barra corresponde a:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a$$

$$f_a = 466.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Se realiza la comparación

$$466.97 \text{ Kg/cm}^2 \leq 619.00 \text{ Kg/cm}^2$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA **C 8 x 11.5** **Peso = 17.1 Kg/m**

Barra **N1/N9** **Compresión**

Datos

$$N_d = 10543 \text{ Kg}$$

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 2.712 \text{ m}$$

Condiciones a cumplir

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq Fa$$

Corta

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

$$f_c = 0.658^{\lambda c^2} f_y$$

$$\lambda c \leq 1.5$$

Larga

$$Fa = 0.85 f_c$$

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$$\lambda c \geq 1.5$$

Desarrollo

Asumimos $\lambda c = 1.5$ entonces se puede utilizar la fórmula para f_c larga o corta

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$$f_c = 1479.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fa = 0.85 f_c$$

$$Fa = 1257.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{Fa}$$

$$A = 8.39 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida =	C 8 x 11.5	Peso =	17.1 Kg/m
		A =	21.8 cm ²
		rx =	7.9 cm
		ry =	1.59 cm

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_x} =$$

$$34.33 \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_y} =$$

$$170.57 \leq 200$$

Landa X

$$\lambda_{cx} = \frac{K * l}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_{cx} =$$

$$0.379$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658^{\lambda_{cx}^2} f_y$$

$$f_c =$$

$$2382.16 \text{ Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda_{cx}^2} f_y$$

$$f_c =$$

$$\text{Kg/cm}^2$$

Landa Y

$$\lambda_{cy} = \frac{K * l}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_{cy} =$$

$$1.884$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$f_c = 0.658^{\lambda_{cy}^2} f_y$$

$$f_c =$$

$$\text{Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda_{cy}^2} f_y$$

$$f_c = 624.79 \text{ Kg/cm}^2$$

Se escoge el f_c crítico menor de "x" y "y"

$$f_c = 624.79 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora se puede calcular la tensión admisible de la sección

$$F_a = 0.85 f_c$$

$$F_a = 531.07 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo real en la barra corresponde a:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a$$

$$f_a = 483.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Se realiza la comparación

$$483.62 \text{ Kg/cm}^2 \leq 531.07 \text{ Kg/cm}^2$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA **C 8 x 11.5** Peso = **17.1 Kg/m**

Barra **N1/N6** **Compresión**

Datos

$$N_d = 1173 \text{ Kg}$$

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 0.8 \text{ m}$$

Condiciones a cumplir

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq Fa$$

Corta

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

$$f_c = 0.658^{\lambda c^2} f_y \quad \lambda c \leq 1.5$$

Larga

$$Fa = 0.85 f_c$$

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y \quad \lambda c \geq 1.5$$

Desarrollo

Asumimos $\lambda c = 1.5$ entonces se puede utilizar la fórmula para f_c larga o corta

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} f_y$$

$$f_c = 1479.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fa = 0.85 f_c$$

$$Fa = 1257.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{Nd}{Fa}$$

$$A = 0.93 \text{ cm}^2$$

Tentativas

Sección definida = **C 3 x 4.1**

Peso = 6.1 Kg/m

A = 7.81 cm²

rx = 2.97 cm

ry = 1.03 cm

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_x} =$$

$$26.94 \leq 200$$

$$\frac{K * l}{r_y} =$$

$$77.67 \leq 200$$

Landa X

$$\lambda_{cx} = \frac{K * l}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{fy}{E}}$$

$$\lambda_{cx} =$$

$$0.298$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$fc = 0.658 \lambda_{cx}^2 fy$$

$$fc =$$

$$2437.93 \text{ Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$fc = \frac{0.877}{\lambda_{cx}^2} fy$$

$$fc =$$

$$\text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

Landa Y

$$\lambda_{cy} = \frac{K * l}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{fy}{E}}$$

$$\lambda_{cy} =$$

$$0.858$$

si landa es menor a 1.5 (corresponde a la fase inelástica)

$$fc = 0.658 \lambda_{cy}^2 fy$$

$$fc =$$

$$1858.93 \text{ Kg/cm}^2$$

si landa es mayor a 1.5 (corresponde a la fase elástica)

$$fc = \frac{0.877}{\lambda_{cy}^2} fy$$

$$f_c = \text{-----} \text{ Kg/cm}^2$$

Se escoge el f_c crítico menor de "x" y "y"

$$f_c = \mathbf{1858.93 \text{ Kg/cm}^2}$$

Ahora se puede calcular la tensión admisible de la sección

$$F_a = 0.85 f_c$$

$$F_a = 1580.09 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo real en la barra corresponde a:

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq F_a$$

$$f_a = 150.19 \text{ Kg/cm}^2$$

Se realiza la comparación

$$\mathbf{150.19 \text{ Kg/cm}^2} \leq \mathbf{1580.09 \text{ Kg/cm}^2}$$

SECCIÓN MÁS ECONÓMICA C 3 x 4.1 **Peso = 6.1 Kg/m**

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1 Datos obtenidos

Se adjunta en el anexo 4 los datos obtenidos de todos los elementos de cada una de las estructuras reticulares diseñadas.

4.1.1 Estructura reticular tipo Pratt

En los siguientes cuadros se presenta el perfil diseñado, longitud y peso de los elementos donde se presentan los esfuerzos máximos para cada una de las estructuras reticulares tipo Pratt.

Estructura reticular tipo Pratt luz 10 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N2/N3	C5x6.7	2.5	24.92
Montante	N1/N6	C3x4.1	0.8	4.9
Cordón superior	N9/N8	C8x11.5	2.512	43
Diagonal	N2/N6	C6x8.2	2.625	31.94

Estructura reticular tipo Pratt luz 15 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N3/N4	C5x6.7	2.5	24.92
Montante	N1/N8	C3x4.1	0.8	4.9
Cordón superior	N12/N10	C9x20	2.512	74.75
Diagonal	N2/N8	C7x9.8	2.625	38.12

Estructura reticular tipo Pratt luz 20 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N4/N5	C6x8.2	2.5	30.42
Montante	N1/N10	C4x5.4	0.8	6.47
Cordón superior	N14/N15	C12x20.7	2.512	77.51
Diagonal	N2/N10	C7x9.8	2.625	38.12

Estructura reticular tipo Pratt luz 25 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N5/N6	C7x12.25	2.5	45.53

Estructura reticular tipo Pratt luz 25 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Montante	N1/N12	C6x8.2	0.8	9.73
Cordón superior	N17/N18	C12x30	2.512	57.2
Diagonal	N2/N12	C8x11.5	2.625	44.92

Estructura reticular tipo Pratt luz 30 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N5/N6	C8x18.75	2.5	69.67
Montante	N1/N14	C7x9.8	0.8	11.62
Cordón superior	N19/N20	C15x33.9	2.512	126.82
Diagonal	N2/N14	C9x13.4	2.625	52.34

4.1.2 Estructura reticular tipo Howe

En los siguientes cuadros se presenta el perfil diseñado, longitud y peso de los elementos donde se presentan los esfuerzos máximos para cada una de las estructuras reticulares tipo Howe.

Estructura reticular tipo Howe luz 10 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N2/N3	C5x6.7	2.5	24.92
Montante	N1/N6	C3x4.1	0.8	4.9
Cordón superior	N9/N8	C8x11.5	2.512	43
Diagonal	N1/N9	C8x11.5	2.712	46.4

Estructura reticular tipo Howe luz 15 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N3/N4	C5x6.7	2.5	24.92
Montante	N2/N11	C3x4.1	1.05	6.43
Cordón superior	N12/N10	C9x20	2.512	74.75
Diagonal	N1/N11	C10x15.3	2.712	61.73

Estructura reticular tipo Howe luz 20 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N3/N4	C5x9	2.5	33.36
Montante	N2/N13	C3x4.1	1.05	6.43

Estructura reticular tipo Howe luz 20 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón superior	N15/N12	C12x20.7	2.512	77.51
Diagonal	N1/N13	C10x20	2.712	80.67

Estructura reticular tipo Howe luz 25 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N4/N5	C7x12.25	2.5	45.53
Montante	N2/N15	C3x4.1	1.05	6.43
Cordón superior	N18/N14	C12x30	2.512	112.22
Diagonal	N1/N15	C12x20.7	2.712	83.65

Estructura reticular tipo Howe luz 30 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N4/N5	C8x18.75	2.5	69.67
Montante	N2/N17	C5x6.7	1.05	10.47
Cordón superior	N20/N21	C15x33.9	2.512	126.82
Diagonal	N1/N17	C12x25	2.712	100.89

4.1.3 Estructura reticular tipo Warren

En los siguientes cuadros se presenta el perfil diseñado, longitud y peso de los elementos donde se presentan los esfuerzos máximos para cada una de las estructuras reticulares tipo Warren.

Estructura reticular tipo Warren luz 10 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	C5x6.7	2.5	24.92	C5x6.7
Montante	C3x4.1	0.8	4.9	C3x4.1
Cordón superior	C8x11.5	2.512	43	C8x11.5
Diagonal	C7x9.8	2.625	38.12	C7x9.8

Estructura reticular tipo Warren luz 15 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N3/N4	C5x6.7	2.5	24.92
Montante	N1/N8	C3x4.1	0.8	4.9
Cordón superior	N3/N12	C9x20	2.512	7.96
Diagonal	N1/N11	C10x15.3	2.712	61.73

Estructura reticular tipo Warren luz 20 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N4/N5	C6x8.2	2.5	30.42
Montante	N1/N10	C3x5	0.8	5.97
Cordón superior	N15/N12	C12x25	2.512	93.49
Diagonal	N2/N10	C8x11.5	2.625	44.92

Estructura reticular tipo Warren luz 25 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N4/N5	C7x12.25	2.5	45.53
Montante	N3/N16	C3x4.1	1.3	7.96
Cordón superior	N18/N14	C12x30	2.512	112.22
Diagonal	N1/N15	C12x20.7	2.712	83.65

Estructura reticular tipo Warren luz 30 m				
Elemento	Barra	Perfil	Longitud (m)	Peso (Kg)
Cordón inferior	N4/N5	C8x18.75	2.5	69.67
Montante	N1/N14	C6x8.2	0.8	9.73
Cordón superior	N21/N16	C15x33.9	2.512	126.82
Diagonal	N2/N14	C9x20	2.625	78.09

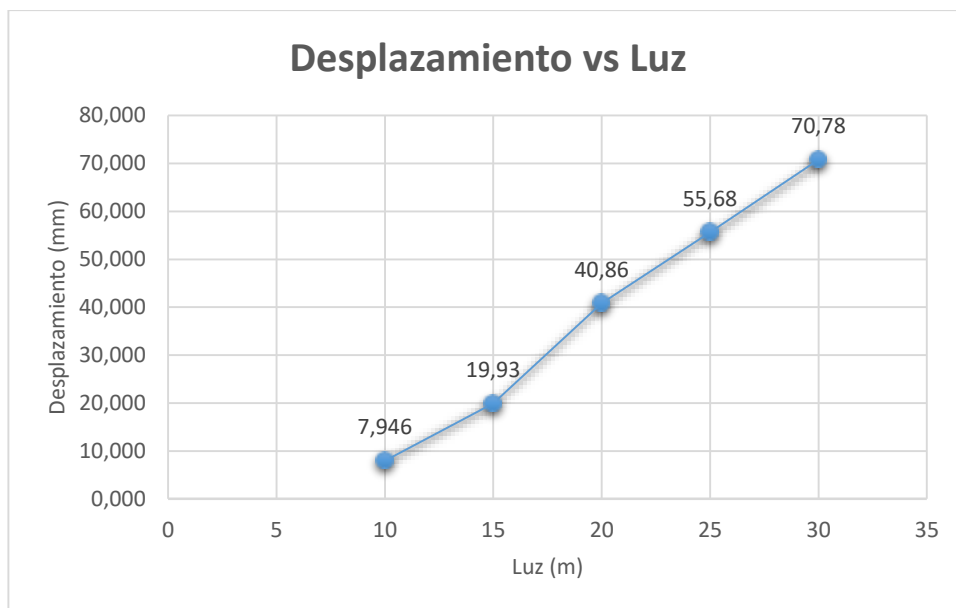
4.2 Información generada

Una vez dimensionado cada uno de los distintos sistemas pasaremos a estudiar los resultados teniendo en cuenta el peso de la cubierta, la deformada máxima de la cubierta y el porcentaje de aprovechamiento de las barras.

4.2.1 Desplazamiento en función de la luz

En el siguiente cuadro se presenta el desplazamiento máximo para cada una de las estructuras tipo Pratt y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del desplazamiento en función a la luz.

Estructura tipo Pratt	
Luz	Desplazamiento
(m)	(mm)
10	7.946
15	19.93
20	40.86
25	55.68
30	70.78



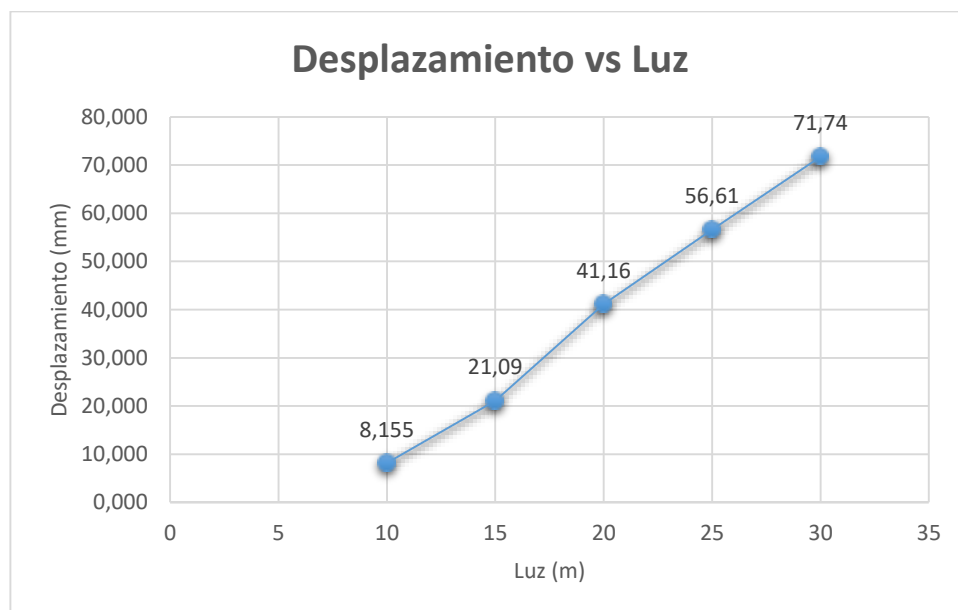
En el siguiente cuadro se presenta el desplazamiento máximo para cada una de las estructuras tipo Howe y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del desplazamiento en función a la luz.

Estructura tipo Howe	
Luz	Desplazamiento
(m)	(mm)
10	8.624
15	24.04
20	43.14
25	61.14
30	74.35



En el siguiente cuadro se presenta el desplazamiento máximo para cada una de las estructuras tipo Warren y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del desplazamiento en función a la luz.

Estructura tipo Warren	
Luz	Desplazamiento
(m)	(mm)
10	8.155
15	21.09
20	41.16
25	56.61
30	71.74



4.2.2 Peso en función de la luz

En el siguiente cuadro se presenta el peso total para cada una de las estructuras tipo Pratt y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del peso en función a la luz.

Estructura tipo Pratt	
Luz	Peso
(m)	(Kg)
10	432.160
15	882.93
20	1276.27
25	2245.82
30	3333.86



En el siguiente cuadro se presenta el peso total para cada una de las estructuras tipo Howe y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del peso en función a la luz.

Estructura tipo Howe	
Luz	Peso
(m)	(Kg)
10	491.540
15	1031.77
20	1642.86
25	2581.87
30	3904.35



En el siguiente cuadro se presenta el peso total para cada una de las estructuras tipo Warren y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del peso en función a la luz.

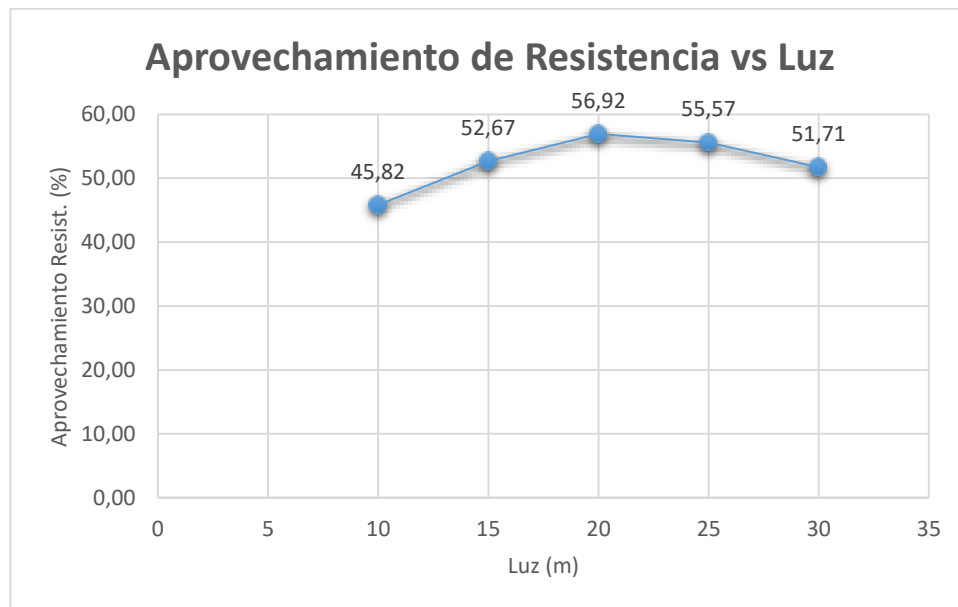
Estructura tipo Warren	
Luz	Peso
(m)	(Kg)
10	460.380
15	1026.93
20	1462.96
25	2566.73
30	3654.17



4.2.3 Aprovechamiento de la resistencia del material en función a la luz

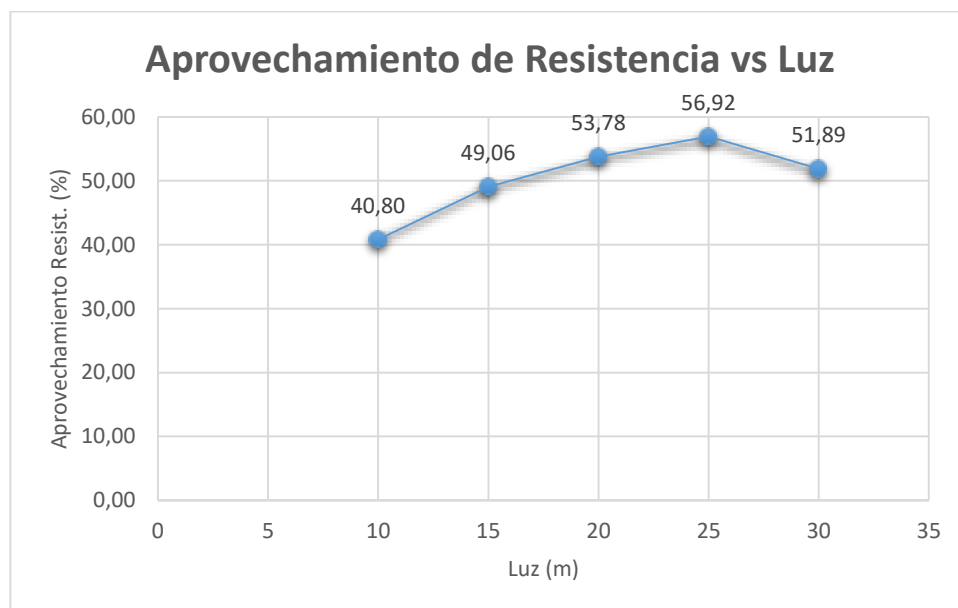
En el siguiente cuadro se presenta el porcentaje del aprovechamiento de la resistencia del material en promedio, para cada una de las estructuras tipo Pratt y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del aprovechamiento de la resistencia del material en función a la luz.

Estructura tipo Pratt	
Luz	Aprov. Resist
(m)	(%)
10	45.82
15	52.67
20	56.92
25	55.57
30	51.71



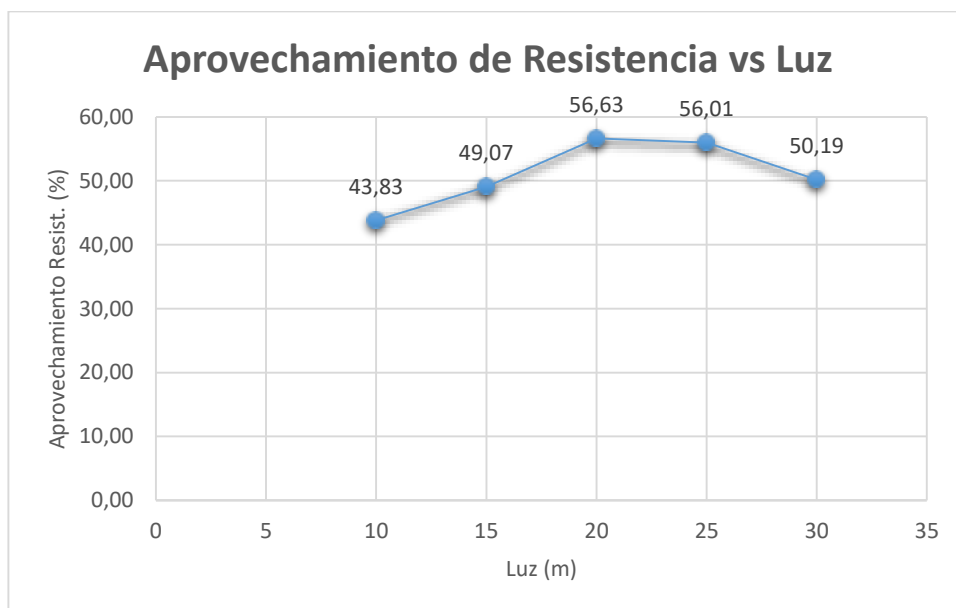
En el siguiente cuadro se presenta el porcentaje del aprovechamiento de la resistencia del material en promedio, para cada una de las estructuras tipo Howe y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del aprovechamiento de la resistencia del material en función a la luz.

Estructura tipo Howe	
Luz	Aprov. Resist
(m)	(%)
10	40.80
15	49.06
20	53.78
25	56.92
30	51.89



En el siguiente cuadro se presenta el porcentaje del aprovechamiento de la resistencia del material en promedio, para cada una de las estructuras tipo Warren y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del aprovechamiento de la resistencia del material en función a la luz.

Estructura tipo Warren	
Luz	Aprov. Resist
(m)	(%)
10	43.83
15	49.07
20	56.63
25	56.01
30	50.19



4.3 Análisis comparativo entre modelos analizados

4.3.1 Peso en función de la Luz

En el siguiente cuadro se presenta el peso total para cada una de las estructuras tipo Pratt, Howe y Warren, y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del peso en función a la luz entre cada modelo analizado.

Peso vs Luz			
Luz	Pratt	Howe	Warren
(m)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
10	432.160	491.540	460.380
15	882.930	1031.770	1026.930
20	1276.270	1642.860	1462.960
25	2245.820	2581.870	2566.730
30	3333.860	3904.350	3654.170



Se observa que los modelos de estructura reticular para una luz de 10 m no hay una diferencia considerable en el peso, resultando la estructura tipo Howe la de mayor peso; a partir de los 15 m de luz se observa que las diferencias de pesos de los modelos de estructura reticular tienen variaciones considerables.

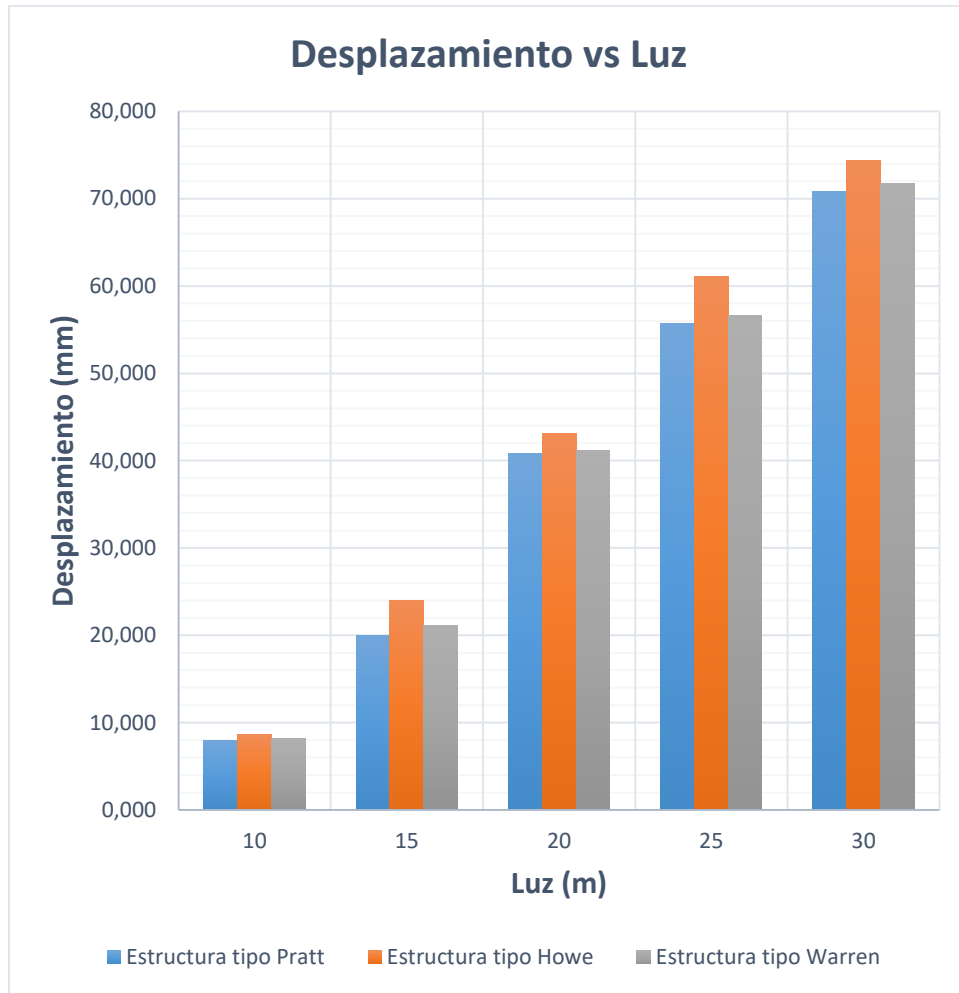
Para una luz de 30 m se puede observar que la estructura reticular tipo Howe tiene una gran diferencia de peso con relación a la estructura tipo Pratt y Warren.

En general se observa que la estructura tipo Pratt es la que se mantiene con el menor peso en todas las variaciones de luz, con relación a los modelos de estructura tipo Howe y Warren.

4.3.2 Desplazamiento en función de la luz

En el siguiente cuadro se presenta el desplazamiento para cada una de las estructuras tipo Pratt, Howe y Warren, y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del desplazamiento en función a la luz entre cada modelo analizado.

Desplazamiento vs Luz			
Luz	Pratt	Howe	Warren
(m)	(mm)	(mm)	(mm)
10	7.946	8.624	8.155
15	19.926	24.039	21.085
20	40.857	43.143	41.157
25	55.676	61.137	56.607
30	70.784	74.350	71.744



Se observa que para una luz de 10m los tres modelos de estructura reticular tiene una magnitud de desplazamiento similar, donde la estructura tipo Howe tiene el mayor desplazamiento, pero en magnitud muy pequeña.

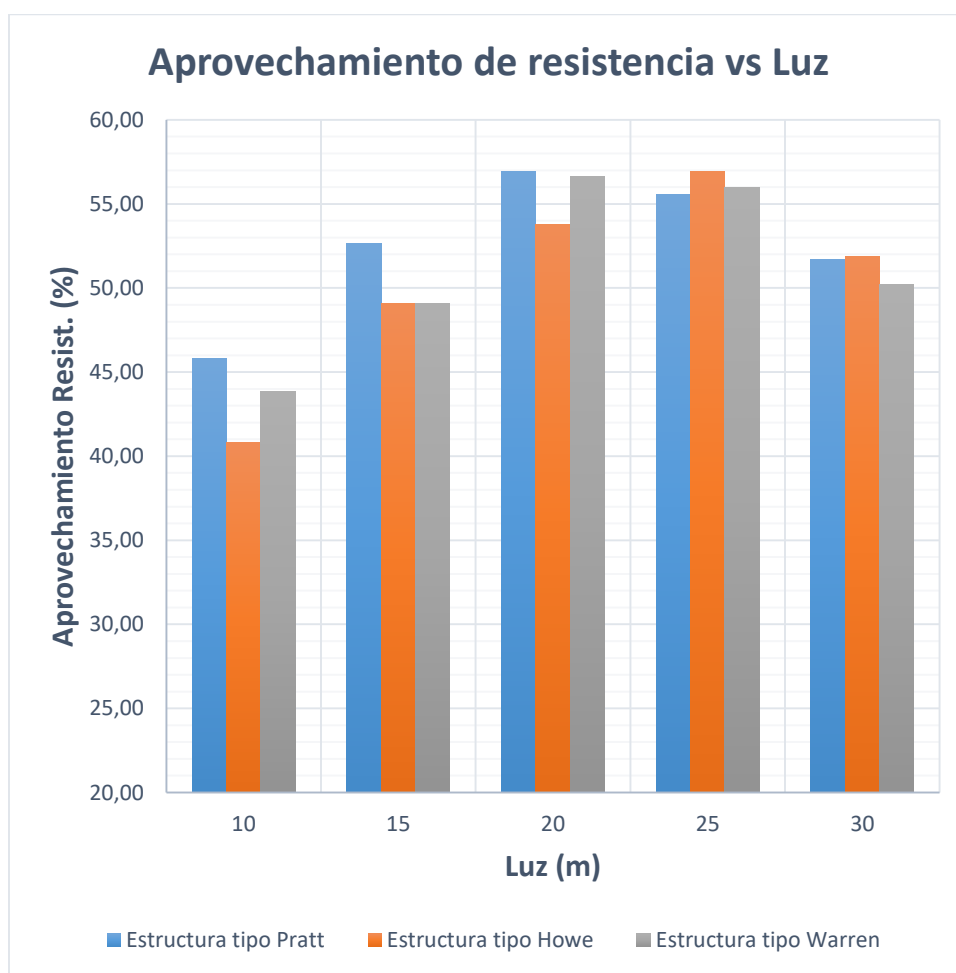
Se puede observar que a una luz de 25m la estructura tipo Howe tiene una mayor diferencia de desplazamiento con relación a las estructuras tipo Pratt y Warren.

En general se puede observar que la estructura reticular tipo Howe tiene la longitud de desplazamiento mayor en todas las variaciones de luz, con relación a las estructuras tipo Pratt y Warren que en todas las variaciones de luz tiene una longitud de desplazamiento similar.

4.3.3 Aprovechamiento de la resistencia del material en función a la luz

En el siguiente cuadro se presenta el porcentaje de aprovechamiento del material para cada una de las estructuras tipo Pratt, Howe y Warren, y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del aprovechamiento del material en función a la luz entre cada modelo analizado.

Aprovechamiento de Resistencia vs Luz			
Luz	Pratt	Howe	Warren
(m)	(%)	(%)	(%)
10	45.821	40.796	43.832
15	52.667	49.063	49.071
20	56.920	53.777	56.629
25	55.571	56.917	56.006
30	51.707	51.888	50.192



Se observa que la estructura reticular tipo Pratt para las luces de 10 a 20 m, tiene un mejor aprovechamiento del material con relación a las estructuras tipo Howe y Warren.

A medida que la luz crece entre los 20 m y 25m, el aprovechamiento del material para las estructuras tipo Pratt, Warren alcanza su mejor aprovechamiento del material a una luz de 20m, siendo la estructura tipo Howe la que alcanza a una luz de 25 m su mejor aprovechamiento del material.

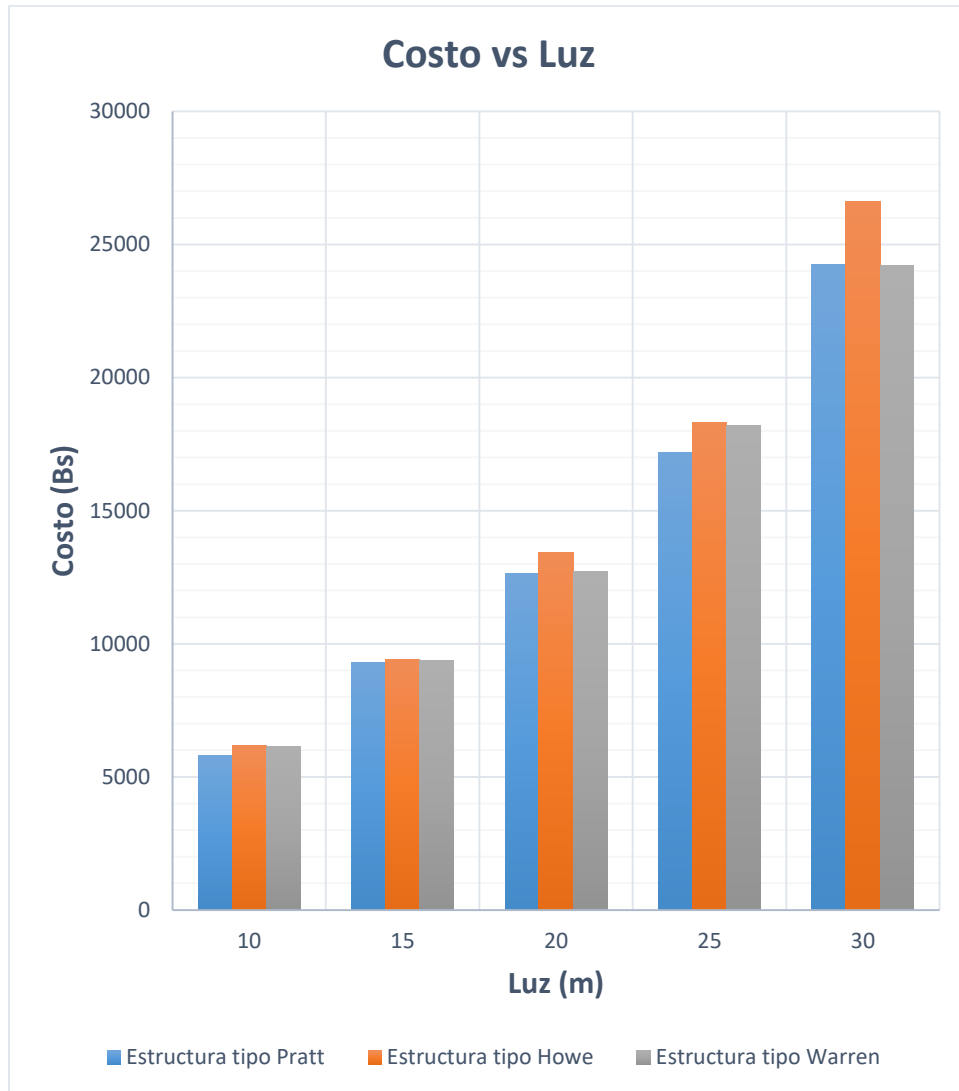
Se observa que a una luz de 30m los tres modelos de estructura reticular tienen un decrecimiento del aprovechamiento de material, resultando la estructura tipo Howe la de mayor aprovechamiento.

En general se observa que la estructura tipo Pratt es la que se mantiene con el mayor aprovechamiento de material a partir de una luz de 10m hasta los 20m, siendo la estructura tipo Howe la de menor aprovechamiento de material.

4.3.4 Costo en función a la luz

En el siguiente cuadro se presenta el costo total para cada una de las estructuras tipo Pratt, Howe y Warren, y su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones del costo en función a la luz entre cada modelo analizado.

Costo vs Luz			
Luz	Pratt	Howe	Warren
(m)	(Bs)	(Bs)	(Bs)
10	5817.93	6165.83	6136.11
15	9296.86	9400.90	9365.96
20	12643.93	13430.51	12724.50
25	17187.12	18332.24	18222.98
30	24266.93	26601.54	24194.77



Se puede observar que las estructuras reticulares Pratt y Warren son las que se mantienen a un costo similar, siendo la estructura tipo Howe la que a medida que va creciendo su luz, su costo también se va encareciendo con respecto a las estructuras tipo Pratt y Warren.

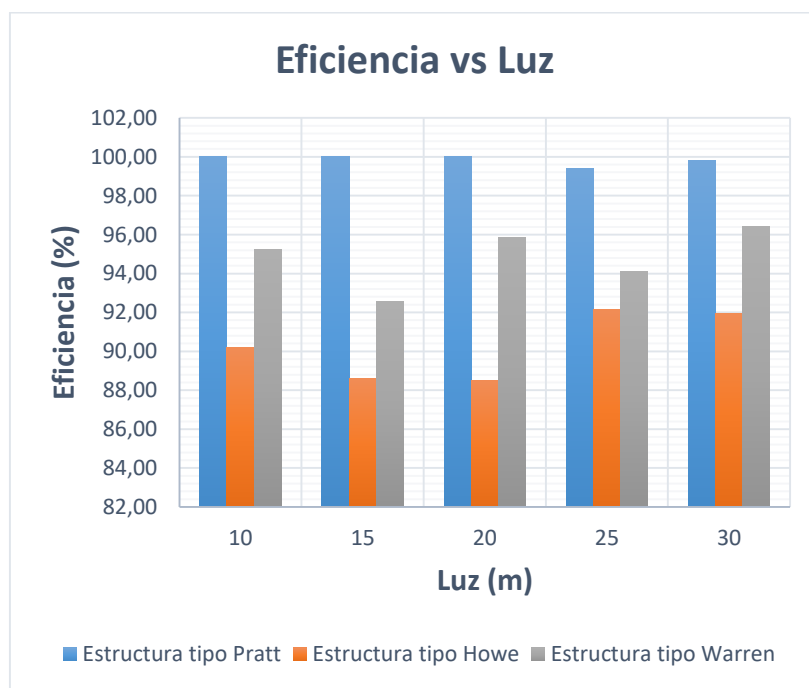
Se puede observar que para una las luces de 10m y 15m las tres estructuras tienen una diferencia de precios mínima, siendo la estructura tipo Pratt la de menor costo.

En general la estructura tipo Howe es la que mayor costo tiene, y la estructura tipo Pratt es la que en todas las variaciones de luz tiene el menor costo, teniendo en promedio un 6% de menor costo con relación a las estructuras Howe y Warren.

4.3.5 Eficiencia vs luz

En el siguiente cuadro se presenta el porcentaje de eficiencia para cada una de las estructuras tipo Pratt, Howe y Warren, el cual se obtuvo del promedio de los porcentajes de variación en función al peso, aprovechamiento de material, desplazamiento y costo; se muestra también su representación gráfica para tener una mejor apreciación de las variaciones de eficiencia en función a la luz entre cada modelo analizado.

Eficiencia vs Luz			
Luz	Pratt	Howe	Warren
(m)	(%)	(%)	(%)
10	100.00	90.20	95.26
15	100.00	88.63	92.58
20	100.00	88.48	95.87
25	99.41	92.14	94.10
30	99.84	91.98	96.44



Se observa claramente que la estructura tipo Pratt tiene el mayor porcentaje de eficiencia en todas las variaciones de luz con respecto a los modelos tipo Howe y Warren. La estructura tipo Howe es la que tiene el menor porcentaje de eficiencia en todas las variaciones de luz.

4.4 Metodología constructiva

4.4.1 Transporte

Las piezas metálicas que deban transportarse requieren una preparación utilizando para ello medios auxiliares tales como: cunas traviesas, perfilaría, almohadillas de serrín y otros. Estos recursos impiden que las piezas sufran desplazamientos durante el transporte; además se las protege para que no se deformen, no sufran torsiones o abolladuras o cualquier deterioro para que no sean rechazadas al momento de su montaje en obra. Si esto sucede, la pieza rechazada se marca en forma indeleble.

Puede también que la pieza no se rechace, sino que los deterioros sufridos permitan ser reparados. Dado este caso, se levanta un acta de los daños y se propone la reparación y procedimiento a seguir. Luego las piezas afectadas serán inspeccionadas en las partes dañadas.

Los transportes de piezas se programan según el avance de la obra y la secuencia de montaje con sus tiempos establecidos. La obra deberá indicar al taller los tiempos de envíos en el orden establecido.

Si las dimensiones de la estructura reticular no permiten su transporte, se pueden presentar dos casos:

- Montaje de media estructura reticular en taller y posterior montaje en obra.
- Llegada de material (perfiles de la estructura reticular), y montaje en obra por soldadores calificados con las garantías por parte de la empresa que suministra y realiza el montaje in situ.

4.4.2 Recepción, Almacenamiento y Manipulación

Todos los elementos de la estructura deben tener sus marcas de identificación.

El almacenamiento y depósito de los elementos que integran la obra se debe hacer guardando un orden estricto y en forma sistemática, a fin de no generar demoras o errores en el montaje.

Las manipulaciones para la carga, descarga, transporte, almacenamiento a pie de obra y montaje deben efectuarse con el cuidado suficiente para no producir solicitaciones excesivas en ningún elemento de la estructura y para no dañar las piezas o la pintura.

Deben protegerse las partes sobre las que hayan de fijarse las cadenas, ganchos o cables que se utilicen en la elevación o sujeción de las piezas de la estructura.

Antes de realizar el montaje, se deberá corregir con cuidado cualquier abolladura, torcedura o comba que haya aparecido durante las operaciones de transporte. Si el defecto no se puede corregir, o se presume que después de corregido puede afectar la resistencia o estabilidad de la estructura, se rechaza la pieza marcándola debidamente para dejar constancia de ello.

4.4.3 Montaje

El programa de montaje debe tener en cuenta lo siguiente:

- Organización del montaje en fases, con la definición del orden y tiempos de montaje.
- Descripción del equipo a emplear en el montaje de cada fase.
- Descripción de todo elemento de sujeción provisoria.
- Listado de personal necesario asignado a cada fase; su cualificación y especialidad profesional: montadores, soldadores calificados, etc.
- Elementos de seguridad y protección personal.
- Planos de replanteos, nivelaciones, alineaciones y aplomos.

Las sujeciones provisionales de los elementos durante fase de montaje se aseguran para resistir cualquier esfuerzo que se produzca durante los trabajos.

En el montaje se realiza el ensamble de los distintos elementos, a fin de que la estructura se adapte a la forma prevista en los planos de taller con las tolerancias establecidas.

No se comienza el soldeo de las uniones de montaje hasta haber comprobado que la posición de los elementos de cada unión coincida con la posición definitiva.

Todos los materiales deben llevar las siglas de la fábrica, el tipo de acero y la denominación del producto, marcados debidamente.

CONCLUSIONES

- Se realizó el análisis comparativo entre los modelos de estructura reticular tipo Pratt, Howe y Warren, en función al desplazamiento, peso, aprovechamiento del material y costo, con lo que se logró los objetivos planteados.
- La forma geométrica de la que está compuesto cada modelo de estructura reticular influye bastante en el aprovechamiento del material, desplazamiento, peso de la estructura y por ende en el costo de cada modelo de estructura.
- En función al desplazamiento de los elementos se tiene las siguientes conclusiones:
 - Se puede observar que a medida que la luz crece, los desplazamientos en los tres modelos de estructura reticular aumentan de manera progresiva en cada intervalo de luz, aumentando casi al doble.
 - El modelo de estructura tipo Pratt es el que tiene un menor desplazamiento, por lo cual la estructura no se verá afectada en el aspecto arquitectónico.
- En función al peso de la estructura se tiene las siguientes conclusiones:
 - A medida que la luz crece el requerimiento de material también aumenta y por ende el peso de la estructura.
 - Al tener un menor requerimiento de las dimensiones de los elementos, el peso también es menor, por lo que económicamente el costo de la cubierta será menor.
- En función al aprovechamiento del material se tiene las siguientes conclusiones:
 - Se observa que la estructura tipo Pratt es la que tiene un mejor aprovechamiento de la resistencia del material, debido a la disposición geométrica de sus elementos.
 - Se puede observar que los modelos de estructura reticular para una luz de 10m, tanto en peso y desplazamientos son similares; para esta longitud de luz, se puede notar que la geometría no le afecta de gran manera, en el peso y desplazamiento, pero en lo relacionado al aprovechamiento de la resistencia del material, se observa que el modelo de estructura reticular tipo Pratt, es el que tiene un mayor porcentaje de aprovechamiento con relación a los modelos tipo Howe y Warren.

- En función al costo de la estructura se tiene las siguientes conclusiones:
 - La importancia de la geometría se pudo constatar en el presente estudio, dando como resultado al modelo de estructura reticular tipo Pratt como el modelo geométrico más económico, y eficiente, al mantenerse en todas las variaciones de luz, con el requerimiento de menores dimensiones de los elementos que lo conforman, para cumplir con las exigencias de seguridad de la norma.
 - Se observa claramente que, hasta una luz de 25 m, el modelo de estructura reticular tipo Howe se comporta de manera casi homogénea en el aumento del peso de la estructura; según se aumenta la longitud de luz a cubrir, al llegar a los 30m de luz, la estructura tipo Howe incrementa considerablemente su peso, y por ende su desplazamiento también aumenta lo que resulta no ser una estructura económica.
- En contrastación de la hipótesis se puede observar que la estructura reticular tipo Pratt resulta ser el tipo de estructura con mayor eficiencia, con relación a las estructuras reticulares tipo Howe y Warren, siendo la estructura reticular tipo Howe la de menor eficiencia, con lo que se cumple la hipótesis planteada, el modelo de estructura tipo Pratt es el que mejor se adecua para cubrir luces de 10 a 30m desde el punto de vista técnico y económico.
- Se cumple con el objetivo de obtener un gráfico para poder determinar cuál estructura es la más adecuada según la longitud de luz requerida, obteniéndose como resultado tres gráficos donde se pueden observar claramente la diferencia del comportamiento estructural referido al peso, desplazamiento y aprovechamiento de la resistencia del material, con lo cual se puede tener un referente de manera rápida de cuál modelo estructural es más eficiente según la longitud de luz a cubrir.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que las piezas a unirse, se deben fijar entre sí con medios adecuados que garanticen la inmovilidad durante el soldeo y el enfriamiento subsiguiente, para conseguir exactitud en la posición y facilitar el trabajo de soldeo.
- Como medio de fijación de las piezas entre sí pueden emplearse puntos de soldadura depositados entre los bordes de las piezas que van a unirse, el número y tamaño de los puntos de soldadura será el mínimo necesario para asegurar la inmovilidad.
- Las estructuras reticulares de longitud muy grandes que no permitan su transporte, se deberán transportar por partes, y posteriormente ser montadas en obra.
- Antes del montaje en obra de las estructuras reticulares se deberá corregir las abolladuras, torceduras que hayan aparecido durante las operaciones de transporte.
- Se recomienda proteger las partes sobre las que hayan de fijarse las cadenas, ganchos o cables que se utilicen en la elevación o sujeción de las piezas de la estructura.
- La manipulación de las estructuras reticulares haciendo el uso de una grúa, deben efectuarse con el cuidado suficiente para no producir solicitaciones excesivas en ningún elemento de la estructura, para las estructuras reticulares de longitudes grandes se recomienda el uso de dos grúas, la manipulación de las grúas debe ser lento y sincronizado.