

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1. EL PROBLEMA.

Las cubiertas metálicas planas de grandes luces no son comunes en el medio, normalmente se opta por elegir un diseño diferente como por ejemplo las cubiertas en forma de arco circular que son las más utilizadas para grandes luces. Pese a que se han realizado algunas comparativas, de forma muy superficial, en ninguna de ellas se han analizado desde el punto de vista de peso, deformadas máximas y aprovechamiento de material, y menos aun aplicándolas y comparándola en una cubierta ya ejecutada. Por lo que existe mucha incertidumbre a la hora de adoptar una solución para la cubierta.

1.1.1 PLANTEAMIENTO.

La inseguridad para la elección de la alternativa adecuada de estructura metálica de cubierta para satisfacer el diseño arquitectónico de una edificación, puede afectar al diseño e incluso al costo total del proyecto, todo esto ocurre debido a la escasa información que existe con respecto a cubiertas metálicas planas y las comparaciones que se necesitan saber. Para aminorar esta situación y mejorar a futuro la toma de decisiones se hace lo siguiente:

- Realizar una descripción de los sistemas lineales de cubiertas metálicas aplicadas a grandes luces.
- Se mostrará una comparación de ventajas y desventajas entre las cubiertas que mejor se adecúen al diseño arquitectónico y a nuestro entorno.
- Posteriormente se realizará un estudio comparativo, incluyendo un análisis de costo material, entre las distintas configuraciones aplicándolas a un caso de estudio, una cubierta ya diseñada.

1.1.2 FORMULACIÓN.

Los resultados obtenidos servirán de punto de partida para el diseño y toma de decisiones de casos futuros de aplicación, así como de orientación en cuanto a pesos, costo, deformada máxima y aprovechamiento de la resistencia del material.

1.1.3 SISTEMATIZACIÓN.

Con el fin de conseguir un diseño económico y técnicamente viable se analizará el comportamiento de la estructura que más se adecúe al diseño arquitectónico, primero teóricamente, después se realizará el diseño estructural y cuadros de comparación como también una planilla de costos para verificar si existe una alternativa más económica.

1.2 OBJETIVOS.

La propuesta de proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1 OBJETIVO GENERAL.

Análisis y diseño estructural de dos alternativas de cubiertas metálicas horizontales de grandes luces aplicado a la cubierta de estereoestructura del Auditorio de la Unidad Educativa Liceo Tarija.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Estudio de la aplicación de las cubiertas metálicas aplicadas a grandes luces.
- Comparación teórica de las estructuras de acero en nuestros días, donde se muestran las características principales de este material y su aplicación en cubiertas metálicas, así como las tipologías de perfiles más comunes y utilizadas para ello, métodos de unión entre éstos, conservación y mantenimiento.
- Presentación y análisis de las tipologías lineales de cubiertas estudiadas.
- Análisis de las alternativas a través del programa SAP 2000 de las cubiertas aplicadas y obtención de resultado en cuanto al peso, deformada máxima y aprovechamiento de la resistencia de las barras que forman la cubierta.
- Análisis comparativo de las alternativas propuestas con la estructura en ejecución.

1.3 JUSTIFICACION.

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1 TEÓRICA.

La construcción de una estructura es una tarea muy extensa ya que se deben diseñar todos los componentes de la misma. Una obra de ingeniería civil debe buscar que se cumplan tres aspectos muy importantes: seguridad, durabilidad y economía. Cuando se hacen diseños de estructuras, se debe hacer un análisis de alternativas respetando el diseño arquitectónico, cuando por falta de tiempo u otros aspectos se omite el estudio de alternativas en un proyecto, se puede correr el riesgo de diseñar una obra que sea muy costosa y técnicamente inviable. El presente proyecto se lo realiza para poder tener una base que facilite un análisis rápido de alternativas para una cubierta metálica plana, es un estudio de los sistemas lineales de cubiertas, es decir, celosía metálica plana y viga de alma llena, estas estructuras se analizarán y compararán con una cubierta ya ejecutada, que al ser una estructura estérea pertenece al sistema superficial, se obtendrán todos los datos posibles para lograr tener una referencia eficaz.

1.3.2 ACADÉMICA.

Con el presente trabajo se pretende profundizar todos los conocimientos adquiridos sobre el diseño de cubiertas metálicas planas y la importancia que tiene el estudio de alternativas de solución.

1.3.3 METODOLÓGICA.

Para cumplir a cabalidad con lo planteado, se elaborará un estudio de alternativas preliminar, se realizará el diseño de las cubiertas seleccionadas como mejor alternativa, se determinará la comparación con la cubierta que se adoptó actualmente para analizar las diferencias y posteriormente la planilla de costes.

1.3.4 PRÁCTICA.

Contribuir en el estudio de cubiertas metálicas aplicadas a grandes luces mediante comparaciones de comportamiento de las distintas estructuras.

1.4 ALCANCE DEL PROYECTO.

En este proyecto se pretende realizar lo siguiente:

- Respetando el diseño arquitectónico las alternativas de cubierta serán metálicas y horizontales.
- La comparación entre alternativas será según el peso total, deformada máxima, aprovechamiento del material y costo total.

1.4.1 RESULTADOS A LOGRAR Y RESTRICCIONES.

Los resultados a lograr en el desarrollo del proyecto son:

- Revisión de las cubiertas metálicas horizontales más utilizadas en el cubrimiento de luces grandes.
- Elección de las alternativas que mejor se adecúen al proyecto.
- Análisis de las cargas que soportará la cubierta.
- Diseño estructural de las cubiertas seleccionadas mediante el programa SAP2000.
- Análisis y comparación de pesos, deformadas, aprovechamiento del material y costos de las alternativas escogidas.
- Realización de planos estructurales en Auto Cad.
- Elaboración del informe del proyecto.

Lo que no se diseñará en el proyecto será lo siguiente:

- No se realizará el cálculo de las instalaciones (agua potable, sanitaria, eléctrica) solamente se incluirá en el presupuesto y cronograma como referencia.

CAPITULO II

ESTRUCTURAS METÁLICAS Y LAS CUBIERTAS

(MARCO TEÓRICO)

2.1 INTRODUCCIÓN.

La cubierta es el principal elemento de cierre en una edificación. La cubierta transmite las solicitaciones que contribuyen al dimensionado de columnas, vigas y zapatas, motivo por el cual es muy importante hacer un estudio preliminar para la correcta elección de la cubierta tomando en cuenta el diseño arquitectónico y funcionamiento de la estructura.

En el presente trabajo, se hace un análisis comparativo de las diferentes alternativas de cubiertas metálicas ligeras de grandes luces para el nuevo auditorio del colegio Liceo Tarija frente a la ya diseñada estereoestructura. Este análisis se lo realiza respetando el diseño arquitectónico actual el cual hace referencia a una cubierta plana accesible sólo para mantenimiento, los aspectos a analizar en las alternativas que se elijan como las más viables son su comportamiento estructural, bajo peso, la posibilidad de elaboración fuera de obra, la facilidad en la instalación de las mismas, la versatilidad en la elaboración de nuevas geometrías, la reducción de costos y tiempos de ejecución con respecto a otros sistemas. Debido a que la cubierta del auditorio se construirá de todas maneras con la estereoestructura este proyecto servirá de guía para futuros diseños en los cuales se requiera de una cubierta plana de grandes luces.

2.2 RESEÑA HISTÓRICA.

El hecho de que el estudio se base en las cubiertas metálicas de grandes luces hace que a la hora de hacer un análisis histórico de estas nos centremos en las construcciones realizadas a partir del XVIII, haciendo hincapié en determinadas épocas y ejemplos específicos que por determinadas características marcaron un antes y un después a lo que uso de materiales, diseños y visión se refiere.

2.2.1 PRIMEROS USOS DEL HIERRO.

Fue durante el siglo XVIII, incentivado por la Revolución Industrial, cuando comienza a usarse el hierro como elemento estructural; un ejemplo de ello lo tenemos en

1706 donde fabrican en Inglaterra las columnas de fundición de hierro para la construcción de la ``Cámara de los Comunes en Londres`` y vigas del mismo material que servían de soporte a los arcos conforma de U invertida en el ``Salón de Westminster``.



Figura 1. Salón de Westminster a principios del siglo XVIII.

Fuente: (Cruz, 2012)

El hierro irrumpe en el siglo XIX dando nacimiento a una nueva arquitectura, de la cual se hace protagonista a partir de la Revolución Industrial, llegando a su auge con la producción estandarizada de piezas. Aparece el perfil ``doble T`` en 1836, reemplazando a la madera y revoluciona la industria de la construcción creando las bases de la fabricación de piezas en serie. Se puede destacar tres obras significativas del siglo XIX, las cuales son unos claros exponentes de esa revolución: En primer lugar encontramos en el Palacio de Cristal, de Joseph Paxton, construida en Londres en 1851 para la Exposición Universal; esta construcción posee una importante característica, resuelve estructuralmente y mediante procesos de prefabricación el armado y desarmado de la estructura, y establece una relación novedosa entre los medios técnicos que tenían a disposición en aquella época y los fines expresivos del edificio. Cabe destacar la utilización del vidrio como parte principal de sus fachadas. (Galería de las Máquinas), construcción que da a conocer las ventajas plásticas del metal con una estructura ligera y mínima que permite alcanzar grandes luces adquiriendo además una transparencia nunca lograda antes. Posee una estructura de arcos planos ojivales los cuales permiten eliminar empujes y, por tanto, da lugar a la eliminación de contra fuertes. Otra característica muy interesante, por el tema que se trata, sobre esta construcción es el concepto que adquiere de cubierta en el que ésta deja de ser uno de los elementos arquitectónicos perteneciente al sistema estructural para convertirse en el único elemento que integra a éste, dando lugar a un gran espacio diáfano.

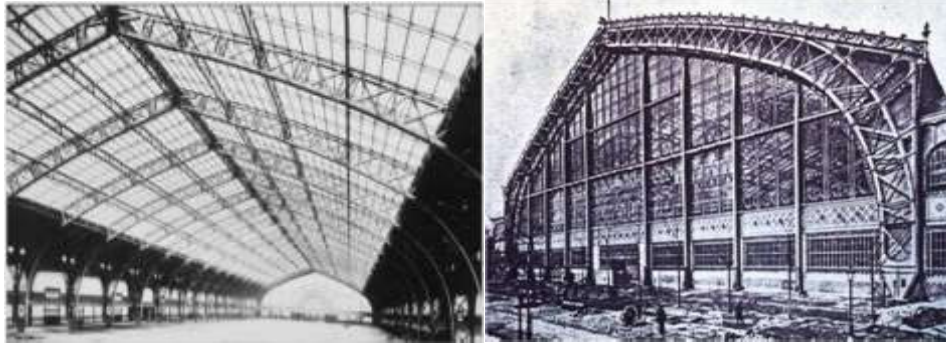


Figura 2. Galería de las Máquinas

Fuente: (Cruz, 2012)

2.2.2 CÚPULAS METÁLICAS.

Es durante la segunda mitad del siglo XX cuando las estructuras metálicas, y más concretamente hablando de las cubiertas, irrumpen a la hora de diseñar y construir cúpulas, consiguiendo con ellas alcanzar luces como nunca antes se había conseguido. Es en 1811, cuando el arquitecto François-Joseph Bélanger y el ingeniero François Brunet crean el “CornMarket” de París la que sería la primera cúpula metálica.



Figura 3. Cúpula de la Cámara de Comercio de París, CornMarket

Fuente: (Cruz, 2012)

En este caso cabe destacar las llamadas cúpulas Schwedler, las cuales se preocupan en alcanzar el mínimo peso posible en la cubierta para lograr así un ahorro importante de material manteniendo el costo de la estructura más controlado y a la vez consiguiendo salvar una gran luz.

2.2.3 SISTEMA DE PÓRTICOS.

Fue durante la década de los 50 cuando ingenieros y arquitectos se centran en trabajar con el acero para conseguir estructuras más ligeras y un mayor ajuste de este para así salvar luces cada vez mayores. Un gran ejemplo de ello lo encontramos en los sistemas de estructuras que se basan en la sucesión de pórticos planos, donde destacan los trabajos más representativos de Mies como el Crown Hall de Chicago.



Figura 4. Pórticos planos del Crown Hall de Chicago.

Fuente: (Cruz, 2012)

2.2.4 ESTRUCTURAS ESPACIALES

Podemos decir que un paso más evolucionado en cuanto al uso del acero en este tipo de cubiertas lo encontramos en el sistema de pórticos que utiliza una serie de pórticos espaciales de malla de barras que reducen considerablemente el peso de la estructura, un ejemplo de ello lo encontramos en el Sainsbury Centre of Visual Arts de Norman Foster, en el cual se consigue salvar 30m de luz con una disminución más que significativa en el peso de la cubierta en comparación con otras tipologías que previamente se pensaron para este edificio.



Figura 5. Sainsbury Centre of Visual Arts de Norman Foster

Fuente: (Cruz, 2012)

Viendo las ventajas que el sistema de vigas espaciales introduce en la construcción y diseño de elementos, se empieza a desarrollar y utilizar las estructuras estereas, las cuales están relacionadas con los emparrillados de doble capa como veremos posteriormente. Una de las características principales de este sistema es que los esfuerzos están obligados a transmitirse por las barras consiguiendo así un reparto de cargas uniforme y rápida, además la colocación y distribución de las barras genera un aumento de la rigidez a torsión de éstas, lo cual mejora la eficiencia de la estructura reduciendo flexión y flechas. Todas estas características dan lugar a unas cubiertas muy ligeras y a la vez muy rígidas.



Figura 6. Cubierta esterea del Pabellón de deportes de San Pablo, Sevilla

Fuente: (Cruz, 2012)

A su vez, como generalmente ocurre con los elementos estructurales metálicos, este es un sistema que claramente está enfocado a una producción y montaje industrializado, ya que el hecho de que esté generalmente constituido por una serie de barras de similar tamaño unidas por nudos iguales hace que sea muy susceptible de ser, como anteriormente nombramos, elementos industrializados.

2.2.5 EMPARRILLADOS.

Otro importante sistema en la evolución de las cubiertas metálicas de grandes luces lo encontramos en el uso de una disposición ortogonal de las vigas formando un emparrillado, el cual puede estar formado por vigas de alma llena, vigas en celosía. Éste sistema fue evolucionando a la par que el anterior desde mediados de la década de los 40. Es en esta época donde Mies Van Der Rohe adquiere gran relevancia, dando lugar a proyectos posteriores tales como New National Gallery de Berlín, el cual posee la característica de que para cubrir una luz de 65 metros utiliza un sistema de emparrillado formado por vigas de alma llena cuya característica principal es la disposición de los pilares, los cuales no se sitúan en las esquinas

de la cubierta si no dejando un voladizo de unos 18 metros para así mejorar la distribución de flectores y disminuir los momentos.



Figura 7. New National Gallery de Berlín.

Fuente: (Cruz, 2012)

Se empieza entonces una época en la que se realizan estudios sobre cómo afecta la disposición de las barras al conjunto de la estructura. Gran artífice de ello fue Robert le Ricolais, el cual se centró en de mejorar la distribución de momentos para conseguir un canto menor de los emparrillados, dando lugar a la malla ortogonal, la malla diagonal y la malla triangular, las cuales analizaremos en apartados sucesivos. Es entonces cuando toman gran importancia los sistemas de emparrillados de doble capa, en los cuales encontramos el anteriormente analizado de cubiertas estereas y los emparrillados de cerchas, que básicamente se realizan uniendo con barras verticales y diagonales dos elementos o mallas horizontales paralelas. Uno de los proyectos más importantes y promotor de los emparrillados de doble capa es el proyecto del Convention Hall de Chicago de Mies van derRohe, el cual supera una luz de 220 metros.

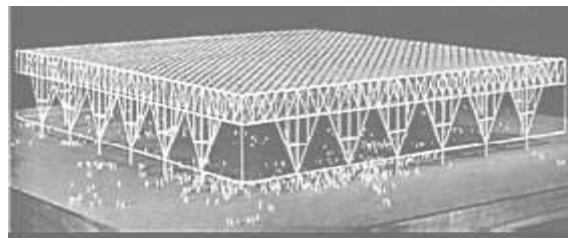


Figura 8. Proyecto del Convention Hall de Mies

Fuente: (Cruz, 2012)

2.3 CONSTRUCCIONES METÁLICAS EN LA ACTUALIDAD.

2.3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS.

Como hemos visto en apartados anteriores, 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 debidos 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 éste 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 éste 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 sólo 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 si para ello es necesario el uso de mano de obra más especializada, lo cual encarece tanto la fabricación de los elementos como su montaje.

2.3.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DEL ACERO.

a) Ventajas

- Alta resistencia por unidad de peso lo que permite estructuras relativamente livianas y en consecuencia espacios más diáfanos, con menor número de apoyos.
- Dimensiones menores de los elementos estructurales.
- Avisa con grandes deformaciones antes de que se produzca algún fallo estructural debido a la ductilidad del material.
- Se trata de un material muy uniforme ya que las propiedades del acero no cambian considerablemente a lo largo del tiempo.
- Homogeneidad del material.
- Mayor exactitud dada la prefabricación en taller.
- Capacidad de adquirir gran cantidad de formas.
- Posibilidad de reforma de manera más sencilla para adaptarse a nuevos usos del edificio lo cual es más habitual en el caso de equipamientos, edificios de oficinas, naves industriales, etc.
- Posibilidad de reutilizar el acero tras desmontar la estructura.

b) Desventajas

- Corrosión.
- Problemática en caso de incendios.
- Pandeo ya que se utilizan elementos esbeltos sometidos a compresión (soportes metálicos). No obstante, las estructuras se calculan evitando estos fenómenos.
- Mayor coste de la estructura y su posterior mantenimiento: pinturas contra la corrosión, paneles de protección frente al fuego, etc.
- Mano de obra especializada para el montaje, muy especialmente de uniones soldadas, cuya correcta realización resulta de extrema importancia para la rigidez total del conjunto.

2.3.3 EL ACERO ESTRUCTURAL. (McCormac, 2011)

El acero resulta de la combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, que generalmente es menor al 1% y pequeños porcentajes de otros elementos siendo uno de los materiales estructurales más importantes, ya que es de alta resistencia en comparación con otros materiales estructurales, otras de sus propiedades es la uniformidad ya que no cambia apreciablemente con el paso del tiempo, como las estructuras de concreto reforzado, que se da por el efecto del flujo plástico. La elasticidad del acero es otra característica importante, ya que es capaz de recuperar su estado primitivo después de que se le ha aplicado una fuerza que lo deforma, esto se da si la deformación no ha pasado un límite (límite de elasticidad), este comportamiento sigue la ley de Hooke. La durabilidad; si el mantenimiento de la estructura es adecuado, ésta tiende a tener un ciclo de vida más largo. La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones antes de fallar bajo esfuerzos de tensión muy grandes. En el acero con bajo contenido de carbono, en la prueba de tensión sufre una reducción considerable en su sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se fracture. La tenacidad es otra es otra propiedad; el acero cuando se le aplica una fuerza considerable que provoca una gran deformación en su sección transversal, será aún capaz de resistir mayores fuerzas.

Otra ventaja es la soldabilidad que consiste en la unión de dos metales por presión y fusión, esto se realiza a altas temperaturas (soplete, etc.). La facilidad de corte es otra propiedad ya que se puede cortar fácilmente. El acero se produce por la refinación del mineral de hierro y metales de desecho, junto con agentes fundentes apropiados; Coke (para el carbono) y oxígeno, en hornos a alta temperatura, para producir grandes masas de hierro llamadas de primera fusión. El arrabio se refina aún más para mover el exceso de carbono y otras impurezas y/o se combina (aleación) con otros metales como cobre, níquel, cromo, manganeso, molibdeno, fosforo, sílice, azufre, titanio, columbio, y vanadio, para producir las características deseadas de resistencia, ductilidad, soldabilidad y resistencia a la corrosión. Los lingotes de acero obtenidos de este proceso pasan entre rodillos que giran a la misma velocidad y en direcciones opuestas para producir un producto semiterminado, largo y de

forma rectangular que se llama plancha o lingote, dependiendo de su sección transversal. Desde aquí, se envía el producto a otros molinos laminadores para producir el perfil geométrico final de la sección, incluyendo perfiles estructurales así como barras, alambres, tiras, placas y tubos. El proceso de laminado, además de producir el perfil deseado, tiende a mejorar las propiedades materiales de tenacidad, resistencia y maleabilidad. Desde estos molinos laminadores, los perfiles estructurales se embarcan a los fabricantes de acero o a los depósitos, según se soliciten.

Algunas propiedades de las mas importantes del acero estructural es el módulo de elasticidad (Es), relativamente independiente de la resistencia de fluencia; el módulo de elasticidad para todos los aceros es de 1968400 Kg/cm² (28000 Ksi) a 2109000 Kg/cm² (30000 Ksi), pero el que generalmente se toma para el diseño es de 2100000 Kg/cm² o 29 000 Ksi. La densidad del acero estructural es de 7.85 Ton/m³ o 490 Lbs/pe³.

- El módulo cortante (G) es otra propiedad y se puede calcular como:

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \mu)} \quad \text{Ecuacion 2.3.1}$$

Donde:

μ = Coeficiente de Poisson, igual a 0.3 para el acero.

E= Módulo de elasticidad del acero

Usando $\mu=0.3$; $G=784615 \text{ kg/cm}^2$

- El coeficiente de expansión térmica del acero (α).

$$\Delta L = \alpha * (T_f - T_i) * L \quad \text{Ecuacion 2.3.2}$$

Donde:

ΔL = Diferencial de longitud

L= Longitud del material analizado

Ti= Temperatura inicial

Tf= Temperatura final

α = Coeficiente de temperatura 11.25×10^{-6} por Celsius

- El punto de fluencia (F_y) y resistencia última a tensión (F_u). Ver Tabla 1.

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos recomendados	F_y min. Ksi.	F_u min. Tensión Ksi
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	36, pero 32 si el espesor es mayor de 8 pulg.	58-80
A529	Al carbono	Perfiles y placas hasta de 1/2 pulg.	Similar al A36	42-50	60-100
A572	Columbio-vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles, barras y placas hasta de 6 pulg.	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con F_y grado 55 o mayor	42-65	60-80
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión	Perfiles, barras y placas hasta de 5 pulg.	Construcción soldada o atornillada o remachadas; técnica de soldado muy importante. No para puentes soldados con F_y grado 55 o mayor	42-50	63-70
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Barras y placas hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada	42-50	63-70
A852	Aleación templada y revenida	Barras y placas solo hasta de 4 pulg.	Construcción soldada o atornillada principalmente para puentes y edificios soldados. Proceso de soldadura de importancia fundamental.	70	90-100
A514	Baja aleación templada y revenida	Placas solo de 2 1/2 a 6 pulg.	Estructura soldada con gran atención a la técnica; no se recomienda si la ductilidad es importante	90-100	100-130

Tabla 1. Propiedades de los aceros estructurales.

Fuente: (McCormac, 2011)

2.3.3.1 Productos de acero.

Los lingotes de acero de la refinación del arrabio se laminan para formar placas de anchos y espesores variables; diversos perfiles estructurales; barras redondas, cuadradas y rectangulares; tubos. La mayor parte del laminado se efectúa sobre el acero en caliente, y el producto se llama “acero laminado en caliente”. Después de que se enfrían, algunas de las placas más delgadas se laminan o doblan aún más, para hacer productos de acero laminados en frío o “formados en frío”.

a) Perfiles W

Este tipo de perfil es el que generalmente se usa para el diseño, ya que es un perfil de patines anchos, es doblemente simétrico.

b) Perfiles S

Estos perfiles se conocían anteriormente como vigas I (vigas American Standard), siendo doblemente simétricos. Estos se diferencian con los perfiles W por tener el patín más chico, con una pendiente aproximada de 16.7° , su peralte nominal y el teórico son iguales a diferencia de los perfiles W que varían.

c) Perfiles M.

Son perfiles ligeros y simétricos. Existen 20 perfiles de este tipo.

d) Perfiles C

Son perfiles de canal, con la misma inclinación de los patines que los perfiles S, llamados anteriormente canales standard o American standard, siendo el peralte nominal igual al peralte teórico.

e) Perfiles MC

Éstos son perfiles en canal que no se clasifican como perfiles C. Se conocían como perfiles canales diversos o para construcción de barcos.

f) Perfiles L

Estos perfiles son de lados iguales o desiguales.

g) Perfiles T

Son tes estructurales que se obtienen cortando los perfiles W, S, M. Para la obtención de una WT, ST, MT respectivamente, generalmente el corte se hace a la mitad, pero también se pueden cortar más largos. Las tablas con perfiles T se basan en cortes simétricos.

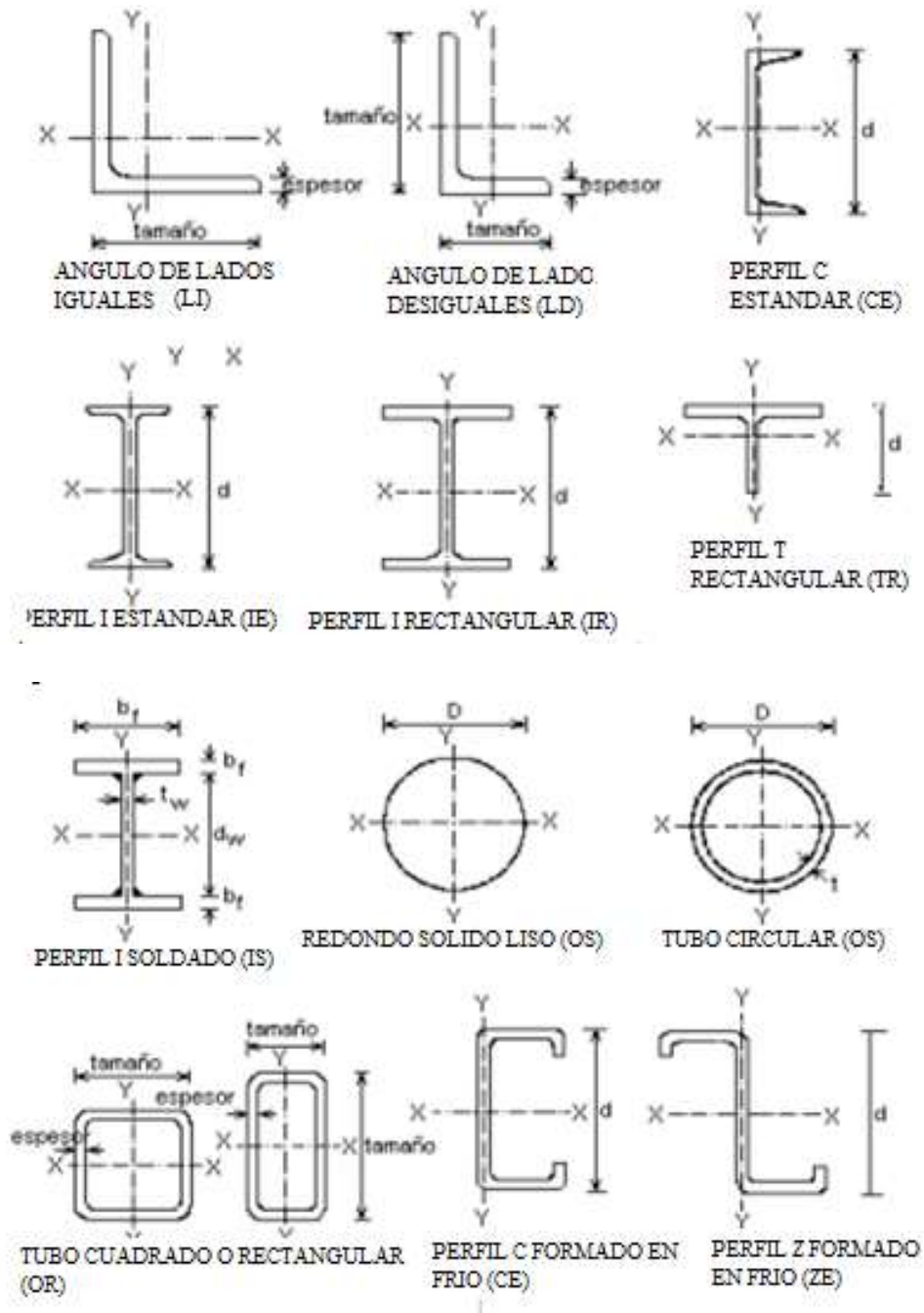


Figura 9. Secciones de perfiles laminados

Fuente: (McCormac, 2011)

2.3.3.2 Resistencia del acero.

Las propiedades del acero estructural nos permiten conocer el comportamiento de las estructuras de acero, y para entender parte de ese comportamiento se cuenta con los diagramas de esfuerzo-deformación. El esfuerzo de fluencia es la propiedad más importante que ingeniero estructural considera para un diseño, ya que la mayoría de los procedimientos se basan en él. La resistencia de fluencia es el mínimo valor garantizado por el productor de acero y que se basa en el promedio estadístico y la consideración del valor mínimo de fluencia obtenido mediante un gran número de pruebas. Así, para el acero A-36, el valor garantizado es $F_y=36$ Ksi (2530 Kg/cm²), pero el valor más probable será del orden de 43 a 48 Ksi (3020 a 3370 Kg/cm²). De modo similar, un acero A-44 con un punto de fluencia de 50 Ksi (3515 Kg/cm²), tendrá una resistencia de fluencia del orden del 57 Ksi (4000 Kg/cm²). Conforme la fluencia garantizada hasta aproximadamente 65 Ksi (4670 Kg/cm²) los valores real y garantizado, convergen.

En los años treinta, se inició la producción de acero de alta resistencia y también resiste a la corrosión, y al que se le designó como A-272 (está descrito en la especificación A-272 de la ASTM). En 1959 se escribió la especificación ASTM A-440, para otro acero de alta resistencia, aplicable a la construcción con remaches y tornillos; en 1960 se introdujo el acero A-441, aplicable a la construcción soldada. Todos estos tres aceros tienen un punto de fluencia que depende del espesor del metal, como se muestra en la tabla 1.

Desde cerca de 1964 se han incorporado las normas ASTM las especificaciones para varios otros aceros de alta resistencia (baja aleación); estos aceros aparecen como A-572 y A-588. En la tabla 1 se muestra que el acero descrito en la especificación A-572 cubre varias resistencias de fluencia, llamadas grados, tales como los grados 42, 45, 50, 60 y 65 para el correspondiente esfuerzo mínimo garantizado de fluencia en Ksi. En general, la resistencia de fluencia de estos nuevos aceros también depende del espesor como se muestra en la Tabla 1.

Desde cerca de 1900 a 1960, el grado principal de acero disponible era el llamado A-7 con $F_y = 33$ Ksi (2320 Kg/cm²) ; esto fue la consecuencia de la mayor popularidad de la soldadura debido a las actividades en la construcción de buques en la segunda guerra mundial. Cuando se renueven edificios más antiguos, el ingeniero estructural puede

ocuparse de incorporar los nuevos aceros a los antiguos grados. A partir de 1960 se han sustituido los grados de acero A-373 y A-7 por aceros que

representan un 10 % de aumento en la resistencia de fluencia sobre el grado A-7.

En términos de costo/unidad de masa, el acero A-36 es el más económico. Los aceros de alta resistencia tienen su aplicación principal en aquellos casos donde los esfuerzos son principalmente de tensión. Las vigas de acero de alta resistencia pueden tener una deflexión excesiva, debido a su módulo de sección reducido. Las columnas de acero de alta resistencia pueden resultar menos económicas que el acero A-36 si la relación de esbeltez (KL/r) es grande.

Las trabes híbridas en el que se usa el acero de alta resistencia en los patines, o las columnas armadas, en estas puede que suministre mejores soluciones en los casos que se restrinjan las dimensiones de los miembros. En su caso determinado, es necesario efectuar un análisis económico y de disponibilidad para determinar si es apropiado usar acero de alta resistencia.

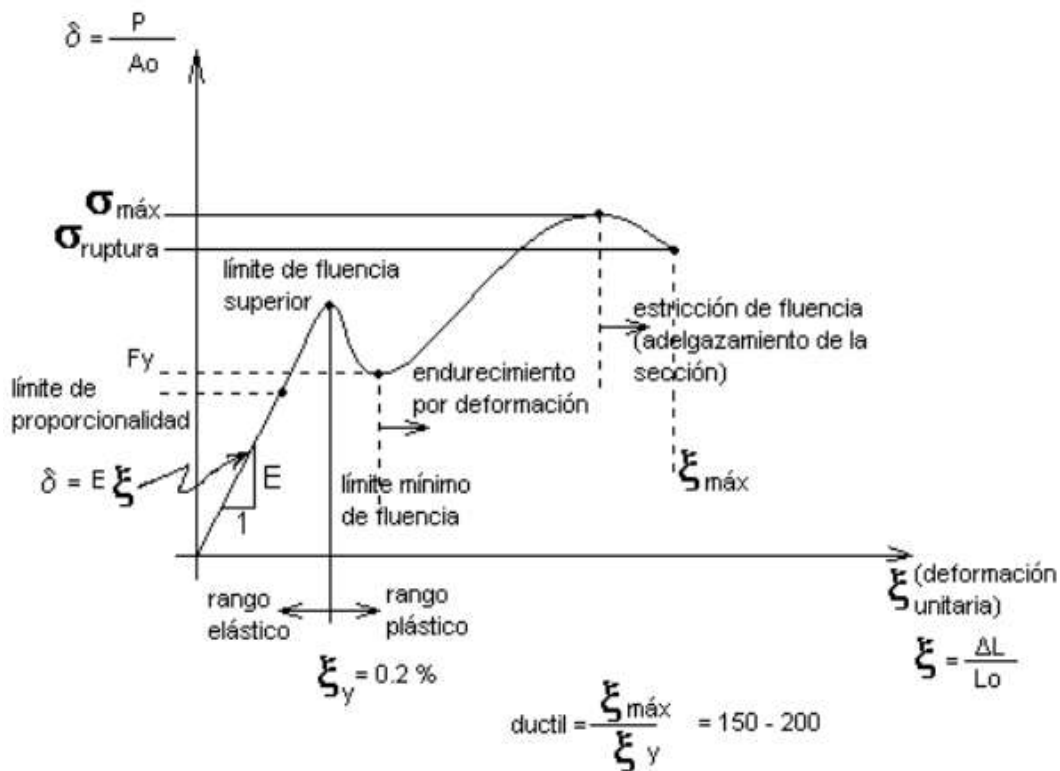


Figura 10. Diagrama Esfuerzo-Deformación del acero

Fuente: (McCormac, 2011)

El límite de proporcionalidad es el punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación, para la cual todavía es válida la ley de Hooke. Cuando un material soporta un esfuerzo (máximo), sin que se deforme permanentemente se dice que está en su límite elástico en el cual se basa el diseño por esfuerzos permisibles o diseño elástico; en el rango donde el acero se deforma después del esfuerzo de fluencia, sin que se incremente el esfuerzo, se le considera rango plástico o deformación plástica, en la cual se basa el diseño plástico o diseño último, lo cual aprovecha la resistencia de reserva (deformación plástica) que proporciona la ductilidad del acero. En la zona de endurecimiento por deformación el acero requiere esfuerzos adicionales para que se pueda deformar más; posteriormente alcanza un esfuerzo máximo sin que se rompa todavía, el esfuerzo de ruptura sucede por debajo del esfuerzo máximo, cuando el acero presenta una reducción máxima de su sección transversal (estricción de fluencia)

2.3.3.3 Métodos de diseño.

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

Es importante tener en cuenta tanto el método de diseño a utilizar, como las normas vigentes del medio en el que se desempeña el ingeniero. Anteriormente no se contaba con normas que regularan los métodos de diseño de las estructuras de techo, el diseño se basaba principalmente en la experiencia empírica de las personas encargadas de la obra.

En la actualidad las normativas salvadoreñas establecen requisitos mínimos en el diseño de las estructuras que toman en cuenta la intensidad a la que se ve sometida una estructura por los efectos de cargas gravitatorias y accidentales (entre ellos vientos y sismo)

los cuales son los que mayor efecto tienen sobre las estructuras de techos. Estos requerimientos se encuentran en la “Norma Técnica de diseño por viento” y la “Norma Técnica para el Diseño por Sismo”. Respectivamente para el diseño de estructuras por el efecto de estas cargas, dichas normas fueron publicadas en 1997 con asociación del Ministerio de Obras Públicas (MOP) y la Asociación de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) como parte del “Reglamento de Seguridad Estructural de las Construcciones”.

- **Combinaciones de carga**

El manual del LRFD Propone las siguiente combinaciones de carga con el objeto de incrementarlas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de cargas vivas y cargas muertas.

Combinaciones usuales de cargas consideradas en el LRFD
1,4D
$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
$1,2D + 1,6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ o } 0,8W)$
$1,2D + 1,6W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
$1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$
$0,9D \pm (1,6W \text{ o } 1,0E)$

Cuadro 1. Combinaciones de carga según LRFD

Fuente: (McCormac, 2011)

Donde:

- D:** Carga muerta
- L:** Carga viva debido a equipo y ocupación.
- L_r:** Carga viva de techo
- S:** Carga de nieve
- R:** Carga de lluvia o hielo
- W:** Carga de viento
- E:** Carga por sismo

- **Factores de reducción de resistencia**

Factor de Reducción (Ø)	SITUACIÓN
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal ala área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307)
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

Cuadro 2. Factores de reducción de resistencia

Fuente: (McCormac, 2011)

2.4 TIPOLOGÍAS DE CUBIERTAS DE GRANDES LUCES. (Vedoya, 2009)

El diseño arquitectónico de la cubierta del auditorio del colegio Tarija es una cubierta plana de dimensiones 19m.* 35.5m. Este dato elimina varias alternativas de estudio que serán nombradas a continuación para conocimiento general de las cubiertas de grandes luces.

2.4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE CUBIERTAS.

Cuando nos disponemos a establecer una clasificación de las estructuras en general, podemos hacerlo desde cuatro puntos de vista, o conceptos, no excluyentes entre sí:

- 1. Por la conformación externa.**
- 2. Por los elementos resistentes constitutivos.**
- 3. Por los esfuerzos internos dominantes.**
- 4. Por las condiciones de vínculo.**

Antes de considerar en particular cada uno de éstos, recordemos el concepto de estructura: “Conjunto de elementos resistentes que accionan y reaccionan entre sí, en forma mancomunada, bajo el efecto de una fuerza exterior al sistema”.

También repasemos el concepto de elemento resistente: “Todo elemento capaz de oponer una reacción al efecto de cualquier fuerza externa que actúe sobre él (principio de acción y reacción)”.

Para una mejor y más acertada clasificación de las estructuras, destacamos previamente la diferencia que existe entre las partes y el todo:

- En razón del concepto de estructura, y de acuerdo a la definición de elemento resistente, vemos que toda parte de una estructura, o elemento resistente que la compone constituye, en sí mismo, una estructura (vigas, columnas, losas, etc.).
- Por otra parte, independientemente del comportamiento particular de cada una de las partes que componen una estructura, el conjunto de estas partes o componentes estructurales, pasa a comportarse como una unidad, y la estructura así constituida

se comporta como un Elemento resistente, más complejo, que llamaremos Sistema. Cada elemento resistente perteneciente a este sistema pasa a ser un Subsistema del mismo.

De este modo, distinguimos al elemento resistente básico del sistema estructural, que es un conjunto de elementos resistentes. Para hacer una clasificación de los elementos resistentes hacemos una consideración de los mismos desde dos conceptos: una desde el punto de vista geométrico, el otro teniendo en cuenta su calidad resistente. Aquí, considerar la calidad y no la capacidad, tiene sentido, como veremos a continuación:

- a. Por su condición geométrica, clasificamos al elemento según sea lineal (una dimensión), o superficial (dos dimensiones).
- b. Por su calidad resistente: el elemento puede ser rígido (resiste la acción de fuerzas externas manteniendo su forma), o no rígido (resiste la acción de fuerzas externas adoptando formas compatibles con la orientación de las mismas).

Haciendo una combinación de todos los conceptos precedentes, estamos en condiciones de realizar la siguiente clasificación de las estructuras:

1. Por sus elementos resistentes	
a. Sistemas estructurales Discontinuos (lineales)	<ul style="list-style-type: none"> • Estructuras rígidas (barras) • Estructuras no rígidas (tensores)
b. Sistemas estructurales Continuos (superficiales)	<ul style="list-style-type: none"> • Estructuras rígidas (cascaras o laminas) • Estructuras no rígidas (membranas)
2. Por los esfuerzos internos dominantes	
a. Estructuras de tracción pura	
b. Estructuras de compresión pura	
c. Estructuras de flexión: Simple o compuesta	
3. Por sus condiciones de vinculo	
d. Estructuras isostáticas	
e. Estructuras hiperestáticas	

Cuadro 3. Clasificación de las estructuras

Fuente: (Vedoya, 2009)

Primeramente, se considera a las estructuras según sus elementos constitutivos. Para ello, tenemos en cuenta, ante todo, los elementos resistentes que las conforman, para formar el cuadro siguiente:

1. Sistemas Lineales Rígidos: el elemento resistente lineal rígido recibe el nombre de *barra* (aunque también suele conocerse por el nombre que lo identifica según su comportamiento estructural: *viga, columna, arco*, etc.). Los materiales aptos para este fin, son aquellos de caracteres rígidos: madera, metales, hormigón armado, etc.

2. Sistemas Lineales No Rígidos: el elemento resistente lineal no rígido recibe el nombre de *tensor*. Los materiales aptos son: cables, sogas, cadenas, etc.

3. Sistemas Superficiales Rígidos: el elemento resistente es la lámina, también llamada cáscara. Los materiales aptos son: madera, metales, plásticos, hormigón armado, etc.

4. Sistemas Superficiales No Rígidos: el elemento resistente superficial no rígido recibe el nombre de membrana. Los materiales aptos son: lonas, tejidos densos, láminas sintéticas no rígidas, poliéster, etc.). No entran en esta clasificación las redes y las mallas abiertas, que corresponden al primer sistema, por tratarse de conjuntos de elementos lineales no rígidos.

También podemos agrupar los dos primeros sistemas en una sola familia, considerándolos como Sistemas Discontinuos, y del mismo modo, los dos siguientes (el 3 y el 4), como Sistemas Continuos. Por otro lado, estableciendo una relación entre las capacidades resistentes de estos grupos, los podemos agrupar de esta otra manera:

1. Estructuras de Tracción Pura: agrupa a los dos sistemas de estructuras no rígidas de tensores y de membranas (cubiertas colgantes y estructuras neumáticas).

2. Estructuras de Compresión Pura: agrupa algunos tipos estructurales basados en el uso de barras y algunos casos de estructuras laminares o de cáscara (columnas, arcos y cúpulas).

3. Estructuras de Flexión (Simple y Compuesta): agrupa a estructuras que se desarrollan con elementos rígidos, y generalmente, son lineales. Las estructuras laminares son una combinación de esfuerzos de tracción y de compresión (losas, vigas, bases, pórticos, etc.). En este estado de cosas, vemos la necesidad de incluir una nueva acepción, la de ubicación del sistema en el espacio, según sus dimensiones, para interpretar de una manera más clara el concepto de las estructuras lineales rígidas:

- a. Unidimensionales:** bases, vigas, columnas, arcos.
- b. Bidimensionales:** reticulados planos, vigas de celosía, pórticos.
- c. Tridimensionales:** reticulados espaciales o estéreo estructuras, esqueletos de edificios.

Estas mismas consideraciones podemos hacerlas para el caso de las estructuras de elementos lineales no rígidos:

- a. Unidimensionales:** tensores propiamente dichos.
- b. Bidimensionales:** mallas abiertas, tejidos abiertos, redes.
- c. Tridimensionales:** mallas y redes espaciales.

4. Por su Conformación Externa (según su Curvatura Total)

Por último, tanto las estructuras de tracción pura (lineales y superficiales no rígidas), como las restantes (lineales y superficiales rígidas, bi- y tridimensionales), permiten una clasificación según su conformación externa, teniendo en cuenta su extensión superficial (aún en el caso de los reticulados y las redes espaciales), y con ello las estudiamos según su curvatura total.

Pueden darse tres alternativas en el cruzamiento de las direcciones principales:

1. Curvatura Total Nula: es el caso en que una de las líneas, o ambas (generatriz y directriz) sea una recta, donde el producto de sus curvaturas será siempre nulo, por ser uno de los factores (o ambos), iguales a cero.

2. Curvatura Total Positiva: cuando las dos direcciones son líneas curvas y sus concavidades coincidentes en un mismo sector de espacio, sus radios de curvatura tendrán el mismo signo. En este caso, el producto de sus curvaturas será positivo, pues el producto de dos valores del mismo signo, positivos o negativos, es siempre positivo.

3. Curvatura Total Negativa: cuando las dos direcciones son líneas curvas y sus concavidades son opuestas en relación a los sectores en que dividen al espacio, sus radios de curvatura estarán ubicados en cada uno de estos sectores y, consecuentemente, serán de signo contrario. El producto de sus curvaturas será negativo, pues el producto de dos valores de signos contrarios, positivo y negativo, es siempre negativo.

2.4.1.1 Superficies de curvatura total nula.

A continuación se presentaran ejemplos reales de cubiertas de curvatura total nula más conocidos:

- Donde una de las líneas que la conforman es recta:



Figura 11. Aeropuerto DULLES de Eero Saarinen, en Virginia

Fuente: (Vedoya, 2009)

En el ejemplo de la figura 11 (Aeropuerto de Dulles), la estructura (de tracción pura de curvatura total nula) se resuelve con una cubierta de losetas premoldeadas de hormigón, de peso considerable, y sobrecarga, que resulta superior a las solicitaciones del viento y, por lo tanto, permite prescindir del sistema de estabilización secundario.



Figura 12. C.N. “Nuestra señora de Fátima” Piura

Fuente: (Vedoya, 2009)

Ésta cubierta usa lo que comúnmente se denominan ‘cerchas’ para cubrir un patio de entrada. Hay que resaltar la ligereza de la estructura, y, también que la forma cilíndrica que tiene hace ganar espacio, dando más comodidad a las personas. Trabaja a compresión.

- Donde ambas líneas son rectas



Figura 13. Hangar de Toluca, México (izquierda) y el hangar en Valencia, España.

Fuente: (Vedoya, 2009)

Esta estereoestructura es una cubierta que se utiliza para cubrir luces inmensas de hasta 300 m es muy versátil y eficiente ya que cuenta con nudos articulados que permite que las barras solamente funcionen a tracción y compresión, son livianas y se las utiliza sin cielo falso ya que es considerada una gran obra arquitectónica.



Figura 14. Vista externa (izquierda) e interna (derecha) del coliseo Manuel Pardo, Chiclayo

Fuente: (Vedoya, 2009)

Casi en la totalidad de la estructura se ha utilizado perfiles L. Esta estructura es liviana y como se ve en la figura se utilizó para cubrir una luz de 50 m.

2.4.1.2 Superficies de curvatura total positiva.

En este sistema de cobertura se encuentran las que tiene forma de domo y de plato:

- Domos

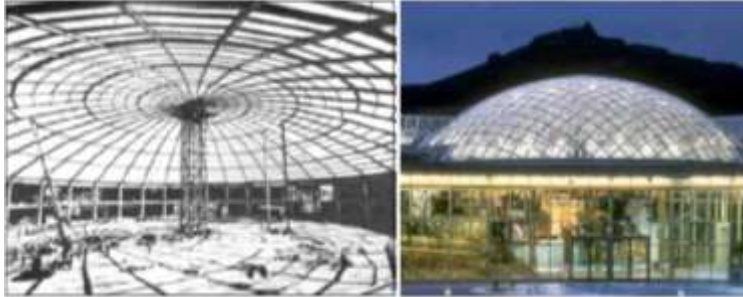


Figura 15. Centro Atlético y de asamblea de la Universidad de Notre Dame ubicada en Indiana, Estados Unidos (Izquierda); y Piscina Neckarsulm en la localidad de Neckarsulm, Alemania (derecha)

Fuente: (Vedoya, 2009)

Algunos ejemplos de cúpulas que se pueden mencionar son: el centro atlético y de asambleas de la Universidad de Notre Dame ubicado en Indiana, Estados Unidos, y en la parte izquierda de la figura 15 se observa su fase de construcción. También observamos en la parte derecha de la misma figura una cúpula bidireccional en la piscina Neckarsulm de la localidad de Neckarsulm, Alemania, donde se aprecia la malla metálica esférica formada por barras y cables en diagonal, tensados sobre el área de la piscina. Estos domos pueden variar de diámetro entre 4 a 18 m.

2.4.1.3 Superficies de curvatura total negativa.



Figura 16. Vista aérea de la cobertura de Southern Cross Station, Melbourne, con las cúpulas de doble curvatura, con láminas de aluminio cincado.

Fuente: (Vedoya, 2009)

En el siglo XX se abandonan las cúpulas tradicionales, y con hormigón armado se cubren espacios de grandes luces, con superficies delgadas de pequeño espesor. La 1ª cáscara delgada es la cúpula del Zeiss Planetarium (Jena 1925) de 6 cm de espesor, 25 m de diámetro y 12,5 m de altura, obra de Walter Bauersfeld. La armadura está formada por una malla triangulada de acero, sobre la que se vierte el hormigón. Hoy día la mayoría de los estadios, terminales de aeropuerto y grandes centros comerciales están cubiertos por membranas tensadas, con superficies superiores a los 100.000 m².



Figura 17. Las cúpulas de la estación de Melbourne vistas desde abajo.

Fuente: (Vedoya, 2009)

Requieren mínimos elementos de soporte de estructura rígida, y permiten un nivel de luz natural diurna aceptable. La membrana es capaz de soportar las cargas que se requieren en el Código Técnico de Edificación. En países fríos el refuerzo de la membrana permite afrontar la incidencia de una nevada. Las cubiertas tensadas emplean mástiles, tensores y cables, para tensar la lámina por sus extremos, en direcciones y sentidos opuestos, incluso fuera de plano. Las ventajas sobre la cubierta antigua convencional son un peso mínimo. Su coeficiente de transmisión de luz nos permite prescindir del vidrio, con sus inconvenientes de peso y rigidez. Las membranas comúnmente usadas transmiten el 13-16% de la luz solar incidente. La membrana se recibe en rollo, que hay que cortar según el diseño. Los patrones cortados se han de unir para formar la cubierta. Hay uniones cosidas, soldadas por alta frecuencia, ultrasonido, pegadas, etc. Luego hay que unir la membrana a los mástiles perimetrales, para transferir los esfuerzos normales, o tangenciales, de la membrana al sistema de borde. Existen bordes flexibles curvados y bordes rígidos. Finalmente están los mástiles intermedios o perimetrales (pivotantes, o articulados), necesarios para lograr la tensión adecuada.

2.4.2 OBJETO DE ESTUDIO TIPOLOGÍA DE CUBIERTAS LINEALES DE GRANDES LUCES.

Como ya se mencionó en capítulos anteriores que el diseño arquitectónico de la cubierta del auditorio del colegio nos limita a hacer un análisis pormenorizado solamente de las cubiertas metálicas planas y como indica el objetivo del proyecto se realizará el estudio de los sistemas lineales frente al sistema superficial ya diseñado.

2.4.2.1 Vigas de celosías. (Castro, 2014)

Una armadura, cercha, cabriada, viga de alma calada o reticulado es un conjunto de elementos resistentes (barras) ubicados en un plano o en el espacio que constituyen una estructura rígida y liviana. Debido a estas condiciones es capaz de cubrir luces relativamente grandes y por su configuración, plana o espacial, soportar cargas de entresijos y cubiertas, planas o inclinadas derivando las mismas a los apoyos mediante esfuerzos axiales, ya sea de tracción o de compresión.

Una armadura consiste en el ensamble de barras, dispuestas en forma de triángulo o combinación de ellos para conformar una estructura rígida global es decir, que no pueda deformarse el conjunto cinematicamente sino que se presionan sus elementos y por lo tanto solo puede deformarse elásticamente alguno de sus miembros. Si todos los elementos componentes quedan contenidos en un plano, el reticulado se lo denomina plano, y los esfuerzos generados en las distintas barras pueden obtenerse mediante las operaciones de los sistemas planos de fuerzas concurrentes. Un reticulado puede ser interpretado como una viga para la cual se ha optimizado su eficiencia estructural, quitándole material a lo largo de su zona central, donde las tensiones por flexión son pequeñas, pero dejando el material suficiente para resistir el corte horizontal y vertical, y alejando el material remanente de dicho plano para incrementar la resistencia a flexión.

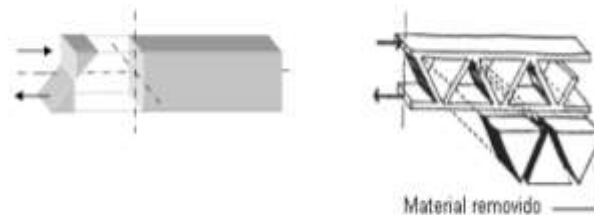


Figura 18. Comparación entre una viga de alma llena y una celosía.

Fuente: (Castro, 2014)

Un sistema de reticulado es un ensamble de barras dispuestas y vinculadas de manera tal que las inconvenientes tensiones internas por flexión y corte son eliminadas y reemplazadas por tensiones normales de tracción y de compresión. Un ejemplo se muestra a continuación en la Fig. 19

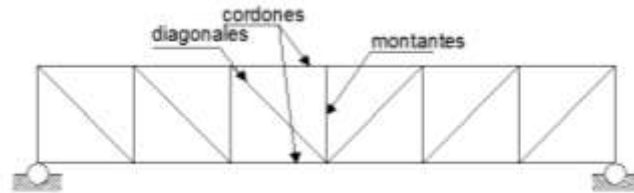


Figura 19. Componentes de una celosía

Fuente: (Castro, 2014)

Según su citación, las barras reciben los siguientes nombres:

Cordones: Formados por el conjunto de elementos que constituyen las cabezas superior e inferior de la estructura.

Montantes: las barras verticales dispuestas en el alma de la estructura.

Diagonales: Las barras inclinadas dispuestas en el alma de la estructura.

La configuración geométrica resultante involucra un proceso de optimización donde la masa es minimizada mediante el uso racional de la forma resistente, tales formas poseen valores específicos asociables al diseño creativo de las mismas determinado por el arquitecto.

Para aumentar la eficiencia económica de una armadura se recomienda:

- Minimizar el largo de las barras comprimidas.
- Minimizar el número de barras comprimidas, aún si se debe incrementar el de las barras traccionadas.
- Incrementar el espesor normal al plano de la armadura tanto como sea practico, de esta manera se reducirán las fuerzas axiales.

Cada punto donde se unen dos o más barras se denomina nudo y se encuentra en la intersección de los ejes de las mismas. Normalmente las armaduras se apoyan en columnas de acero, las cuales pueden ser de sección transversal I (secciones laminadas o hechas con tres placas soldadas), secciones en cajón (cuatro placas soldadas) o miembros armados.

También se utilizan en soluciones estructurales que requieren salvar grandes claros.

2.4.2.1.1 Tipología de vigas de celosía. (Fraile, 2010)

Mediante la combinación de las armaduras planas, se obtienen estructuras espaciales, en las que los elementos están orientados según dos o más direcciones. La armadura Pratt se caracteriza porque los montantes están sometidos a compresión y las diagonales a tensión.

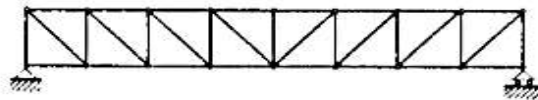


Figura 20. Viga tipo Pratt

Fuente: (Fraile, 2010)

La armadura Warren no tiene montantes y las diagonales están sometidas a tensión y compresión alternadamente.

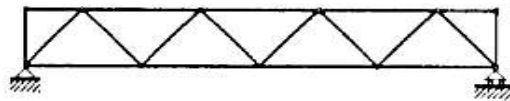


Figura 21. Viga tipo Warren

Fuente: (Fraile, 2010)

La armadura Howe se obtiene adosando también triángulos rectángulos, pero de manera que las diagonales simétricas se corten por encima de la viga. Las barras más largas trabajan a compresión, por lo que es peor solución que la anterior.

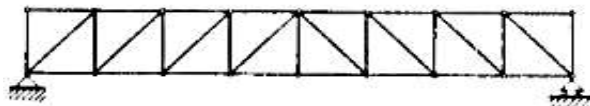


Figura 22. Viga tipo Howe

Fuente: (Fraile, 2010)

La armadura Tipo Cruz de San Andrés o en rombos es muy utilizada para arrostros horizontales y para hacer indeformables los pórticos cuyos nudos no son rígidos

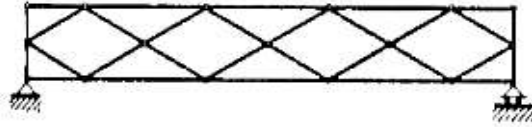


Figura 23. Viga en Rombo

Fuente: (Fraile, 2010)

Las armaduras tipo Pratt y Warren se usan en una gran variedad de aplicaciones, en las cubiertas de edificios o naves industriales y como vigas en los marcos rígidos que forman la estructura básica de un edificio convencional.

Un tipo de armadura especial, es la denominada Vierendell, que se caracteriza porque no tienen elementos diagonales que completen la triangulación, sino elementos horizontales y verticales que forman paneles con conexiones rígidas y que resisten fuerzas normales y cortantes.

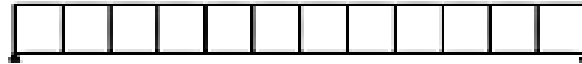


Figura 24. Viga en Vierendell

Fuente: (Fraile, 2010)

Debido a la gran cantidad de diseños de celosías a continuación se muestran las que cubren grandes luces y se las utiliza preferentemente en el diseño de puentes.

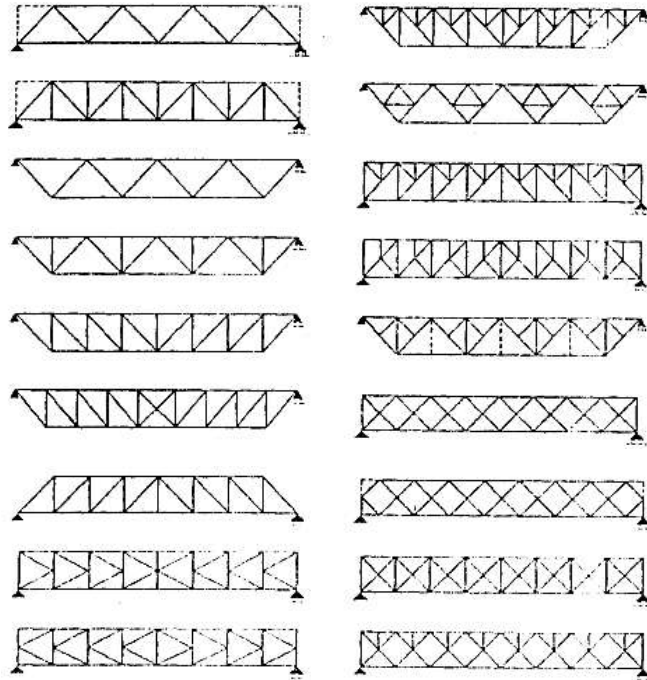


Figura 28. Vigas para luces importantes

Fuente: (Fraile, 2010)

2.4.2.1.2 Perfiles utilizados para las vigas de celosía.

Los perfiles más utilizados para las vigas de celosía son los perfiles T, los angulares L de alas iguales y desiguales, angulares dobles, perfiles C, doble C, los tubulares redondos, cuadrados y rectangulares.

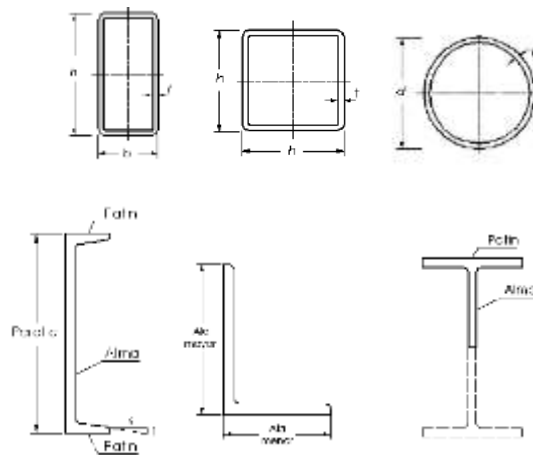


Figura 29. Perfiles utilizados para armaduras

Fuente: (Fraile, 2010)

2.4.2.1.3 Hipótesis de generación de los sistemas de reticulado. (Castro, 2014)

- **Hipótesis I. Las barras deben ser de eje recto.**

Si el eje de la barra no es recto, una carga aplicada generará tensiones de flexión en la misma, que se adicionan a las inherentes al comportamiento del reticulado (axiles) y por lo tanto deberá tenerse presente la sollicitación de la misma por flexión compuesta (generalmente flexo compresión), debido a las excentricidades producidas por un eje curvo (efecto de 2° orden).

- **Hipótesis II. Los nudos se consideran articulaciones del sistema (uniones no rígidas).**

La materialización de un nudo de reticulado puede lograrse también a través de una unión no rígida, por lo cual las barras se suponen articuladas entre sí en los nudos. Un nudo es rígido si una vez deformada la estructura el ángulo formado inicialmente por todas las barras se mantiene a pesar de que globalmente todo el nudo ha podido haber girado un ángulo finito. Una celosía de nudos rígidos es un tipo de estructura hiperestática que geoméricamente puede ser similar a una celosía estáticamente determinada pero estructuralmente sus barras experimentan esfuerzos de flexión.

La consideración de "nudos rígidos" en una triangulación de barras conduce a resultados que difieren poco (10 % a 20 %) respecto a la suposición de los mismos como articulaciones. A su vez, bajo esta suposición, los procedimientos constructivos y de análisis estático responden a planteos más simples.

Si el sistema de barras no conforma una triangulación, deberá entonces considerarse todos o al menos algunos nudos rígidos que garanticen la indeformabilidad del conjunto.

- **Hipótesis III. Las cargas se consideran aplicadas en los nudos.**
- **Hipótesis IV. Las barras se hallan sollicitadas axilmente.**

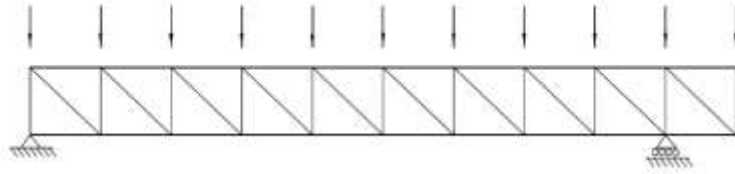


Figura 30. Celosía con carga en los nudos

Fuente: (Castro, 2014)

Si las cargas se aplican en los nudos (III), en cada uno de ellos se genera un sistema de fuerzas concurrentes en equilibrio estático, con lo que se garantiza que las barras resulten solicitadas sólo a esfuerzos axiales de tracción o compresión (IV).

Cuando las cargas no se aplican en los nudos, provocan que las barras estén solicitadas por flexión.

2.4.2.1.4 Transmisión de cargas.

Considerando ahora un reticulado elemental para analizar la transmisión de fuerzas a través de sus barras (Figura a).

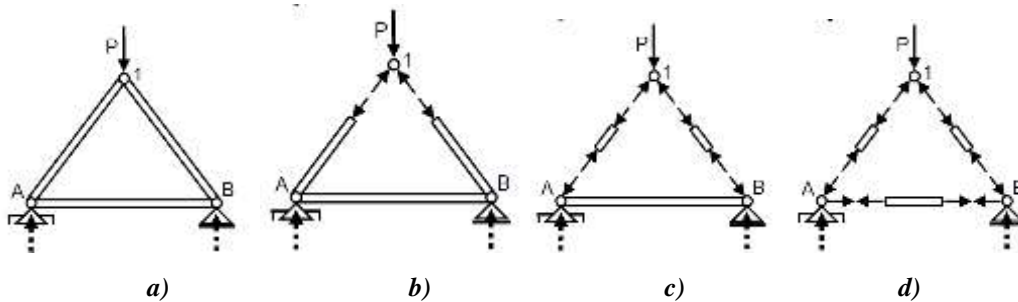


Figura 31. Transmisión de cargas en un reticulado

Fuente: (Castro, 2014)

En la figura b podemos analizar los esfuerzos internos que se generan las barras A1 y B1 para equilibrar la carga externa aplicada en el único nudo (1). Dichas fuerzas las denominaremos "fuerzas en los nudos o esfuerzos internos de las barras en el nudo 1" con lo cual el nudo queda en equilibrio. Por el principio de acción y reacción, la acción en la barra es de igual valor y dirección pero sentido contrario, teniendo así "las fuerzas o solicitaciones de las barras". En la figura c se indican las acciones que transmiten las barras 1A y 1B a los nudos A y B respectivamente.

En la figura d puede comprobarse que, ya sea considerando las fuerzas en los nudos o en las barras, ellos siempre deben estar en equilibrio estático.

2.4.2.1.5 Correas. (McCormac, 2011)

- **Perfiles laminados**

Para evitar la flexión en las cuerdas superiores de las armaduras de techo, es teóricamente conveniente colocar los largueros solo en los nudos. Sin embargo en armaduras grandes es más económico espaciarlos en intervalos cortos; si no se hace así, el tamaño de las correas o largueros resultara demasiado grande y se volverán imprácticos.

Son elementos que sometidos a flexión y su principal función es la de brindar apoyo y fijación a la cubierta de techo. Se considera la condición simplemente apoyada sobre los elementos primarios de la estructura de techo, como armaduras, vigas de alma abierta o alma llena. Las secciones de acero pueden ser laminadas en caliente o formadas en frío, las más usuales son las C, I o Z, siendo el primero el más utilizado (ver figura 31). El espaciamiento depende de las condiciones de carga, por lo general es de 2 a 6 pies (60 a 180 cm) y la relación peralte - claro mínima recomendable debe ser entre 1/30 a 1/24. Cuando se apoyan sobre armaduras se debe tener en cuenta el efecto que causa sobre esta al disponer de largueros intermedios entre nudos de la cuerda superior, ya que el diseño de ésta debe ser por flexión y carga axial.

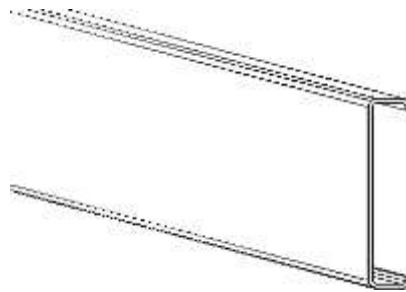


Figura 32. Larguero laminado tipo C

Fuente: (Google, imágenes)

2.4.2.1.6 Conexiones. (McCormac, 2011)

Para la conformación de estructuras de acero para techo es necesario realizar una conexión adecuada entre los miembros estructurales que conforman la misma, con el propósito de evitar fallas en los puntos donde se conectan los diferentes miembros constituyentes de la estructura. En las celosías se puede realizar la conexión entre elementos estructurales mediante dos tipos básicos de conexiones: conexiones con tornillos y soldadura.

a) Conexión tipo atornillada

Se les conoce también como conexiones de punto, ya que la transferencia de carga ocurre a través de puntos discretos de los elementos estructurales a conectar.

Un tornillo es básicamente una barra metálica de sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y cuerpo o espiga roscada en el otro para recibir una tuerca, en ocasiones bajo especificación es necesario añadir un accesorio al sistema de tornillo para asegurar la conexión, aportando una superficie endurecida no abrasiva bajo el elemento atornillado (en la cabeza del tornillo o en la tuerca).

La resistencia mínima a la tensión de estos tornillos esta normada de la siguiente manera:

Tamaño del tornillo (pulg)	Tornillo A325	Tornillo A490
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

Cuadro 4. Tensión en klb. Requerida en los tornillos para conexiones tipo fricción y para conexiones sujetas a tensión directa

Fuente: (McCormac, 2011)

- **Tornillos con resistencia mínima a la tensión de 120/105 ksi:** Especificación ASTM A325 para tornillos estructurales con tratamiento térmico.
- **Tornillos con resistencia mínima a la tensión de 150 ksi:** Especificación ASTM A490 para tornillos estructurales con tratamiento térmico, para cargas más grandes.

b) Conexión tipo soldadura.

La soldadura es un proceso de conexión entre piezas de acero que se realiza mediante metal fundido producido por la aplicación de calor intenso, con frecuencia, el calor para las

soldaduras se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar y un alambre o varilla de acero llamada electrodo.

También las soldaduras pueden clasificarse desde el punto de vista de transferencia de carga como:

- **Soldaduras de línea:** Por ejemplo soldaduras de filete, en los que la transferencia de carga ocurre a lo largo de una línea o de varias líneas (a lo largo del eje de la soldadura).
- **Soldadura de superficie:** Por ejemplo soldaduras de ranura, en estas la transferencia de carga ocurre a través de un área.

Como se mencionó antes, existen diferentes procesos de soldadura, aunque con más frecuencia se utiliza la soldadura de arco eléctrico, algunos procesos de soldadura de elementos de acero estructural son los siguientes:

- **Proceso de soldadura de arco metálico protegido:** Consiste en la utilización de un electrodo metálico, provisto de una membrana de cubierta formada por una mezcla arcillosa de aglutinantes de silicato y materiales en polvo, que al fundirse de forma más lenta que el núcleo metálico, permite dirigir y canalizar la corriente del arco.
- **Proceso de soldadura de arco sumergido:** Este proceso utiliza un electrodo de alambre desnudo continuo y un material granular denominado fundente distribuido sobre el canal a soldar.
- **Proceso de soldadura por resistencia:** Es un proceso de calentamiento y presión, en el que las partes a soldar se calientan a la temperatura de fusión por medio de la resistencia eléctrica generada por el paso de una corriente muy elevada, y la aplicación de presión mecánica al llegar a esta temperatura para llevar a cabo la unión.

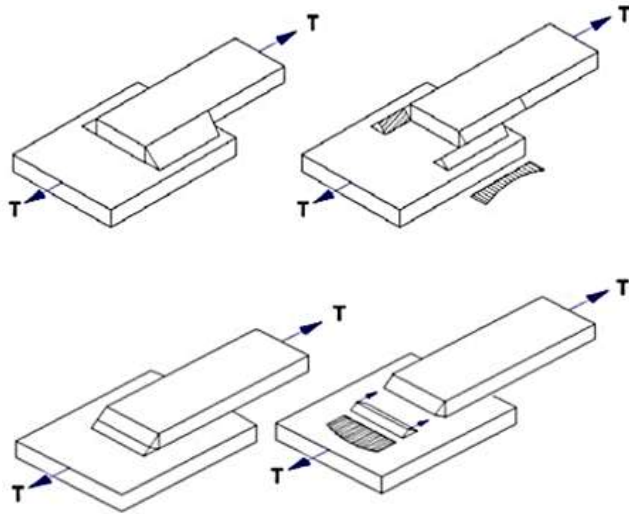


Figura 33. Tipos y distribuciones de esfuerzos en las soldaduras

Arriba: Soldadura longitudinal; Abajo: Soldadura transversal

Fuente: (Cruz, 2012)

c) Soldadura tipo filete para elementos metálicos de armaduras.

Las soldaduras de filete son las más utilizadas en las conexiones de las armaduras de techos (ver figura 33) por su economía, ya que requiere poca preparación del material de la placa y el nivel de habilidad del operador es menor con respecto a un operador que desarrolla una soldadura de ranura, además es común también en la unión entre elementos.

d) Soldadura longitudinal y transversal.

Con base al ángulo que se forma entre el eje de la soldadura y la línea de la fuerza aplicada, la soldadura de filete puede clasificarse como soldadura longitudinal o paralela, transversal o inclinada u oblicua.

La soldadura longitudinal (Ver fig. 33) tiene una carga en forma paralela a su eje, los esfuerzos que produce la carga sobre la soldadura son de corte. En el caso de soldadura de filete con piernas (w) iguales el cortante máximo ocurre a 45° a través de la garganta.

La garganta de la soldadura transversal está sujeta a esfuerzos de cortante y tensión (o compresión). Las pruebas han demostrado que la soldadura cargada transversalmente es hasta un 50% más fuerte que las cargadas longitudinalmente, una de las razones por la que la soldadura transversal presenta mayor capacidad que la longitudinal es que el esfuerzo está más uniformemente repartido en su longitud total (ver figura 31), en tanto que en los filetes

longitudinales se reparte en forma dispareja debido a deformaciones que varían a lo largo de la soldadura.

2.4.2.1.7 Apoyos.

Las conexiones en los apoyos ayudan a que la estructura de techo se mantenga estable, además de transmitir la carga a la estructura principal, existen distintos tipos de conexiones en los apoyos los cuales dependerán en sí de la estructura de techos y de la estructura principal ya sea esta de columnas de acero, columnas de concreto o paredes de mampostería.

La forma más común de conexión es cuando la estructura metálica se encuentra embebida en el concreto y suelen unirse a los refuerzos de las paredes por medio de soldadura para su posterior colado. La estructura principal puede ser de paredes de concreto o mampostería y columnas de concreto. En la figura 34 se muestra una viga de techo embebida en una pared

(a) Y en una viga canal (b).

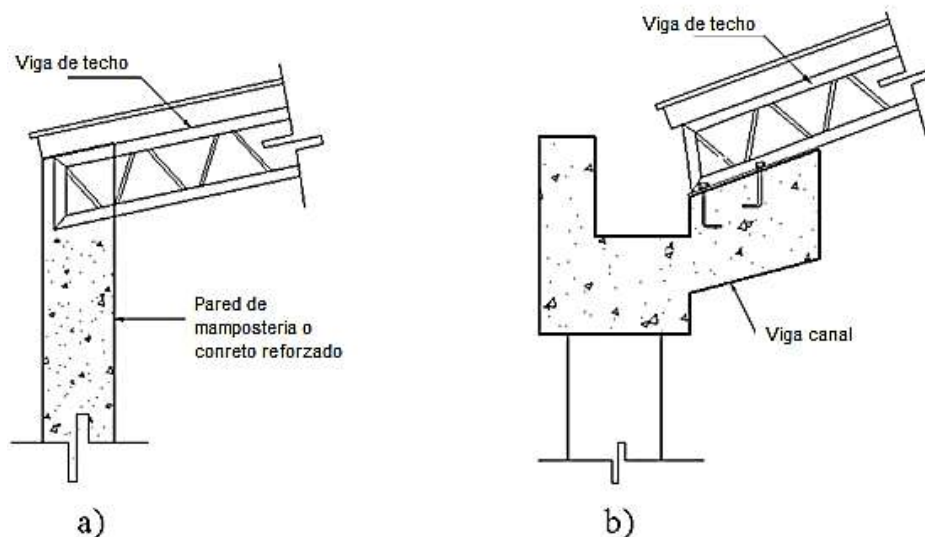


Figura 34. Vigas de techo embebidas en los elementos de apoyo

Fuente: (Cruz, 2012)

Alternativamente para estructuras de soporte de concreto o mampostería la conexión de la estructura de techo suele hacerse fijando una placa de acero por medios de pernos embebidos en el concreto, tal como se muestra en la figura 35.

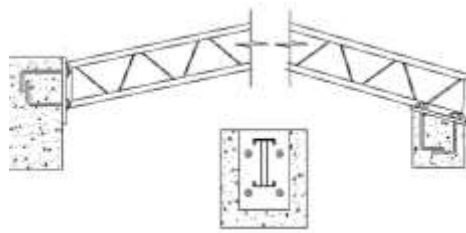


Figura 35. Apoyo de viga de techo por medio de placa de unión

Fuente: (Cruz, 2012)



Figura 36. Detalle de estructura de techo con unión por medio de placa

Fuente: (Cruz, 2012)

Si la estructura principal es de columnas de acero estructural, la viga de techo podrá apoyarse directamente por medio de placas de unión que pueden ser fijas o deslizantes como se puede ver en la figura 35. Este tipo de conexión en apoyo puede observarse en armaduras y tiene la ventaja de permitir desplazamientos entre la estructura principal y la viga de techo.

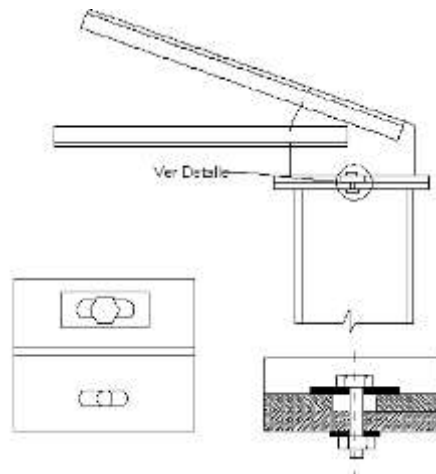


Figura 37. Apoyo deslizante

Fuente: (Cruz, 2012)

Otra forma de soporte para armaduras metálicas es la utilización de asientos no atiesados o atiesados (ver figura 37); una ventaja de este tipo de apoyo de armaduras es que el montador puede apoyar de inmediato al asiento. En una conexión no atiesada, el extremo de la armadura descansa sobre el lado sobresaliente de un ángulo, llamado ángulo de asiento, el otro lado se suelda o se atornilla al elemento de soporte; el asiento no atiesado es adecuado para apoyar solo cargas relativamente pequeñas. Para solicitaciones mayores se pueden utilizar conexiones de asiento atiesada, que consta de una placa de asiento, ángulo superior y un elemento rigidizante el cual es mucho más rígido que el lado sobresaliente del asiento y, por lo tanto, se supone que soporta todas las cargas (ver figura 38).

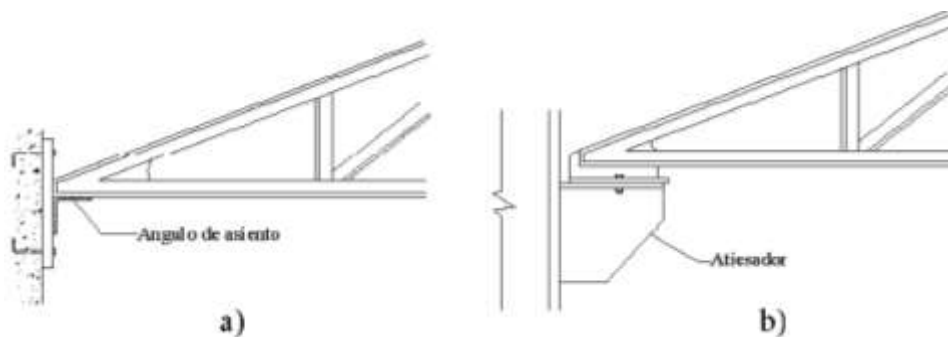


Figura 38. a) Apoyo atiesado; b) Apoyo no atiesado

Fuente: (Cruz, 2012)

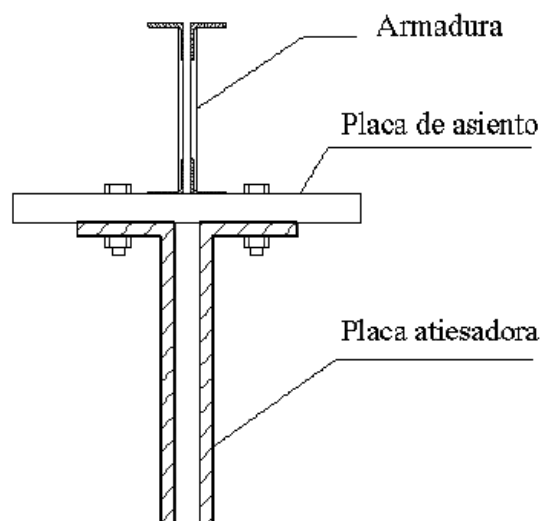


Figura 39. Detalle de apoyo atiesado

Fuente: (Cruz, 2012)

2.4.2.1.8 Ventajas y desventajas de las vigas de celosía.

a) Ventajas de las celosías metálicas

- Un reticulado puede ser interpretado como una viga para la cual se ha optimizado su eficiencia estructural, quitándole material a lo largo de su zona central, donde las tensiones por flexión son pequeñas, pero dejando el material suficiente para resistir el corte horizontal y vertical, y alejando el material remanente de dicho plano para incrementar la resistencia a flexión.
- Son estructuras livianas que pueden llegar a cubrir sin mayor problema luces entre 20 a 40 m.
- Existen varias tipologías de vigas de celosías que se las puede utilizar para diferentes casos como diseño de puentes y techos.
- Al igual que la variedad de tipologías también se las puede diseñar con distintos perfiles de acero, entre los cuales se destacan los perfiles tubulares que trabajan muy bien a compresión y tracción.
- Es cierto que un techo compuesto por armaduras también contiene elementos adicionales que son necesarios como las correas y los arriostramientos, aun así este tipo de cubiertas son las más económicas en el mercado, razón por la cual se ha convertido en una cubierta convencional hasta el día de hoy.
- Simplifica las tareas de montaje; se apoya directamente y se fija mediante tornillos de acero, facilitando las maniobras de instalación y minoran los medios auxiliares. Permite el paso de conducciones de instalaciones, atravesando directamente la celosía, con huecos de sección considerable.
- Se minimiza el riesgo de accidentes durante el proceso de montaje, al considerar que los elementos estructurales que intervienen en el armado de la cubierta, son ligeros, de dimensión reducida y de fácil manipulación, hace que el riesgo a que se expone el personal, por posibles accidentes, sea menor. Además el sistema constructivo y su puesta en obra, esta previamente planificado, mecanizado, racionalizado y estandarizado, posibilitando al personal, tener desde un principio, elementos fijos y resistentes, donde asegurar los elementos auxiliares de protección y prevención de riesgos, tanto individual como colectivo.

- Ecológico por su bajo consumo energético en la fabricación del conjunto de elementos que intervienen en la cubierta de techo. Potenciando una estructura en su conjunto más ligera. No produce escombros, ni polución en el proceso de instalación y demolición, además es reutilizable.

b) Desventajas

- Se debe tener cuidado en el dimensionamiento de las vigas de celosía debido a que sus elementos son sensibles al pandeo; esfuerzo que podría provocar el mal funcionamiento de la estructura.

2.4.2.2 Vigas de perfiles de alma llena normalizados. (Gómez, Documento)

Las barras que tienen dos dimensiones muy pequeñas en relación con la tercera, construidas para resistir la flexión y el esfuerzo cortante bajo la acción de cargas generalmente perpendiculares a su directriz, se denominan vigas (Fig. 43). Las alas están unidas por una pared llena designada con el nombre de alma. El cálculo de estas vigas, como el de sus empalmes y uniones, está basado en la hipótesis de distribución lineal de las tensiones normales debidas a la flexión.

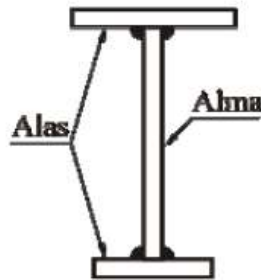


Figura 43. Perfil de alma llena normalizado

Fuente: (Gómez, Documento)

Cuando tengamos secciones que no posean eje vertical de simetría, debemos tener cuidado con la aplicación de las cargas en dichas vigas, ya que éstas, aún actuando en el plano del centro de gravedad, que no es el plano de simetría, producen tensiones cortantes adicionales por torsión. Dejan de estar solicitadas a torsión estas vigas si las cargas pasan por el centro de esfuerzos cortante. Se pueden considerar a las vigas como el elemento principal en una estructura metálica, y en algunos casos, pueden complementarse con otros elementos

básicos, como ser las barras sometidas a compresión y flexión. Para el proyecto, la complejidad del problema está en la necesidad de adecuar sabiamente la influencia de la resistencia del material, en particular el límite de fluencia, sin descuidar las limitaciones impuestas por las deformaciones como flechas, alabeos, distorsiones, etc.

Las vigas de la Fig. 44 (son algunos de los tantos ejemplos que se pueden dar) se pueden clasificar desde el punto de vista de su utilización y de su ejecución:

Desde su utilización, las vigas se clasifican en: vigas de coronamiento, vigas de arrostroamiento, vigas de contraviento, vigas dintel, vigas de cubierta, vigas carril, etc.

Desde su ejecución se pueden clasificar en:

- a) **Vigas de alma llena.** Construidas por perfiles laminados en caliente que pueden ser: simples (Fig. 44 a, b, c) o compuestos (Fig. 44 d, e, f, g). Estas vigas se construyen con perfiles UPN (U), IPN (doble te) o IPB (doble te de ala ancha) o en combinación con cualquiera de ellos.

- b) **Vigas de alma llena armadas.** Construidas con perfiles laminados y elementos planos de chapas empalmadas entre sí, que a su vez pueden ser:
 - Con remaches o tornillos. Estas vigas en la actualidad sólo tienen aplicación en casos excepcionales (Fig. 44 h, i).

 - Soldadas. Es el tipo de viga que más se utiliza hoy en día (Fig. 44 j, k, l, m, n). El acero a utilizar en estas vigas debe ser de calidad, desde el punto de vista de la soldabilidad, y cumplir con lo establecido en la reglamentación vigente.

- c) **Vigas especiales.** Vigas obtenidas a partir de perfiles de chapa plegada o de elementos prefabricados alguna de ellas son: (Fig. 44 o), viga de hierro redondo, (Fig. 44 p), viga de cordón superior e inferior con perfiles angulares y alma en hierro redondo y (Fig. 44 q) viga de cordón superior e inferior en perfil de alma llena y montantes y diagonales en chapa plegada

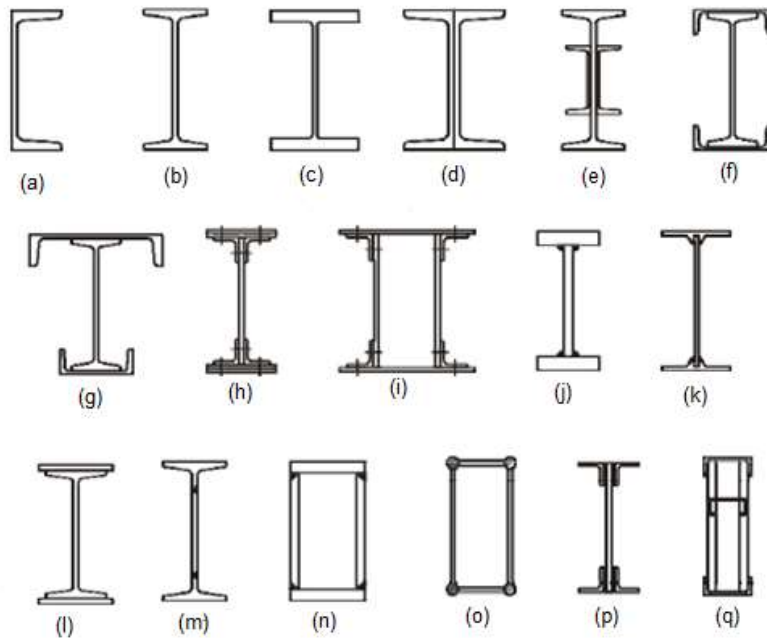


Figura 44. Vigas de alma llena (a, b, c, d, e, f, g,); Vigas de alma llena armadas (h, i, j, k, l, m, n) y Vigas especiales (o, p, q)

Fuente: (Gómez, Documento)

En vigas de poca longitud y no muy cargadas, deben utilizarse preferentemente las vigas de perfiles laminados; ya que éstos no necesitan ninguna elaboración de taller, por lo tanto, tienen la ventaja de un menor costo (comparadas con las vigas armadas que requieren de una cierta elaboración). Para estos tipos de vigas conviene la utilización de los perfiles normales laminados UPN, IPN que se utilizan en viguetas, correas, etc.

Cuando existen limitaciones en la altura se recurre a los perfiles IPB (en sus distintas series). Todos estos perfiles pueden reforzarse mediante platabandas con remaches, tornillos o soldadas a ellos en las zonas en que la sollicitación debida al momento flector es mayor (Fig. 44 f, g, i). También puede reforzarse el alma adosándole chapas o perfiles (Fig. 44 e). Principalmente para luces y cargas importantes se recurre a las vigas armadas, ya que los perfiles laminados tienen cierto límite de fabricación. En consecuencia, la elección del tipo de viga a diseñar estará dada por el cálculo. Las vigas armadas presentan la ventaja de que con ellas se puede aprovechar muy bien el material, pues las secciones pueden irse adaptando a sus correspondientes sollicitaciones. Consecuentemente, ofrecen con respecto a los perfiles laminados la ventaja de ahorrar peso, pero presentan el inconveniente de requerir más mano de obra. No es tarea fácil establecer los límites de conveniencia entre las vigas de alma llena

compuestas y las reticuladas. En vigas fuertemente cargadas, es conveniente el tipo de alma llena en doble te (Fig. 44 c, h) con luces de hasta 10 m o poco más. Para cargas muy grandes son recomendadas las vigas cajón (Fig. 44 i, n). Asimismo si las vigas son soldadas, su utilización puede extenderse a longitudes mayores.

En la práctica, para longitudes superiores a los 20 m entre apoyos (en lo que respecta al peso) las vigas de alma llena son sustituidas, casi siempre con ventaja, por las vigas reticuladas. No es así, en cuanto al costo, ya que pocas veces la reducción del peso se traduce en un beneficio.

2.4.2.3 Vigas de perfiles laminados.

Se debe recomendar siempre el empleo de los perfiles comerciales (laminados) para la construcción de vigas sencillas; por lo expuesto con anterioridad y sobre todo cuando las circunstancias de tensiones y flecha lo permiten, ya que son los que mejores se adaptan para estar solicitados a la flexión. No son necesarias las comprobaciones de pandeo local del ala ni de abolladura del alma, porque todos los perfiles cumplen las condiciones.

El esfuerzo cortante Q en el alma, en general, tiene poca importancia, no se lo tiene en cuenta en el dimensionamiento de los perfiles laminados, ya que en escasas ocasiones sobrepasan los valores admisibles. Si no se alcanzan los momentos resistentes dados en las tablas de perfiles, se pueden reforzar de una manera muy sencilla con la incorporación de platabandas (Fig. 45).

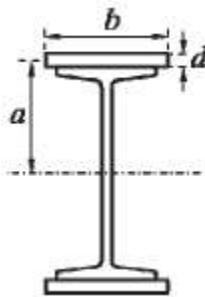


Figura 45. Perfil normalizado reforzado con platabanda

Fuente: (Gómez, Documento)

Es verdad que el esfuerzo de corte tiene poca influencia en las vigas metálicas, como consecuencia de que, en el eje neutro son máximas las tensiones tangenciales y se anulan las tensiones normales debidas a la flexión.

Lo expresado en el párrafo anterior pierde vigencia, cuando tenemos una viga I (Fig. 46) de poca luz y de gran carga. En estas condiciones se debe considerar un estado de tensiones biaxial, porque además de la tensión de corte, a la viga se le superpone las tensiones normales derivadas de los momentos de flexión. Por consiguiente, es necesario comprobar la tensión equivalente deducida de los estudios de la rotura de los cuerpos sometidos a un estado de tensiones planas.



Figura 46. Esfuerzos en una Viga de alma llena

Fuente: (Gómez, Documento)

2.4.2.4 Vigas con remaches o tornillos.

Cuando las luces son grandes o las cargas son importantes, como los perfiles laminados tienen ciertos límites de fabricación y no alcanzan a las características mecánicas necesarias, se debe recurrir necesariamente a las vigas armadas.

En las vigas armadas se puede dar una mejor utilización del acero que en las vigas laminadas. Esto obedece a que, tienen un alma de espesor más reducido y además, sus alas que son las piezas principales, poseen un brazo mecánico alto capaz de admitir los momentos flectores. En primera instancia se podría decir que, a mayor altura se obtendrían mejores condiciones para la viga ya que, por un lado, con el aumento del momento de inercia aumenta la capacidad resistente de la misma, y por el otro, mejoran las condiciones de flecha, ya que ésta, es inversamente proporcional a la altura. Desde luego esta comparación es válida siempre, a igual cantidad de material empleado. La elección de una mayor altura tiene el inconveniente de presentar mayor riesgo de pandeo lateral.

Los angulares a utilizar pueden ser de alas iguales o desiguales, siendo estas últimas más económicas si se colocan con el alma mayor en posición horizontal; de esta forma, para una misma sección de angular se obtiene un momento de inercia mayor en la viga y, por consiguiente mejora el pandeo lateral del cordón comprimido.

2.4.2.5 Vigas soldadas.

Las vigas soldadas, durante los últimos años, han anulado casi por completo a las vigas remachadas, siendo aquellas las más utilizadas en la actualidad. Dado que han mejorado el acero, los electrodos y perfeccionados los sistemas de soldadura. Los inconvenientes que tiene la soldadura son el del control y el de encontrar buenos soldadores. Dado que, si se ejecutan uniones mal elaboradas (donde no hay una buena unión entre alma y platabanda) y además, no se tiene una buena penetración de la soldadura como se ve en la Fig. 47, se puede llegar a tener tensiones residuales de gran importancia.

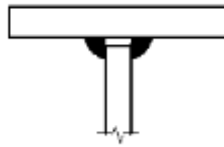


Figura 47. Viga Soldada

Fuente: Fuente: (Gómez, Documento)

2.4.2.5.1 Pandeo lateral de las vigas.

Se denomina pandeo lateral de viga a un problema de inestabilidad, constituido por una desviación lateral de esta y acompañada por un giro. Este es un problema de inestabilidad que se puede plantear tanto en las vigas laminadas como en las armadas.

El pandeo lateral viene provocado principalmente, por una sollicitación de flexión en el plano del alma. Se puede presentar en aquellas vigas cuyo cordón comprimido no esté inmovilizado transversalmente. En este caso la cabeza sometida a un esfuerzo de compresión, vuelca, saliéndose de su plano (Fig. 53).

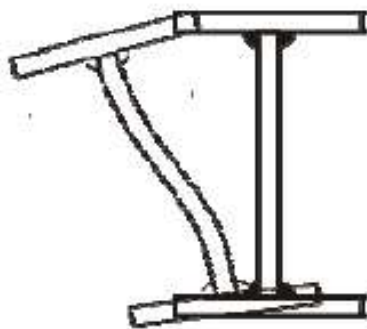


Figura 48. Pandeo lateral

Fuente: (Gómez, Documento)

La seguridad frente al pandeo lateral se eleva mediante cualquier medida que tienda a impedir la torsión y la flexión lateral de la viga, de acuerdo a lo ya expuesto, o bien, con arrostros transversales y longitudinales. Los arrostros transversales son los que impiden el giro en su plano de una sección de la viga y deben disponerse no solamente en los apoyos, sino también, si es posible, en otras secciones de la viga.

Los arrostros longitudinales son los que impiden la flexión lateral de la viga.

2.4.2.5.2 Ventajas y desventajas de las vigas de alma llena.

a) Ventajas

- Las vigas de alma llena trabajan bien cuando las longitudes son pequeñas; es decir menores a los 10 m.
- Poseen una elevada resistencia para una variedad muy amplia de secciones.
- El montaje es sencillo siempre y cuando sean vigas laminadas o armadas.
- Usualmente representan una fácil solución para estructuras de baja altura a base de marcos de acero.

b) Desventajas

- Mientras más grandes sean los claros se requieren de secciones con más peralte. Y por lo tanto es necesario aligerar el peso de la viga, ya que poseen gran peso por unidad lineal.
- Para grandes solicitaciones las vigas experimentan grandes esfuerzos a flexión y por consiguiente a pandeo lateral.
- Cuando las vigas de alma llena se diseñan para soportar esfuerzos a pandeo, su montaje ya es mucho más complicado debido a que se colocan más elementos a la estructura como los arrostros los cuales incrementan el peso, también como ya se nombró existen los rigidizadores y muchas más opciones que ayudan a la viga a soportar dichos esfuerzos.
- El peso que representa una viga de alma llena frente a una armadura para las mismas condiciones de carga y longitud, es del 50 % del peso de la celosía.
- La deflexión es también un gran problema que presentan este tipo de vigas, al tener mayor longitud también presentan mayor deflexión.

- En países subdesarrollados como en el caso de Bolivia no se utiliza este tipo de alternativa debido a la dificultad de adquisición, el costo de estas vigas es muy grande y por lo tanto inviable para muchos proyectos.

2.4.2.6 Vigas de perfiles alveolares. (Monfort, 1988)



Figura 49. Limassol Sports Hall, Chipre

Fuente: (ArcelorMittal)

Desde hace una década las vigas alveolares observan un uso creciente tanto en el ámbito de la construcción metálica como en la exploración de nuevas soluciones estructurales. La utilización de vigas alveolares posibilita una expresión arquitectónica nueva. Aligeran las estructuras y aumentan las luces, lo que permite garantizar la modularización de los espacios. Esa flexibilidad va ligada a la funcionalidad, al permitir el paso de equipamientos técnicos (conductos, tuberías) a través de los alveolos. La ligereza de las vigas alveolares, combinada con su gran resistencia, no cesa de inspirar a los arquitectos formas estructurales siempre nuevas.

Las series de perfiles alveolares, usualmente utilizadas, se establecen a partir de un conjunto reducido de plantillas/patrón para realizar el corte del perfil original, cuya utilización sistemática equivale a no considerar la influencia de algunos parámetros que podrían mejorar el comportamiento resistente de la viga alveolada obtenida a partir del mismo perfil original. En este trabajo se analiza la influencia de algunos de estos parámetros, y se obtienen gráficas de fácil aplicación para el caso de vigas bi apoyadas con carga uniformemente repartida.

Las vigas alveoladas se obtienen cortando un perfil doble T según una línea quebrada, y soldando las dos partes posteriormente con un desplazamiento relativo entre ellas, figura 50;

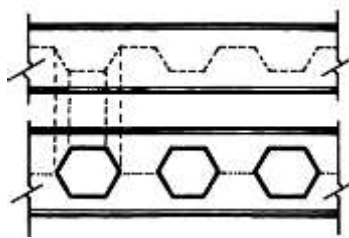


Figura 50. Vigas alveoladas armadas a partir de perfiles T

Fuente: (Monfort, 1988)

Si además intercalamos chapas entre las dos partes antes de soldarlas, se obtienen vigas peraltadas de alveolos octogonales, figura 51.

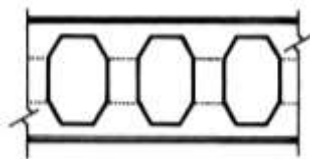


Figura 51. Vigas con alveolos octogonales

Fuente: (Monfort, 1988)

Variando el trazado del corte aplicado al perfil original, es posible obtener de forma semejante vigas con alveolos circulares figura 52, aunque esta solución ha tenido poca aceptación en la práctica.

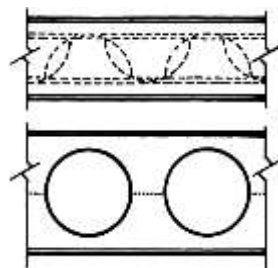


Figura 52. Vigas con alveolos circulares

Fuente: (Monfort, 1988)

Refiriéndonos a las vigas con alveolos hexagonales que son las más usuales, dado que en las peraltadas el alma resulta demasiado esbelta y se suelen producir problemas de inestabilidad, son frecuentes los trazados recogidos en la figura 53: el (a), denominado

trazado de Litzka , al que se ajustan las tablas de perfiles alveolares incluidas en el Prontuario Ensidesa; el (b), que proporciona mejor resistencia que el anterior, salvo en el caso de que las tensiones tangenciales sean relativamente importantes frente a las normales; y el (c), de utilización frecuente en la zona sajona.

La geometría de estos trazados corresponde a consideraciones constructivas que intentan normalizar las series de perfiles alveolares que se obtienen a partir de ellos, de forma que se puedan realizar utilizando un conjunto reducido de plantillas/patrón para el corte del perfil original. Sin embargo, esta normalización supone desprestigiar la influencia de algunas variables que afectan al comportamiento resistente del perfil.

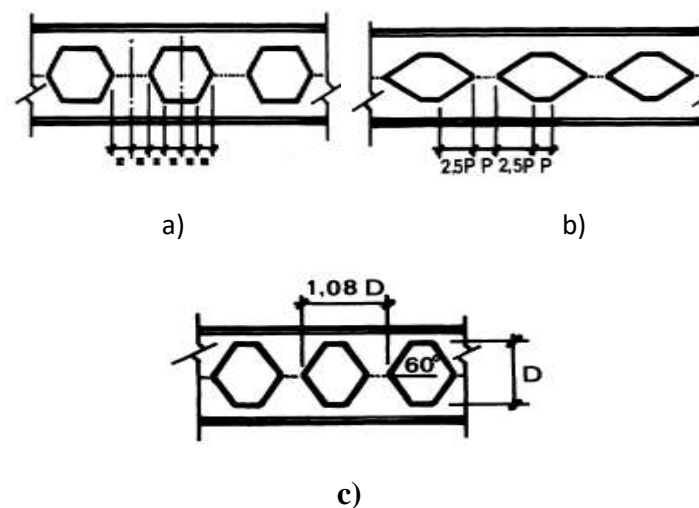


Figura 53. Vigas con alveolos hexagonales más usuales

Fuente: (Monfort, 1988)

2.4.2.6.1 Ventajas y desventajas de las vigas alveolares.

a) Ventajas

- Al tener alveolos en el alma la viga es ligera y puede cubrir luces de hasta 40m.
- Permite el paso de equipamiento.
- Es un elemento muy apreciado por los arquitectos por el diseño que poseen, muchos utilizan esta estructura vista.
- Para edificios con un número de pisos impuestos (de dos a seis niveles de forjados), la ganancia resulta del ahorro en el costo de fachadas, pilares,

estructuras de estabilidad, tabiques de separación, así como en los pozos de circulación vertical.

- Existen muchas variedades de vigas alveolares clasificadas por el tipo de abertura que poseen.
- De fácil montaje

b) Desventajas

- La calidad de fabricación de las vigas alveolares debe ser alta ya que estas pueden fallar en la unión soldada
- Estas vigas aún no se utilizan en nuestro medio por lo que el costo de fabricación sería muy elevado.

2.4.3 CUBIERTA DISEÑADA PARA EL AUDITORIO; ESTEREOESTRUCTURA. (MAYDANA, 2009)

Denominadas también como armaduras tridimensionales (Fig. 59 debido al trabajo espacial, sumado al óptimo uso de la capacidad resistente de los materiales a efecto de materializar la rigidez del sistema, hacen de estas estructuras un medio muy eficiente para cubrir grandes luces en forma plana o con la incorporación de forma por la combinación con otras tipologías estructurales. La tecnología del acero y otros materiales como el aluminio, además del desarrollo de los medios de unión de piezas son las plataformas que ubican a la estéreo estructura entre las más requeridas por la arquitectura actual para grandes espacios.



Figura 54. Techos de estereoestructura

Fuente: (Maydana, 2009)

Este tipo de estructura se compone básicamente de barras de tubos de acero unidas entre sí mediante un dispositivo especial que permite formar un “nodo” real. Fig. 60

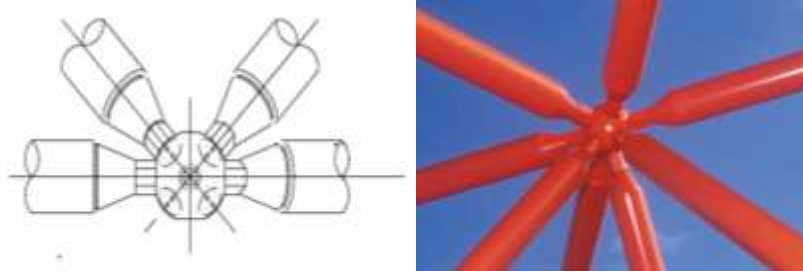


Figura 55. Nodos

Fuente: (Maydana, 2009)

2.4.3.1 Comportamiento estructural

Se usa casi exclusivamente para soporte de cerramientos planos (metálicos, de plástico, de vidrio, etc.), con luces grandes. Aunque las barras se despliegan en tres dimensiones, como las medidas en planta son mucho mayores que la dimensión vertical, el comportamiento estático puede compararse al de una estructura plana de “alma llena” solicitada por cargas normales al plano. Fig. 56.

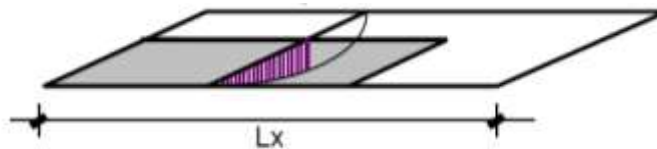


Figura 56. Solicitaciones en una losa

Fuente: (Maydana, 2009)

Concebida de esta forma, las “caras planas” superior e inferior de esta estructura se materializan con una “malla” de barras cruzadas en direcciones ortogonales. El “relleno sólido” (el “alma”) entre estos dos planos se materializa con las barras diagonales, las que unen entre sí los nodos de las mallas superior e inferior. El comportamiento estático del conjunto de barras puede asimilarse por lo tanto al de una losa de H°.A°. : Las barras inferior y superior reciben solicitaciones axiales provenientes del momento flector en cada sección vertical; las diagonales deben resistir el esfuerzo axial proveniente del esfuerzo cortante en la sección correspondiente.

Las características estáticas del “nodo” que unen las barras dependen del modelo de dispositivo usado. En los modelos más sofisticados, el dispositivo permite que los ejes teóricos de las barras converjan en un punto; la unión puede ser roscada, soldada o encastrada. Existen numerosos modelos de dispositivos, de acero forjado en general.

En las construcciones más “rústicas” (o que no entran en la categoría de producto industrializado), no se utiliza un dispositivo especial; en este caso las barras suelen unirse entre sí directamente con soldadura, o con un bulón.

En este caso los ejes teóricos de las barras difícilmente convergen en un punto, lo que hace que las barras estén solicitadas también por pequeños esfuerzos de flexión en sus extremos. Los perfiles que se utilizan para este tipo de estructura son tubulares circulares, redondos de acero o perfiles laminares en forma de I, U o angulares.

En casos de que las uniones sean soldadas se prefieren los perfiles huecos rectangulares ya que es más fácil hacer coincidir en el nodo el eje central de la pirámide, esto no ocurre en los perfiles circulares de sección hueca por lo que en los extremos de las barras se generan pequeños esfuerzos de flexión.

2.4.3.2 Nudos. (Elementos de las ETT, Documento)

Los nudos, en una malla espacial, tienen un doble cometido. En primer lugar, deben garantizar la transición de esfuerzos a lo largo de la estructura. Por considerarse la barra articulada en ellos estarán sometidos solamente a esfuerzos de tracción o compresión, determinables a partir de las fuerzas que les transmiten las barras concurrentes.

En segundo lugar deben facilitar el proceso constructivo de la malla y, por consiguiente, absorber la inevitable dispersión en las longitudes de las barras, respecto de los valores teóricos de las mismas, al igual de las posibles defectuosas fijaciones en el espacio, de los propios nudos.

Debe entenderse el nudo en el sentido amplio de elemento de conexión entre los miembros en él concurrentes. Se dice esto porque en realidad existen tres formas de conectar las barras: con nudo, sin nudo y como unidades prefabricadas. No obstante la forma más ampliamente utilizada es la conexión con nudo.

2.4.3.2.1 Conexiones con nudo.

El costo de fabricación de estos nudos es uno de los factores más importantes que afectan al coste final del sistema. Un sistema prefabricado de éxito requiere nudos repetitivos, producibles en masa, fáciles de fabricar y fáciles de montar. Los nudos deben ser capaces de soportar y transmitir todas las fuerzas de los miembros que están interconectados al nudo. El tamaño de los miembros dicta el tipo de conexión necesario y la elección final frecuentemente está en función de la intersección de los ángulos y accesibilidad para atornillar o soldar.

Los sistemas con nudo están subdivididos según la forma geométrica del nudo:

a) Esfera

- **Esferas sólidas perforadas y enhebradas**

El nudo es una sólida o masiva a la que se unen las barras, las cuales poseen terminaciones cónicas o planas soldadas, que se sujetan mediante técnicas internas o externas (Fig. 57). El material de las esferas es la fundición.

Ejemplos de ello son los sistemas: Steve Raer, Mero

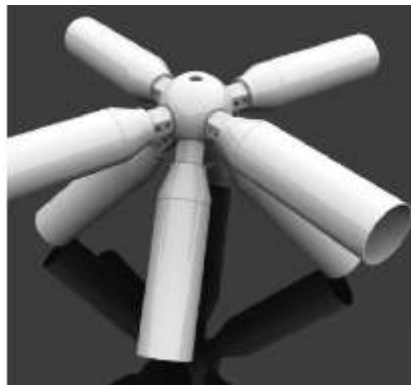


Figura 57. Nudos de esfera sólida perforada y taladrada

Fuente: (Maydana, 2009)

- **Esferas huecas perforadas y taladradas**

En este caso la esfera es hueca y la unión se realiza introduciendo las barras en su interior y sujetándolas mediante pernos, cerrándose a continuación aquellas con un casquete. (Fig.58) Ejemplos de ello son los sistemas: Spherobat, NS Spcetruss, Palc, Orbik, Orbik-plus, Tuball y Tuball-plus. (En todos los casos los miembros son tubulares).



Figura 58. Nudos de esfera hueca perforada y taladrada

Fuente: Fapim

- **Semiesferas huecas ensambladas**

El nudo es una esfera hueca compuesta por dos semicasquetes de acero preparados para el ensamblaje y soldadura de las barras concurrentes, los cuales se ajustan a los extremos de las mismas en los puntos de intersección.

Hay dos métodos de conexión de las barras al nudo o variantes:

Nudo esférico formado por dos casquetes y un disco meridiano. El montaje y fijación de estos elementos y de las barras concurrentes se realiza mediante soldadura (Oktaplatte, WHSJ).

La otra variante consiste en dos semiesferas de acero de fundición, separadas por el un disco meridiano y conectado todo con un tornillo axial (Vestrut; Fig. 59).

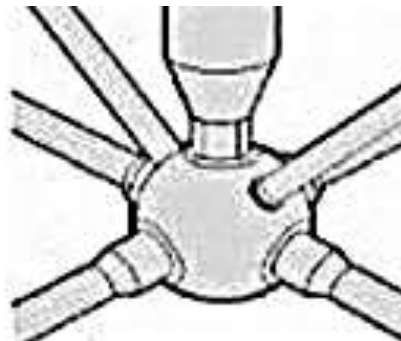


Figura 59. Nudos de esfera hueca ensamblado mediante tornillo axial

Fuente: Novum

b) Cilindro

- **Cilindro sólido**

El nudo es un cilindro sólido o masivo con ranuras dentadas desde su contorno hacia su centro en las que se introducen a presión las barras, las cuales son aplanadas en sus extremos. La unión se realiza por tanto sin soldadura ni pasadores.

El Nudo puede ser de aluminio. (Sistema Triodetic; Fig. 60) o de acero (East Gennan system).

Una solución más compleja consiste en el uso de un eje de fundición de acero y la unión de los miembros se consigue con abrazaderas y cuñas (Keba).

- **Cilindro hueco**

El nudo es un cilindro hueco al que se sueldan tubos aplanados en sus extremos en forma de alas. (Octatube-Dome System). Una variante es el Sistema Británico, donde los elementos son rectangulares huecos de madera pegados.

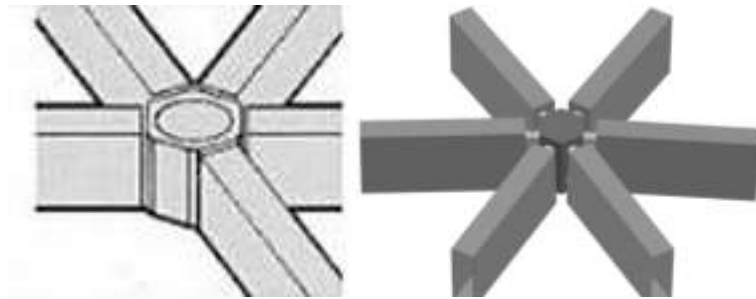


Figura 60. Nudo Cilíndrico; Sistema Triodetic

Fuente: Fapim

c) Disco

- **Placa Plana**

El nudo es una placa plana o ligeramente doblada y en todo caso agujereada a la que se unen, engarzándolas, las barras, que son tubos cuadrados doblados en sus extremos para posibilitar la unión. (Sistema Unistrut; Fig. 61). Existen variantes, como por ejemplo la placa estampada de acero laminado en frío de sección en forma de canal (Sistema moduspan).

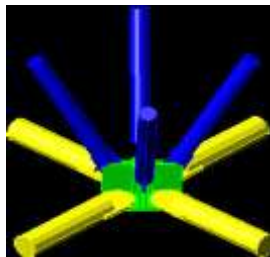


Figura 61. Nudo Disco; Sistema Unistrut

Fuente: Novum

- **Placa Doblada**

El nudo se compone de una o más placas unidas por pasadores o tornillos, dobladas sobre las que se conectan, soldadas o atornilladas, las barras, consistentes en tubos aplanados en sus extremos; ya sea por prensa (Sistemas Octatube y Boyd Auger) o por soldadura de una placa (Sistema Piramodul Large Span).



Figura 62. Nudo Disco; Sistema Octatube

Fuente: Fapim

2.4.3.2.2 Conexiones sin nudo.

La desventaja de las conexiones con nudo es que hay que emplear un elemento adicional: el mismo nudo. Las ventajas son que los nudos permiten formas estructurales complejas, además de que de esta forma las conexiones son más sólidas y puede asegurarse la unión rígida cuando así se proyecta. Sin embargo la conexión sin nudo es deseable (por su economía: se prescinde del elemento adicional nudo frente a una mayor preparación de la barra en sus extremos en general mayor que la que hubiera tenido que hacerse con nudo).

a) Barras sin adición de extremos

Los extremos de las barras se modifican para prepararlos para la unión, pero sin añadirles elementos manufacturados externos:

- **Barras sin modificación de extremos**

Las barras conservan su forma fundamental incluso en sus extremos (zona de unión). Estas pueden unirse por atornillado (Sistema Buckminster Fuller) o por soldadura (Sistema Nonadome).

- **Barras con modificación de extremos**

Las barras se modifican en sus extremos por aplanamiento y doblado para su unión atornillada. (Sistemas Harley y Radial, que incluye barras de madera).

b) Barras con adición de extremos

Se añaden elementos manufacturados adicionales a los extremos de las barras para ejecutar la unión entre las mismas.

- **Barras con extremos en forma de placa linealmente**

Placas dobladas y soldadas en el contorno de perfiles tubulares redondos o cuadrados. Los elementos de unión suelen soldarse en taller (Sistema May Sky).

- **Barras con extremos en forma de placa ortogonalmente**

En este caso las placas se sueldan al extremo de las barras de forma perpendicular a los ejes de las mismas. Los perfiles son tubulares redondos, aunque también pueden encontrarse rectangulares. (Sistemas Peter Huybers, Pierce, Buckminster Fuller).

2.4.3.2.3 Conexiones mediante unidades prefabricadas.

Mediante unidades prefabricadas se consigue minimizar el coste y tiempo de montaje en obra; además las uniones son de alta calidad. Por el contrario, dada la mayor manufacturación, el costo del material unitario en peso es mayor. El emplear unidades prefabricadas está indicado para grandes estructuras o para un elevado conjunto de estructuras semejantes, donde la mecanización de la producción haga bajar los costes unitarios de fabricación de los módulos.

- **Módulos espaciales reticulados**

Como pirámides formadas por barras de acero soldadas (en forma de semioctaedro). Las pirámides se ensamblan las unas al lado de las otras con barras separadas para enlazar las puntas de las pirámides. Esto se hace por apernamiento de los costados o de los ángulos respectivamente usando perfiles tubulares circulares, redondos de acero o perfiles laminares en forma de I, U o angulares. (Sistemas: Unibat, Space Deck, Mero-DE). O como cubos formados por barras de acero que dibujan las aristas del mismo y otras que unen entre sí los vértices.

- **Módulos espaciales a partir de elementos bidimensionales**

Por ejemplo a partir de vigas Warren soldadas, de perfiles tubulares o laminados abiertos.

- **Módulos espaciales a partir de elementos tridimensionales**

Están compuestos de elementos tridimensionales ubicados en una esquina o en medio de la estructura. Cada módulo consiste en un miembro vertical con cuatro o menos barras ortogonales soldadas en cada extremo. Los diferentes módulos se atornillan en obra. (Sistema Cubic).

2.4.3.3 Barras.

Los miembros de una estructura espacial en general pueden ser muy variados, tanto en material y forma, tal y como se indicó en la introducción de este capítulo. Aquí únicamente se describen uno de esos tipos: los perfiles tubulares o tubos: perfiles lineales rectos de sección hueca cerrada, los cuales son los componentes de las estereoestructuras. Mientras que los perfiles lineales abiertos son característicos de las estructuras clásicas viga-columna; no obstante estos perfiles también se utilizan para estructuras que posean una dirección de esfuerzos preponderantes de flexión bien definida bajo el conjunto de todas las hipótesis de carga que permita no lastrar la estructura con refuerzos adicionales del eje débil de la sección abierta.

- **Tubos de sección curva.**

Son tubos circulares, elípticos o de cualquier otro tipo de sección cerrada de lados curvos. Deben tenerse en cuenta para estructuras sometidas principalmente a esfuerzos normales de compresión bajo cualquier hipótesis de carga.

- **Tubos Circulares**

El tubo circular es el más adecuado para soportar los esfuerzos de compresión simple, por presentar idéntico radio de inercia en todas las direcciones para contrarrestar el pandeo y torsión, sin quiebros que faciliten la concentración del flujo tensional torsional.

- **Tubos Elípticos**

Es el más adecuado para esfuerzos principalmente de compresión acompañados de flexión.

2.4.3.3.1 Tubos de sección recta.

Son tubos cuadrados, cuadrados o de cualquier otro tipo de sección cerrada de lados rectos. Deben tenerse en cuenta para estructuras sometidas principalmente a esfuerzos flectores bajo cualquier hipótesis de carga.

- **Tubos Cuadrados**

El tubo cuadrado es el más adecuado para soportar los esfuerzos de compresión y flexión de valor similar en ambas direcciones principales.

- **Tubos Rectangulares**

Si se presentan esfuerzos de flexión preponderantes sobre una dirección, este perfil es más adecuado que el anterior. Y si el esfuerzo de compresión o/y torsión comparado con el de flexión es muy bajo para cualquier hipótesis de carga debería tenerse en cuenta la posibilidad de utilizar perfiles abiertos.

2.4.3.4 Elementos auxiliares.

Los elementos auxiliares son todos aquellos elementos necesarios para completar la estructura o que, conectados directamente a ésta, permiten completar la construcción. Su importancia es muy grande pues determinan los tiempos y costes de montaje, que en estas estructuras es uno de los decisivos (como ventaja básica frente a las tradicionales).

- **Elementos auxiliares de conexión de la estereoestructuras**

Conectan los diferentes elementos estructurales entre sí. Actualmente existen 3 métodos fundamentales para unir las barras de una estereoestructuras entre sí (ya sea directamente o mediante nudos): la soldadura, el atornillado y el remachado (prácticamente en desuso hoy en día). De todas formas el proceso más utilizado, con gran diferencia sobre los demás, es el Pre ensamblado: el soldar en taller el mayor número posible de elementos, conformando módulos de las máximas dimensiones compatibles con un coste por transporte a obra asumible, y el atornillado de estos módulos en obra. Es necesario por tanto llegar a una solución intermedia entre taller y obra que viene acotada por los costos de transporte.

En realidad el diseño y fabricación de todos los elementos de las estereoestructuras por parte de las empresas especializadas dependen en muy buena parte del tipo de conexiones, diseñadas teniendo en cuenta el modo de transporte, unión y montaje.

- **Soldadura**

El aspecto más importante de la unión soldada es la preparación de bordes y no tanto la soldadura en sí, aunque la variedad de técnicas es extensa. Los perfiles rectos necesitan

bordes cortados rectos, perpendiculares o en ángulo. Los tubulares en cambio, necesitan bordes de perfil contorneado que se ajuste a la superficie curva de los restantes tubos a los que se une (por ello el cálculo de estos acuerdos puede llegar a ser verdaderamente complejo). La soldadura a lo largo de todo el borde de unión implica una unión rígida (Fig. 63) y la misma por puntos, articulada (en caso de que se prevea un giro lo suficientemente pequeño, porque si no hay que recurrir a elementos auxiliares que faciliten la movilidad de las barras en el nudo).

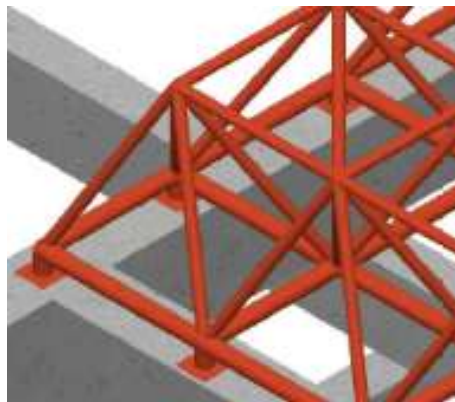


Figura 63. Estereoestructura con nudos soldados

Fuente: Planos otorgados por la Alcaldía

Durante el proceso de soldadura el acero se calienta localmente y por fusión controlada se unen las partes. La soldadura eléctrica por arco, con material de aportación, es la más usada. También se utiliza la soldadura MIG (Soldadura en atmosfera de gas inerte con electrodo consumible), la cual produce mayor seguridad en la unión al limitar el contenido de impurezas en los cordones. Este sistema puede realizarse también sin metal de aportación en las mismas condiciones mediante la soldadura TIG.

Las uniones soldadas se proyectan en la inmensa mayoría de los casos para ser realizada en taller. Los riesgos y el coste de la soldadura en obra no están justificados casi nunca y se prefiere el método del atornillado, mucho más rápido, sencillo y barato en obra.

2.4.3.5 Metodología de cálculo.

En el pasado, las estereoestructura se han visto frenadas en su desarrollo por diversos obstáculos, entre otros, la dificultad para el cálculo de tales obras.

Con el paso del tiempo los programas de diseño estructural se han ido perfeccionando por lo que hoy en día es más fácil el diseño de este tipo de estructuras. Los programas computarizados más utilizados en la actualidad son SAP2000, REVIT Structure, ROBOT Structural Analysis, entre otros. El uso de este tipo de programas se justifica debido a la complejidad y laboriosidad que implica el cálculo manual debido a que se resuelve matricialmente mediante el método de la rigidez.

2.4.3.6 Ventajas y Desventajas de las estereoestructuras.

a) Ventajas de las estereoestructuras

- La estructura espacial, presenta la posibilidad de distribuir tan ampliamente como sea factible, cualquier acción concentrada de cargas, disminuyendo las fuertes tensiones en los elementos cargados directamente, mientras que aumenta en otros situados a considerable distancia de la carga.
- Las tensiones se igualan en su mayor parte y constituyen sensiblemente un campo de fuerzas homogéneas, confiriendo a la estructura una gran resistencia a las sollicitaciones exteriores.
- En caso de que las cargas sean pequeñas, se disminuyen las tensiones internas y con ellas las secciones necesarias de los elementos traccionados y comprimidos, se conduce a una economía muy apreciable de material, es decir, de peso propio.
- Las estereoestructuras son soluciones ventajosas para cubiertas planas con luces comprendidas entre los 20m. a 200m.
- Por sus singulares características las mallas espaciales son especialmente aptas para cubrir grandes espacios sin columnas intermedias, por lo que se está utilizando bastante este sistema en cubiertas de estadios.
- Una estereoestructura no necesita de elementos como correas para soportar las cubiertas ya que estas se apoyan directamente en la malla superior.
- Posiblemente el punto más importante a favor de una estereoestructura es su calidad estética y su impronta tecnológica, que confiere una dimensión particularmente impresionante al espacio que cubre, sobre todo cuando se trata de

ambientes amplios, con una función pública importante o de simple actividad cultural, recreativa, comercial, etc., es así que mientras las demás estructuras convencionales son diseñadas para ser no ser vista la estereoestructura es siempre diseñada para ser vista y formar parte del espacio arquitectónico.

- Las estereoestructuras también tiene las ventaja de poder tomar la forma que se desee arquitectónicamente, las cúpulas y bóvedas son bastante desarrollables con este tipo de sistema.

b) Desventajas de las estereoestructuras

- Dadas las característica poco usuales de la estructura es necesario realizar un tipo específico de fabricación y montaje, ya que el modelo escapa a una versión estándar industrializada.
- Para el montaje de la malla es necesario bastante espacio libre que permita la unión de los elementos triangulados y la posterior elevación para la unión total.
- Es cierto que en este tipo de mallas las uniones pueden ser empernadas, unidas con nudos prefabricados de diferentes clases o soldadas, pero en el caso de las uniones soldadas se debe tener especial cuidado cuando se unen secciones tubulares circulares ya que es mucho más complicado la alineación de ejes lo que provoca esfuerzos de momento en los nudos.
- En el caso de que las barras se unieran con pernos o nudos prefabricados es más fácil reemplazarlos si alguno estuviera dañado, lo que no es posible hacer cuando las uniones son soldadas.
- La dificultad de montaje de las estereoestructuras aumenta con su tamaño y tipo de unión, las mallas reticulares de grandes dimensiones que son soldadas son más difíciles de armar lo que no sucede a menudo cuando se tienen nudos empernados.
- Otro punto negativo es posiblemente su mayor peso cuando su peralte es mayor y costo debido a la carencia de material adecuado.

2.5 SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS Y METODO DE DISEÑO.

2.5.1 DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE LA CUBIERTA.

La cubierta del Auditorio del colegio Liceo Tarija mide 19 m* 35.7 m y tiene una pendiente de 3%.



a) Vista de frente



b) Vista en 3D



c) Vista superior

Figura 64. Vistas del auditorio

Fuente: Planos otorgados por la Alcaldía

2.5.2 ALTERNATIVAS SELECCIONADAS.

Después de conocer y analizar las ventajas y desventajas de cada una de las tipologías de cubiertas horizontales se puede concluir en lo siguiente:

- Las estructuras de perfiles alveolares no son utilizadas en nuestro país debido a que es un material costoso y de difícil acceso, por lo que se descarta esta alternativa.
- El peso que representa una viga de alma llena cuando se trata de cubrir grandes luces puede provocar el aumento de las secciones de los elementos de una edificación, por lo que esta alternativa será diseñada para fines comparativos de esfuerzo.
- La celosía tiene más ventajas ya que al ser una estructura liviana y de fácil montaje existen muchas posibilidades de que los costos totales en el proyecto se reduzcan. Esta alternativa será diseñada.
- La estereoestructura es el elemento que fue escogido para la cubierta del auditorio de la Unidad Educativa Liceo Tarija, se realizara el diseño de este elemento con el propósito de obtener datos exactos para la justa comparación entre alternativas.

2.5.3 MÉTODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS.

La cubierta se analizara siguiendo las normas de construcción LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño) para la cubierta la cual es afectada por cargas vivas y cargas permanentes o cargas muertas que se las combinan según el método nombrado.

2.5.3.1 Determinación de cargas.

a) Cargas muertas o permanentes

Son aquellas cuya magnitud y posición permanece prácticamente constante durante la vida útil de la estructura, inicialmente estas cargas deben estimarse para luego compararlas con las cargas obtenidas mediante el diseño, será necesario repetir el análisis con una estimación más precisa de las cargas.

- **Carga de la calamina**

Depende del material con el que se cubra la estructura, esto es definido por el arquitecto, en el caso de Auditorios se elige la opción que tenga características anti acústicas.

- **Carga del cielo falso**

Este dato también es definido por el arquitecto. Es la carga que proporciona el cubrimiento interior, para el caso de Auditorios se utilizan los paneles de yeso que normalmente son muy livianos.

- **Luminarias**

La iluminación en un salón auditorio es muy importante por lo que también se toma en consideración esta carga.

- **Impermeabilizante**

Los impermeabilizantes tienen la función de proteger la estructura de las filtraciones de agua de lluvia, son membranas adheribles livianas.

- **Peso propio**

Es el peso de la estructura sin ningún otro elemento mencionado anteriormente; se refiere al peso de los perfiles metálicos y todos los componentes de unión.

b) Cargas vivas

Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura.

- **Sobrecarga de uso**

Se refiere a la carga de mantenimiento de la estructura, este valor está dado en varias bibliografías.

- **Granizo**

En el caso de cubiertas horizontales el tiempo de evacuación del granizo es menor porque la pendiente es pequeña, se debe calcular esta carga con el registro de altura de precipitación máxima de la región en donde se emplaza el proyecto.

- **Carga de viento**

La carga de viento de la cubierta metálica se analiza mediante la norma CIRSOC 102, depende de la velocidad máxima del viento que se registra en la zona de construcción del proyecto.

Utilizando la siguiente expresión:

$$q_h = 0,613 * K_d * V^2 * I * K_z * K_{zt} \quad \text{Ecuación 2.5.1}$$

Donde :

qh= Presión dinámica.

Kd= Factor de direccionalidad del viento definido en el artículo 5.4.4 y Tabla 6 de la norma CIRSOC. Ver Anexo 3

V= Velocidad básica del viento.

I= El factor de importancia definido en el artículo 5.5 y Tabla A-1 de la norma.

Kz= Coeficiente de exposición para la presión dinámica definido en el artículo 5.6.4 y Tabla 5 de la norma.

Kzt= Factor topográfico definido en el artículo 5.7 de la norma.

Por último se determina la presión de diseño mediante la siguiente expresión:

$$p = q * G * C_p - q_i * (G C_{pi}) \quad \text{Ecuación 2.5.2}$$

Donde:

q = qz para paredes a barlovento evaluada a la altura z sobre el terreno.

q = qh para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, evaluada a la altura media de cubierta, h.

qi = qh para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados.

$q_i = q_z$ para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura z está definida como el nivel de la abertura mas elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva.

G = Factor de efecto de ráfaga según el artículo 5.8. de la norma.

C_p = Coeficiente de presión externa de la Figura 3 o de la Tabla 8 de la norma.

$G C_{pi}$ = Coeficiente de presión interna de la Tabla 7 de la norma.

Para las combinaciones de carga y factores de reducción se utilizaran los cuadros 1 y 2 de este proyecto.

2.5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA DE ESTEREOESTRUCTURA. (AISI, 1996)

Los esfuerzos de los elementos de la estereoestructura se los obtiene mediante el programa SAP2000.

2.5.4.1 Diseño de los miembros a tracción.

Se conocen en el diseño de estructuras metálicas dos métodos, éstos son:

- Método de diseño Elástico.
- Método de diseño Plástico.

En el método de diseño elástico se estima la carga de trabajo o cargas que la estructura posiblemente debe soportar, se dimensionan los miembros sobre la base de ciertos esfuerzos permisibles o admisibles. Estos esfuerzos admisibles son usualmente una fracción porcentual del esfuerzo en el límite de fluencia del acero y en la resistencia a la ruptura en tensión.

$$A_t = \frac{\pi * (D_e - D_i)^2}{4} \quad \text{Ecuación 2.5.3}$$

$$A_a = d_a * t \quad \text{Ecuación 2.5.4}$$

$$d_a = \left\{ \begin{array}{c} d_p + 1/16" + 1/16" \\ o \\ d_p + 1.5mm + 1.5mm \end{array} \right\} \quad \text{Ecuación 2.5.5}$$

$$A_B = A_t - A_a \quad \text{Ecuación 2.5.6}$$

Donde:

A_t = Área total de la sección transversal del tubo estructural

A_b = Área neta de la sección transversal

A_a = Área de la sección transversal del orificio

d_p = Lado o diámetro de la sección transversal del tubo

d_a = Lado o diámetro de la sección transversal del agujero

t = Espesor del perfil o tubo estructural.

$$T_u = \Phi_b * f_y * A_n \quad \text{Ecuación 2.5.7}$$

Donde=

T_u = Esfuerzo a tracción

f_y = Límite de fluencia del acero

A_n = Área neta transversal de la sección

Φ_b = Factor de resistencia a la tracción según AISI 0,95.

2.5.4.2 Diseño de miembros sujetos a compresión.

A través de los años se han desarrollado centenares de fórmulas diferentes para miembros sujetos a compresión, en las que sus autores intentaron aproximarse a las curvas de resultados experimentales. En el presente proyecto se adoptaron las formulas del reglamento AISI de perfiles laminados en frio que se calculan con el método LRFD, explicando a mayor detalle el diseño de perfiles tubulares con información disponible de las últimas investigaciones, correspondientes al comportamiento de miembros de acero sujetos a compresión.

Los miembros a compresión deben verificarse al pandeo, se debe determinar la relación de esbeltez, para ello mediante las condiciones de apoyo se elige la longitud efectiva:

Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
		Rotación y traslación impedidas				
		Rotación libre y traslación impedida				
		Rotación impedida y traslación libre				
		Rotación y traslación libres				

Figura 65. Longitud efectiva al pandeo, k .

Fuente: (McCormac, 2012)

Relación de esbeltez

Cuando:
$$\frac{k * L}{r} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.8}$$

El esfuerzo a compresión es:

$$F_n = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y \quad \text{Ecuación 2.5.9}$$

Cuando:

$$\frac{k * L}{r} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.10}$$

El esfuerzo a compresión es:

$$F_n = \left(\frac{0.877}{\sqrt{\frac{F_y}{F_e}}} \right) * F_y \quad \text{Ecuación 2.5.11}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l}{r} \right)^2} \quad \text{Ecuación 2.5.12}$$

Donde:

k= Relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo inelástico.

E= módulo de elasticidad (2100000 Kg/cm²)

fy= Esfuerzo de cedencia o límite de fluencia.

L= Longitud de la barra.

Fe= La menor de las tensiones de pandeo elástico flexional y torsional.

La resistencia axial, Pc, se debe calcular de la siguiente manera:

$$P_c = \Phi_c * A_e * F_n \quad \text{Ecuación 2.5.13}$$

Donde

Ae= Superficie efectiva a la tensión Fn.

Φc=Factor de resistencia a la compresión 0.85.

2.5.4.3 Análisis local del tubo estructural.

Ante algunas solicitaciones críticas, es necesario realizar un análisis local del tubo estructural, principalmente en la malla superior, los cuales están sujetos a solicitaciones puntuales como el caso de la carga de mantenimiento y la carga uniformemente distribuida

del granizo. Estas verificaciones del elemento que trabaja como cordón o larguero se comprueban a la flexión, cortante y a la flecha.

El momento más crítico es cuando la carga de mantenimiento se ubica justamente al centro del elemento.

2.5.4.3.1 Verificación a la flexión.

Los elementos estructurales analizados corresponden al grupo de perfiles semicompactos, por ser elementos tubulares de sección circular hueca y según la norma el momento resistente es:

$$M_u = 1,25 * F_y * S_x * \phi_b \quad \text{Ecuación 2.5.14}$$

Donde

Mu= Máximo momento resistente por una sección transversal.

Fy= Esfuerzo de cedencia o límite de fluencia.

Sxx= Modulo de la sección transversal (elástico).

Øf= Factor de resistencia o minoración para la flexión (0.95).

2.5.4.3.2 Verificación al corte.

$$V_u = 0.6 * F_y * D_n * \phi_v \quad \text{Ecuación 2.5.15}$$

Donde

Vu= Máximo esfuerzo cortante resistente por una sección transversal.

Fy= Esfuerzo de cedencia o límite de fluencia.

Øv= Factor de resistencia o minoración para el cortante (1).

Dn= Diámetro nominal de la sección.

2.5.4.3.3 Verificación a la flecha

La máxima deflexión de una viga simplemente apoyada para las cargas en el presente caso es:

$$\delta_{local} = \frac{P * L^3}{48 * E * I} + \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I} \quad \text{Ecuación 2.5.16}$$

Donde

δ_{local} = Máxima deformación del tubo estructural sometido a las cargas señaladas.

W= Carga distribuida de la concarga

P= Carga puntual de mantenimiento

E= Modulo de elasticidad (2100000 kg/cm²)

I= Momento de inercia de la sección transversal del tubo

L= Longitud del elemento estructural

2.5.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA DE CELOSÍA. (MCCORMAC, 2011)

2.5.5.1 Diseño de miembros sujetos a tracción.

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:

$$\Sigma \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad \text{Ecuación 2.5.17}$$

Estas son las relaciones que se usan para el diseño de elementos sometidos a flexión:

$$f t_1 = \frac{N d}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y \quad \text{Ecuación 2.5.18}$$

$$ft_2 = \frac{Nd}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot Fr \quad \text{Ecuación 2.5.19}$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

$$\frac{Kl}{r} \leq 300 \quad \text{Ecuación 2.5.20}$$

Siendo:

ft_1 y ft_2 : Esfuerzos de la pieza

Nd: La carga mayorada que actúa sobre la pieza

Fy: Limite elásticos del acero

Fr: Limite de ruptura del acero

A_B : Área bruta de la pieza

A_{crit} : área critica de la pieza

K: La esbeltez de la pieza

l: la longitud de la pieza

r: Radio de giro mínimo necesario de la pieza

ϕ_1 : Factor de reducción o resistencia en la sección bruta (0.90).

ϕ_2 : Factor de reducción o resistencia en la sección neta (0.75).

La presencia de un agujero en un miembro sujeto a tensión, obviamente incrementará los esfuerzos, aun si el área del agujero queda ocupada por un remache o tornillo. Existe un área menor de acero en la que la carga va distribuirse, y existirá también cierta concentración de esfuerzos en los bordes del agujero; a esta nueva área se la conoce como sección neta o área critica calculada. El área critica calculada de la sección transversal, es el área total de la sección transversal del miembro, menos el área del agujero.

$$A_{crit\,calc} = A - A_{ag} \quad \text{Ecuación 2.5.21}$$

$$A_{ag} = d_A * t \quad \text{Ecuación 2.5.22}$$

$$d_A \leq \left\{ \begin{array}{l} \left(d_p + \frac{1}{16"} + \frac{1}{16"} \right) \\ (d_p + 1.5\text{mm} + 1.5\text{mm}) \end{array} \right\} \quad \text{Ecuación 2.5.22}$$

Donde

d_p : Lado o diámetro de la sección transversal del perno

d_A : Lado o diámetro de la sección transversal del agujero

t : espesor del perfil o tubo estructural aplastado.

El área crítica real es el menor de las siguientes ecuaciones:

$$A_{crit} \leq \left\{ \begin{array}{l} A_{crit}^{calc} \\ 0,85 * A_B \end{array} \right\} \quad \text{Ecuación 2.5.23}$$

2.5.5.2 Diseño de miembros sujetos 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 pueda 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.

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq F_a = F_{c_{crit}} * \phi \quad \therefore \quad \phi = 0,85 \quad \text{Ecuación 2.5.24}$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200 \quad \text{Ecuación 2.5.25}$$

Donde:

fa: Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza.

Nd: Suma de las cargas mayoradas por su respectivo coeficiente de seguridad.

A: Área total de la pieza.

Fa: Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado

F_{crit}: Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbola de Oile, sin coeficiente de seguridad.

Ø: Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

K: Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde o tipo de apoyo en los extremos de la pieza.

L: Longitud de la pieza.

Fy: Tensión de límite elástico del acero que estamos trabajando.

E: Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{K * l}{\pi * r} * \sqrt{\frac{Fy}{E}} \quad \text{Ecuación 2.5.26}$$

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 las columnas elásticas e inelásticas se toma $\lambda_c = 1,5$, las ecuaciones AISC para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para $\lambda_c \leq 1,5$, Columnas inelásticas

$$F_{crit} = 0,658^{\lambda_c^2} * f_y \quad \text{Ecuación 2.5.27}$$

Para $\lambda_c > 1,5$, Columnas elásticas

$$F_{crit} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} * f_y \quad \text{Ecuación 2.5.28}$$

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.

2.5.5.3 Diseño de la placa de apoyo

Mediante la siguiente expresión se obtienen el área necesaria para la placa de apoyo:

$$A_{placa} = \frac{1}{A_{col}} * \left[\frac{R_u}{\phi_{AH} * 0,85 * f_c'} \right]^2 \quad \text{Ecuación 2.5.29}$$

Donde:

A_{col} = Área de la columna

f_c' = Resistencia a la compresión del hormigón

ϕ_{AH} = Factor de minoración en el aplastamiento

R_u = Carga máxima transmitida por la cubierta

Se debe verificar la resistencia a flexión de la placa de apoyo mediante la ecuación:

$$t_f = \sqrt{\frac{2,22 * R_{dp} * n^2}{A_1 * F_y}} = \sqrt{\frac{2,22 * R_{dp} * n^2}{BN * F_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.30}$$

Para la placa de unión de pernos se asumen valores y después se verifica si resiste los esfuerzos:

$$A_{critical} = A_{neta} - \Sigma A_{ag} \quad \text{Ecuación 2.5.31}$$

$$\frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi * F_r * 0,6 \quad \text{Ecuación 2.5.32}$$

2.5.5.4 Diseño de pernos o tornillos

Se designan pernos o tornillos los dispositivos mecánicos de conexión, con cabeza cuadrada o hexagonal formados por un vástago cilíndrico con roscado exterior en su lado libre, que se insertan a través de agujeros pasantes en placas o piezas a unir y se ajustan con tuercas y arandelas de apriete en su extremo sobresaliente de rosca.

En las estructuras se utilizan pernos hexagonales normalizados debido a que las cabezas son más fáciles de ajustar y necesitan un espacio menor para girar con llaves de apriete. Según sus características mecánicas los pernos se clasifican en grados:

- **Pernos A 307**
- **Pernos A 325**
- **Pernos A 490**

Los pernos A 307 son conectores normales sin torneado, conocidos como pernos standard o comunes, se usan en miembros secundarios de edificios industriales o construcciones precarias o provisionales, de corta vida y fácil desarme.

Los pernos A 325 y A 490 son de alta resistencia, elaborados con aceros de medio carbono aleados, templados y revestidos. Tienen un uso específico estructural, con campo de aplicación en juntas o nodos de pórticos de edificios, puentes, armaduras de techos y galpones. En anexos se presenta un cuadro con las resistencias mínimas a tracción T_b de los diferentes tornillos.

2.5.5.4.1 Capacidad resistente de las uniones con conectores mecánicos

La capacidad resistente de las uniones con conectores mecánicos depende de la resistencia de las planchas o perfiles conectados y de los pernos o remaches usados.

a) Capacidad resistente a corte en desplazamiento crítico

La condición de desplazamiento crítico implica que el desplazamiento está impedido, es decir que no puede existir ningún tipo de corrimiento relativo entre las planchas conectadas, debido a la gran fricción producidas por el estricto ajuste de los pernos con las llaves calibradas. La

resistencia teórica a desplazamiento crítico en agotamiento resistente ϕ_v , R_n , referidas a las cargas mayoradas debe cumplir:

$$\phi_v * R_n \geq N_d \quad \text{Ecuación 2.5.33}$$

En agujeros estándar: $\phi_v = 1$ y la capacidad resistente nominal resulta:

$$R_n = 1.13 * \mu * T_b * n * \eta \quad \text{Ecuación 2.5.34}$$

Diámetro comercial (plg.)	d (mm)	Área (cm ²)	Resistencia ϕR_n	
3/8	9,5	0,71
1/2	12,7	1,27	6029	7568
5/8	15,9	1,99	9448	11858
3/4	19,1	2,87	13625	17102
7/8	22,2	3,87	18625	23060
1	25,4	5,07	24070	30211
1 1/8	28,6	6,42	30479	38255
1 1/4	31,8	7,94	37695	47312
1 3/8	34,9	9,57	45434	57025
1 1/2	38,1	11,4	54122	67930

Cuadro 5. Resistencia a diseño a tensión última de Tornillos de alta resistencia

Fuente: (McCormac, 2011)

T_b es la tracción mínima en el conector, dada en el cuadro 5 y representa la fuerza normal aplicada entre las partes conectadas. η es el número de pernos y n el número de planos de corte de la conexión, μ es el coeficiente de fricción estática o factor medio de deslizamiento para superficies A, B o C cuya clasificación se detalla a continuación:

$\mu = 0.33$ en superficies clase A: Son las superficies libres de cas carilla de laminación, no pintadas o superficies limpias, sometidas a tratamientos con chorros de arena y a las que se ha aplicado un protector Clase A.

$\mu = 0.5$ en superficies Clase B: Son las superficies limpias, sometidas a tratamientos con chorros de arena y no pintadas o superficies limpias sometidas a tratamiento de chorros de arena y a las que se ha aplicado un protector Clase B. $\mu = 0.4$ en superficies Clase C: Son las superficies galvanizadas en caliente y las superficies rugosas.

En la generalidad de los casos, se considera que las superficies son de clase A, lo cual da mayor margen de seguridad a la conexión. Sin embargo el proyectista debe determinar la clase de superficie que considere conveniente.

b) Capacidad resistente por aplastamiento

Le es la distancia del perno al extremo del perfil, s es la distancia entre los dos pernos como se muestra en la figura.

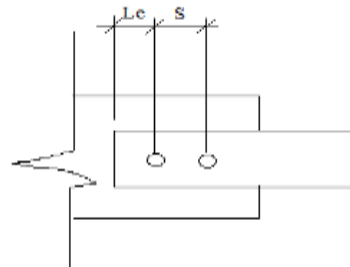


Figura 66. Detalle de conexión

Fuente: (McCormac, 2012)

Para calcular L_c del perno del extremo:
$$L_c = L_e - \frac{h}{2} \quad \text{Ecuación 2.5.35}$$

Para calcular L_c de los pernos intermedios

En el caso en que se presente que $L_c < 2d$
$$L_c = S - h \quad \text{Ecuación 2.5.36}$$

$$\phi R_n = \phi * (1,2 * L_c * t * F_u) \quad \text{Ecuación 2.5.37}$$

Para $L_c > 2d$

Donde
$$\phi R_n = \phi * (2,4 * d * t * F_u) \quad \text{Ecuación 2.5.38}$$

R_n = Resistencia nominal de aplastamiento del material

F_u =Resistencia de tensión mínima especificada

L_c = Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el agujero adyacente o del borde del material (cm)

d = diámetro del tornillo (cm)

t = Espesor del material conectado (cm)

c) Capacidad resistente por tensión

Tensión sobre el área total

$$\phi_t P_n = \phi_t * F_y * A_g \quad \text{Ecuación 2.5.39}$$

d) Capacidad resistente de las planchas por desgarramiento

La capacidad resistente a desgarramiento de las planchas a lo largo de un plano de corte, será igual a ϕR_n : para $\phi = 0.75$

$$R_n = 0.6 * F_r * A_{crit} \quad \text{Ecuación 2.5.40}$$

Por lo tanto, se debe cumplir, para las cargas factorizadas

$$\phi * R_n \geq N_d \quad \text{Ecuación 2.5.41}$$

A_{crit} es el área neta sometida a corte, donde puede desgarrar el material y se toma el menor de:

$$A_{crit} = A - A_{ag}$$

$$A_{ag} = d_A * t$$

$$d_A \leq \left\{ \begin{array}{l} \left(d_p + \frac{1}{16"} + \frac{1}{16"} \right) \\ (d_p + 1.5\text{mm} + 1.5\text{mm}) \end{array} \right\}$$

d_p : Lado o diámetro de la sección transversal del perno

d_A : Lado o diámetro de la sección transversal del agujero

t : espesor del perfil o tubo estructural aplastado.

$$A_{crit} \leq \left\{ \begin{array}{l} A_{crit} \\ 0.85 * A_B \end{array} \right.$$

e) Diseño de pernos de anclaje

Cuando se obtiene el esfuerzo mayor R_u y la clase de perno de anclaje se calcula el área requerida para una fila de pernos mediante las siguientes expresiones:

$$A_{req} = \frac{T_u}{\phi * f_{ut}} \quad \text{Ecuación 2.5.42}$$

$$T_u = \frac{R_u}{2} \quad \text{Ecuación 2.5.43}$$

El área del perno escogido debe ser mayor al área requerida.

$$A_{req} < A_{perno} \quad \text{Ecuación 2.5.44}$$

Tipo de perno (ASTM)	Longitud de anclaje Ld	Espaciamiento mínimo entre pernos rm	Mínima distancia de borde por corte mv	Mínima distancia de borde por tracción mt
A307	12d	16d	12d	5d o 4" min.
A325	17d	24d	17d	5d o 4" min.

Cuadro 6. Valores para Ld , rm , mv , mt

Fuente: (McCormac, 2011)

Diámetro del perno d (in)	Área del vástago At (cm ²)	At*fy (en toneladas)
1/2	0.950	2.40
5/8	1.484	3.75
3/4	2.137	5.41
7/8	2.909	7.36
1	3.800	9.61
1 1/8	4.809	12.17
1 1/4	5.937	15.02
1 3/8	7.185	18.18
1 1/2	8.550	21.63
1 3/4	11.638	29.44
2	15.201	38.45
2 1/4	19.239	48.67

Cuadro 7. Diseño de pernos de anclaje

Fuente: (McCormac, 2011)

2.5.6 MÉTODO DE DISEÑO DE LA VIGA DE ALMA LLENA. (McCormac, 2011)

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales a su eje longitudinal. Entre los tipos de vigas están: viguetas, dinteles, largueros y vigas de piso, etc. El término trabe denota una viga grande a la que se conectan otras vigas de menor tamaño. Los perfiles W son por lo general, las secciones más económicas para usarse como vigas. Se usan canales como largueros en cubiertas aligeradas y cuando los claros que tiene que cubrir no son muy grandes. Los perfiles W tienen una mayor cantidad de acero concentrado en sus patines que las vigas S, por lo que poseen mayores momentos de inercia (teorema de los ejes paralelos) y momentos resistentes para un mismo peso, además de que son relativamente anchos y tienen una rigidez lateral considerable. De hecho, el AISC-LRFD toma muy poco en cuenta a los perfiles S.

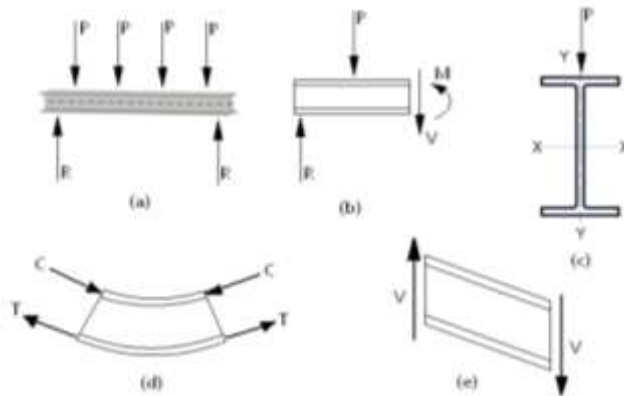


Figura 67. Comportamiento simple de vigas

Fuente: (Gerdau Corsa)

2.5.6.1 Diseño de vigas por momentos.

Como se sabe, si la viga está sujeta a momento flexionante el esfuerzo en cualquier punto de la sección transversal se puede calcular con la fórmula de la escuadría $f_b = My / I$, recordando que esta expresión es aplicable solamente cuando el esfuerzo máximo calculado en la viga es menor que el límite elástico. Para el diseño de las vigas con secciones compactas para tres diferentes condiciones de soporte lateral en los patines en compresión.

1. Se supondrá primero que las vigas tienen soporte lateral continuo en sus patines a compresión.
2. Posteriormente se supondrá que las vigas están soportadas lateralmente a intervalos cortos.
3. Se supondrá, en un último caso, que las vigas están soportadas a intervalos cada vez más grandes.

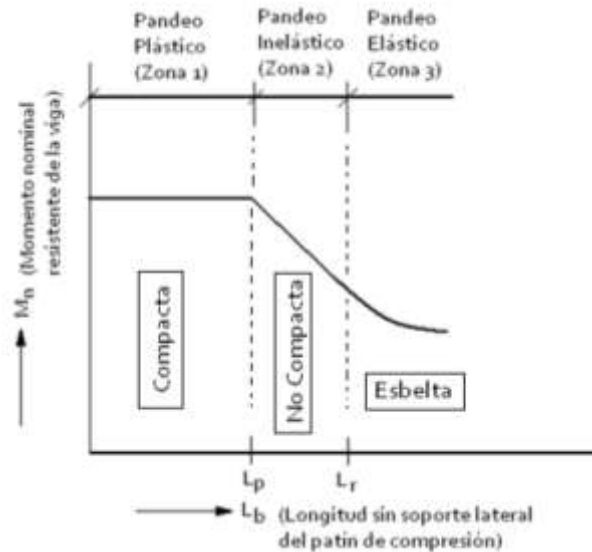


Figura 68. Momento M_n en función de la longitud sin apoyo lateral del patina compresión.

Fuente: (Gerdau Corsa)

Pandeo plástico (Zona 1). - Si experimentamos con una viga compacta con soporte lateral continuo en su patín de compresión, podríamos apreciar que es posible cargarla hasta que alcance su momento plástico M_p ; una carga mayor produciría una redistribución de momentos.

En otras palabras, los momentos en esas vigas pueden alcanzar M_p y luego desarrollar una capacidad de rotación suficiente para que se redistribuyan los momentos.

Si ensayamos una viga compacta con soporte lateral estrechamente espaciado en su patín de compresión, encontraremos que aún podemos cargarla hasta que alcance el momento plástico y se redistribuyan los momentos, siempre que la separación entre los soportes laterales no exceda un cierto valor llamado L_p . El valor de L_p depende de las dimensiones de la sección transversal de la viga y de su esfuerzo de fluencia. La mayoría de las vigas fallan en zona 1.

Pandeo inelástico (Zona 2). - Si incrementamos la distancia entre los puntos de soporte lateral aún más, la sección puede cargarse hasta que algunas, pero no todas las fibras comprimidas estén bajo el esfuerzo f_y . La sección tendrá una capacidad de rotación insuficiente para permitir la redistribución total de momentos y no se podrá efectuar un análisis plástico. En otras palabras, en esta zona podemos flexionar el miembro hasta que se alcance la deformación de fluencia en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión, antes de que ocurra el pandeo. Éste se denomina pandeo inelástico.

Al ir aumentando la longitud no soportada lateralmente, encontraremos que el momento que la sección resiste disminuirá, hasta que finalmente la viga falle antes de que se alcance en cualquier punto el esfuerzo de fluencia. La longitud máxima sin soporte lateral con la que aún se puede alcanzar f_y en un punto es el extremo del intervalo inelástico; se denota con L_r en la Figura 69; su valor depende de las propiedades de la sección transversal de la viga, del esfuerzo de fluencia del material y de los esfuerzos residuales presentes en la viga. En este punto, tan pronto como se presente un momento que teóricamente produzca un esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la viga (en realidad, es un valor menor que f_y , debido a la presencia de esfuerzos residuales), la viga se pandeará.

Pandeo elástico (Zona 3). - Si la longitud no soportada lateralmente es mayor que L_r , la sección se pandeará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto. Al crecer esta longitud, el momento de pandeo se vuelve cada vez más pequeño. Al incrementar el momento en una viga tal, ésta se deflexionará transversalmente más y más hasta alcanzar un valor crítico para el momento (M_{cr}). En este punto la sección transversal de la viga girará y el patín de compresión se moverá lateralmente. El momento M_{cr} lo proporciona la resistencia torsional y la resistencia al alabeo de la viga.

2.5.6.1.1 Comportamiento plástico, zona 1

Si la longitud sin soporte lateral L_b del patín de compresión de un perfil compacto I o C, incluyendo los miembros híbridos, no excede a L_p (si se usa análisis elástico) o a L_{pd} (si se usa análisis plástico), entonces la resistencia a la flexión del miembro con respecto a su eje mayor se puede determinar como sigue:

$$M_n = M_p = f_y * Z \quad \text{Ecuación 2.5.45} \quad (\text{Ecuación F2-1 del LRFD})$$

$$\phi_b * M_n = \phi_b * f_y * Z \quad \text{Ecuación 2.5.46} \quad (\phi_b=0.9)$$

Si se usa un enfoque de análisis elástico convencional para establecer las fuerzas en los miembros, L_b no deberá exceder el valor de L_p que sigue si M_n va a ser igual a $f_y Z$.

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.47} \quad (\text{Ecuación F2-5 del LRFD})$$

Si se usa un enfoque de análisis plástico para establecer las fuerzas en los miembros con perfil I de simetría simple o doble con el patín de compresión mayor que el de tensión (incluidos los miembros híbridos) y cargados en el plano del alma, L_b (que se define como la longitud sin soporte lateral del patín de compresión en localidades con articulaciones plásticas, asociadas con mecanismos de falla) no debe exceder el valor de L_{pd} dado a continuación para que M_n sea igual a $F_y Z$.

$$L_{pd} = \left[0,12 - 0,076 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] * \left(\frac{E}{f_y} \right) * r_y \quad \text{Ecuación 2.5.48}$$

(Ecuación A-1-5 del Apéndice del AISC)

En esta expresión M_1 es el menor de los momentos en los extremos de la longitud no soportada de la viga y M_2 es el mayor momento en el extremo de la longitud no soportada y la relación M_1/M_2 es positiva cuando los momentos flexionan al miembro en doble curvatura, y negativa si lo flexionan en curvatura simple. Sólo pueden considerarse aceros con valores de f_y (f_y es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado del patín de compresión) menores o iguales a 65 klb/plg². Los aceros de alta resistencia podrían no ser lo suficientemente dúctiles.

No existe límite para la longitud no soportada de secciones circulares o cuadradas o de vigas I flexionadas alrededor de sus ejes menores. (Si una viga I se flexiona alrededor de su eje menor o eje y, ésta no se pandeará antes de que se desarrolle el momento plástico M_p respecto al eje y, siempre que el elemento del patín sea compacto.)

- *Soportes laterales para evitar el pandeo lateral por flexo-torsión*

De manera general, las vigas se pueden clasificar de acuerdo a dos parámetros, dependiendo de los cuales se comportan de manera diferente en flexión. La primera clasificación es de

acuerdo al tipo de soporte lateral. Dependiendo de la distancia entre soportes laterales, las vigas se pueden dividir en: vigas con soporte lateral adecuado, aquellas que están soportadas lateralmente a intervalos suficientes para asegurar que la viga no falle por inestabilidad global, y vigas sin soporte lateral: no poseen suficientes soportes laterales para evitar un modo de falla por inestabilidad global.

Para evitar el pandeo lateral de una viga, es necesario revisar si la separación propuesta entre soportes laterales es adecuada.

Cuando la distancia entre puntos soportados lateralmente es mayor que la distancia L_r que estipulan las especificaciones AISC-2010, el estado límite de falla de vigas de sección transversal I o H flexionadas alrededor de los ejes de mayor momento de inercia suele ser el de pandeo lateral por flexo-torsión, que ocasiona disminuciones, en la resistencia a la flexión muy significativos. En vigas fabricadas con secciones esbeltas pueden presentarse fallas prematuras por pandeo local, bajo solicitaciones más pequeñas.

Se distinguen dos tipos de soportes laterales de vigas:

- 1) *Soporte lateral continuo*: El patín está soportado lateralmente en toda la longitud de la viga. Es el caso de una viga secundaria en la que el patín comprimido (patín superior) está soportado lateralmente de manera continua por una losa de sección compuesta acero-concreto.
- 2) *Apoyo lateral puntual*: El patín comprimido de la viga está soportado lateralmente en puntos discretos de la viga. Por ejemplo, las vigas secundarias proporcionan soporte lateral a las vigas principales en un sistema de piso compuesto acero concreto, de la misma manera que los largueros proporcionan soporte lateral a las vigas de techo.

2.5.6.1.2 Pandeo inelástico, zona 2

Si se proporciona arriostramiento lateral intermitente al patín de compresión de una sección de viga, o si se proporciona arriostramiento de torsión intermitente para prevenir el torcimiento de la sección transversal en los puntos de arriostramiento, de tal forma que el miembro pueda flexionarse hasta que se alcance la deformación de fluencia en algunos (pero no en todos) sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo lateral, tendremos un

pandeo inelástico. En otras palabras, el soporte lateral es insuficiente para permitir que el miembro alcance una distribución plástica total de deformación antes de que ocurra el pandeo. Debido a la presencia de esfuerzos residuales la fluencia comenzará en una sección bajo esfuerzos aplicados iguales a $F_y - F_r$, en donde F_y es el esfuerzo de fluencia del alma y F_r es igual al esfuerzo de compresión residual.

La Especificación del AISC estima que este valor ($F_y - F_r$) es igual a aproximadamente $0.7F_y$. Debe observarse que la definición de momento plástico $F_y Z$ en la zona 1 no se afecta por los esfuerzos residuales, porque la suma de los esfuerzos a compresión residuales es igual a la suma de los esfuerzos a tensión residuales en la sección y el efecto neto es, teóricamente, cero. Si ocurre un momento constante a lo largo de la longitud sin soporte lateral, L_b , de una sección compacta I o C y si L_b es mayor que L_p , la viga fallará inelásticamente, a menos que L_b sea mayor que una distancia L_r (que se expondrá más adelante) más allá de la cual la viga fallará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo F_y (situándose así en la zona 3).

Coefficiente de flexión.- En las fórmulas para pandeo elástico e inelástico, se usará el término C_b , denominado el factor de modificación de pandeo torsional lateral para diagramas de momento no uniformes, cuando ambos extremos del segmento sin soporte están arriostrados. Éste es un coeficiente de momentos que se incluye en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo de torsión lateral. En otras palabras, el pandeo lateral puede verse afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga del miembro.

El valor de C_b para miembros de simetría simple en curvatura sencilla y todos los miembros de simetría doble se determina con la siguiente expresión en la que M_{max} es el momento más grande en un segmento no soportado de una viga, en tanto que M_A , M_B y M_C son, respectivamente, los momentos en los puntos $1/4$, $1/2$ y $3/4$ del segmento:

$$C_b = \frac{12,5 * M_{max}}{2,5 * M_{max} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C} \quad \text{Ecuación 2.5.49}$$

(Ecuación F1-1 del AISC)

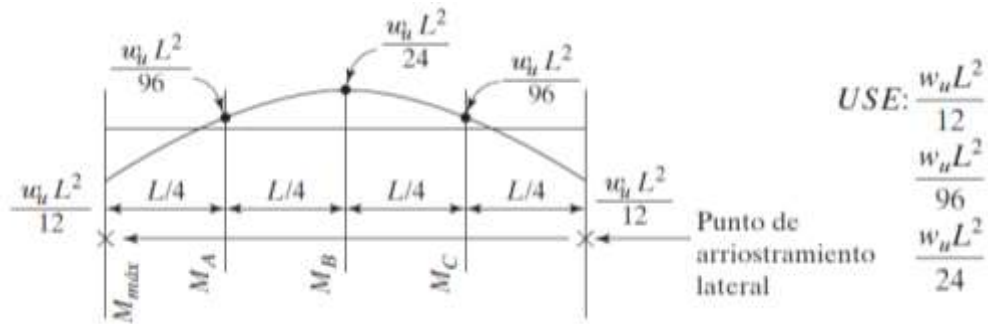


Figura 69. Determinación de coeficiente C_b.

Fuente: (McCormac, 2011)

Quando ocurre un momento constante a lo largo de la longitud sin soporte lateral, o a medida que esta longitud en el patín de compresión de una viga o la distancia entre los puntos de arriostramiento de torsión aumentan más allá de L_p , la capacidad por momento de la sección se reduce cada vez más. Por último, para una longitud sin soporte L_r , la sección se pandeará elásticamente tan pronto como se alcance el esfuerzo de fluencia. Sin embargo, debido al proceso de laminación, se tiene en la sección un esfuerzo residual igual a F_r . En consecuencia, el esfuerzo por flexión calculado elásticamente sólo puede alcanzar el valor $F_y - F_r = 0.7F_y$.

La resistencia nominal de momento para las longitudes sin soporte lateral entre L_p y L_r se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_n = C_b * \left[M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ecuación 2.5.50}$$

(Ecuación F 2-2 del AISC)

L_r es una función de varias propiedades de la sección, tales como su área transversal, módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia y sus propiedades por torsión y alabeo.

2.5.6.1.3 Pandeo elástico, zona 3

Quando la longitud sin soporte de una viga es mayor que L_r , ésta estará situada en la zona 3. Este miembro puede fallar por pandeo de la parte de compresión de la sección transversal lateralmente respecto al eje más débil, con torcimiento de toda la sección

transversal con respecto al eje longitudinal de la viga entre los puntos de soporte lateral. Esto ocurrirá aunque la viga esté cargada de manera que supuestamente debería flexionarse respecto al eje fuerte. La viga se flexionará inicialmente respecto al eje fuerte hasta que se alcance un cierto momento crítico M_{cr} . En ese instante se pandeará lateralmente respecto a su eje débil.

Conforme se flexiona lateralmente, la tensión en el otro patín tratará de mantener la viga recta. Como resultado, el pandeo de la viga será una combinación de una flexión lateral y una torcedura (o torsión) de la sección transversal de la viga. En la Figura 71 se muestra un croquis de esta situación.

El momento crítico o momento flexotorsionante M_{cr} en una viga estará formado de la resistencia de torsión (llamada comúnmente torsión de St. Venant) más la resistencia al alabeo de la sección.

Si la longitud sin soporte del patín de compresión de una sección de viga o la distancia entre los puntos que impiden el torcimiento de toda la sección transversal es mayor que L_r ,

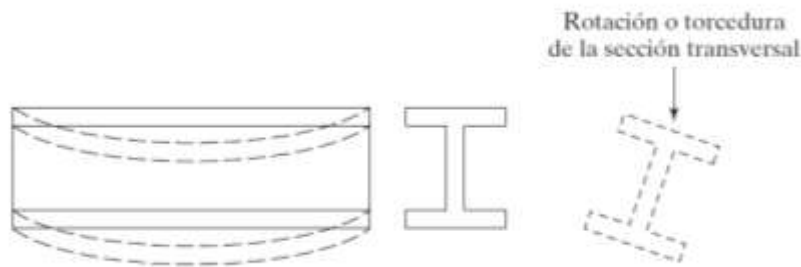


Figura 70. Pandeo de torsión lateral de una viga simplemente apoyada.

Fuente: (McCormac, 2011)

La sección se pandeará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la sección. En la Sección F2.2 de la Especificación del AISC, el esfuerzo de pandeo para miembros de sección I con doble simetría se calcula con la siguiente expresión:

$$M_n = F_{cr} * S_x < M_p \quad \text{Ecuación 2.5.51}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 * \frac{J_c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad \text{Ecuación 2.5.52}$$

En esta ecuación,

r_{ts} = radio de giro efectivo.

J = constante de torsión.

c = 1.0 para perfiles I de doble simetría

h_o = distancia entre los centroides del patín.

No es posible que ocurra el pandeo lateral de torsión si el momento de inercia de la sección respecto al eje de flexión es igual o menor que el momento de inercia fuera del plano. Por esta razón el estado límite del pandeo lateral de torsión no es aplicable a perfiles flexionados respecto a sus ejes menores, ni a perfiles con $I_x < I_y$, ni a perfiles circulares o cuadrados. Además, la fluencia rige si la sección es no compacta.

Las expresiones para determinar el pandeo local son las siguientes:

Comprobando pandeo local del patín

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq \lambda_{pf} \quad \text{Ecuación 2.5.53}$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.54}$$

Donde b_f y t_f son características de la sección.

Comprobando pandeo local del alma

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{pw} \quad \text{Ecuación 2.5.55}$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.56}$$

2.5.6.2 Esfuerzo cortante

Para el análisis siguiente consideraremos la viga de la Figura 78. Al flexionarse la viga aparecen esfuerzos cortantes debido al cambio de la longitud de sus fibras longitudinales. En la zona de momento positivo, las fibras inferiores se alargan y las

superiores se acortan, en tanto que en algún lugar intermedio habrá un plano neutro en el que las fibras no cambian de longitud. Debido a esas deformaciones variables, una fibra específica tiende a deslizarse sobre las fibras situadas arriba o abajo de ella.

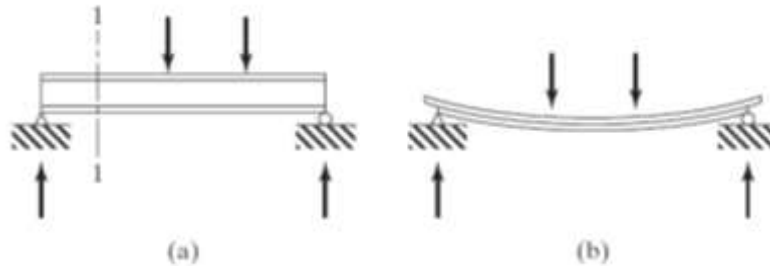


Figura 71. Esfuerzo cortante en vigas

Fuente: (Gerdau Corsa)

Si se incrementa la carga en un miembro estructural con sección I hasta que se alcanza el esfuerzo de fluencia por flexión en el patín, éste no tendrá capacidad para resistir esfuerzos cortantes que deberá entonces soportar al alma. Si se incrementa aún más el momento, el esfuerzo de fluencia por flexión penetrará hacia el alma y el área del alma capaz de resistir esfuerzos cortantes se reducirá aún más. En vez de suponer que el esfuerzo cortante nominal lo resiste una parte del alma, la Especificación del AISC supone un esfuerzo cortante reducido resistido por el área total del alma. Esta área del alma, A_w , es igual al peralte total de la sección, d , multiplicado por el espesor del alma t_w .

Las expresiones para la resistencia por cortante están dadas en la Especificación G2 del AISC. En estas expresiones, h es la distancia libre entre las puntas de los filetes del alma en perfiles laminados, mientras que para secciones compuestas soldadas, es la distancia libre entre patines. Para secciones compuestas atornilladas, h es la distancia entre líneas adyacentes de pernos en el alma. Se dan expresiones diferentes para distintas relaciones h/t_w según si la falla por cortante es plástica, inelástica o elástica.

La resistencia nominal al cortante de un alma sin rigidizar o rigidizada se especifica como

$$V_n = 0,6 * f_y * A_w * C_v \quad \text{Ecuación 2.5.57}$$

(Ecuación G2-1 del AISC)

Usando esta ecuación para las almas de miembros I cuando $h/t_w \leq 2.242E/F_y$, encontramos que $C_v = 1.0$

Para las almas de todos los perfiles con simetría doble, perfiles con simetría simple, y canales, excepto el perfil redondo HSS, se usan $\phi_v = 0.90$ para determinar la resistencia de diseño al cortante, $\phi_v V_n$. C_v , el coeficiente de cortante del alma, se determina a partir de las siguientes situaciones y se sustituye en la Ecuación G2-1 del AISC:

a) $C_v=1$ para:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.58}$$

b)

$$C_v = \frac{1,10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad \text{Ecuación 2.5.59}$$

Para:

$$1,10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.60}$$

c)

$$C_v = \frac{1,51 * E * k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * f_y} \quad \text{Ecuación 2.5.61}$$

Para:

$$\frac{h}{t_w} > 1,37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.62}$$

2.5.6.3 Deflexiones

Las deflexiones de las vigas de acero generalmente se limitan a ciertos valores máximos.

Algunas de las buenas razones para limitar las deflexiones son las siguientes:

1. Las deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por la viga considerada. Las grietas en los plafones ocasionadas por grandes deflexiones en los largueros que los soportan son un ejemplo.
2. La apariencia de las estructuras se ve afectada por deflexiones excesivas.
3. Las deformaciones excesivas no inspiran confianza en las personas que utilizan una estructura, aunque exista una completa seguridad desde el punto de vista de la resistencia.
4. Puede ser necesario que diferentes vigas que soportan la misma carga, tengan las mismas deflexiones.

La práctica Standard Americana para edificios ha sido limitar las deflexiones por carga viva de servicio a aproximadamente $1/360$ de la longitud del claro. Se supone que esta deflexión es la que toleran las vigas con el fin de que los aplanados o los plafones que soportan no presenten grietas. La deflexión de $1/360$ es sólo uno de los muchos valores de la deflexión máxima en uso para las diferentes condiciones de carga, por distintos ingenieros, y diferentes especificaciones.

2.5.6.4 Placas de asiento para vigas

Cuando los extremos de las vigas están soportados por apoyo directo sobre concreto o mampostería, con frecuencia es necesario distribuir las reacciones de las vigas por medio de placas de asiento o apoyo. Se supone que la reacción se distribuye uniformemente a través de la placa de apoyo sobre la mampostería, y que ésta reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada R_u o R_a dividida entre el área A_1 de la placa.

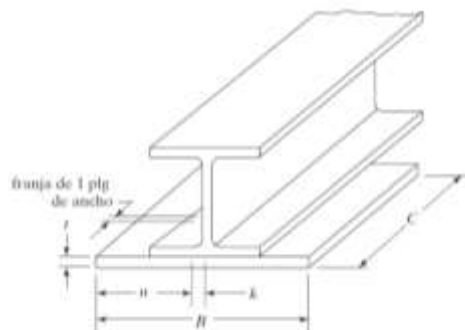


Figura 72. Placa de apoyo

Fuente: (McCormac, 2011)

Se determina el área de la placa con la siguiente expresión:

$$A_1 = \frac{R_u}{\phi_c * 0,85 * f'_c} \quad \text{Ecuación 2.5.63}$$

R_u es el esfuerzo a la combinación más desfavorable de cargas.

Espesor de la placa:

$$t = \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{\phi_b * A_1 * f_y}} \quad \text{Ecuación 2.5.64}$$

Después de determinar A_1 , se seleccionan su longitud (paralela a la viga) y su ancho. La longitud no debe ser menor que la N requerida para impedir la fluencia en el alma o su aplastamiento, ni menor que 3 1/2 o 4 plg por razones constructivas. No debe ser mayor que el espesor del muro o de cualquier otro soporte, y de hecho, deberá ser menor que ese espesor, sobre todo en muros exteriores, para que el acero no quede expuesto.

- **Fluencia local del alma**

El tema de la fluencia local del alma se aplica a todas las fuerzas concentradas, ya sean de tensión o de compresión.

La resistencia nominal del alma de una viga en la base del cordón de soldadura que la conecta al patín, cuando se aplica una carga concentrada o una reacción, se determina con alguna de la expresión siguiente, en la que k es la distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura, l_b es la longitud de apoyo (plg) de la fuerza paralela al plano del alma, F_{yw} es el esfuerzo (klb/plg²) mínimo de fluencia especificado del alma, y t_w es su espesor.

Si la fuerza es una carga concentrada o una reacción que causa tensión o compresión y está aplicada a una distancia mayor que el peralte del miembro, d , medido desde su extremo, entonces:

$$R_n = (2,5 * k + l_b) * f_{yw} * t_w \quad \text{Ecuación 2.5.65}$$

Donde l_b es la longitud del apoyo, t_w es espesor del alma.

- *Aplastamiento del alma*

Si se aplican cargas concentradas de compresión a un miembro estructural cuya alma no está atiesada (la carga aplicada en el plano del ama), la resistencia nominal por aplastamiento del alma debe determinarse por medio de alguna de las dos ecuaciones siguientes (en las que d es el peralte total del miembro). Si se proporcionan uno o dos atiesadores al alma o una o dos placas de refuerzo y éstos se extienden por lo menos hasta la mitad del peralte, no es necesario revisar el aplastamiento.

Si la carga concentrada se aplica a una distancia mayor que o igual a $d/2$, medida desde el extremo del miembro, entonces:

$$R_n = 0,4 * t_w^2 * \left[1 + \left(\frac{4 * l_b}{d} - 0,2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{\frac{E * f_{yw} * t_f}{t_w}} \quad \text{Ecuación 2.5.66}$$

Los pernos de anclaje se diseñan de la misma manera que para la celosía.

2.6 ASPECTOS A ANALIZAR DE LAS CUBIERTAS DISEÑADAS.

2.6.1 PESO DE LA CUBIERTA.

Dado que el estudio realizado trata sobre cubiertas metálicas ligeras de grandes luces, un aspecto muy relevante a la hora de analizar las distintas tipologías es su peso. Éste claramente estará condicionado por la cantidad de material que se necesita para satisfacer las configuraciones geométricas y estructurales de cada cubierta, así como las dimensiones de las barras, espesores y número de elementos necesarios.

2.6.2 DEFORMADA MÁXIMA.

Otro de los aspectos sobre los que se va centrar el análisis de los resultados es el valor máximo de la deformada en la barra más desfavorable de la estructura de cubierta de cada uno de los distintos sistemas estudiados. Este análisis se hace de la barra más desfavorable por el hecho de que es la que nos limita más a la hora de llevar a cabo tanto el diseño de la cubierta como su posterior dimensionado.

2.6.3 APROVECHAMIENTO DE LA RESISTENCIA DEL MATERIAL.

Otro de los aspectos que se van a analizar es el aprovechamiento de la resistencia de las barras. Éste claramente está condicionado por la cantidad de material que se necesita para satisfacer las configuraciones geométricas y estructurales de cada cubierta, así como las dimensiones de las barras, espesores y número de elementos necesarios, pero sobre todo por las solicitaciones que recaen sobre ella. Utilizando el dimensionado y las configuraciones descritas en apartados anteriores obtenemos los siguientes resultados en cuanto al aprovechamiento estructural de la cubierta.

2.6.4 COSTO DE LA CUBIERTA.

Como se sabe el costo total cualquier estructura es un aspecto muy importante debido a que en la construcción siempre se busca la economía sin dejar de lado la resistencia por lo tanto esta comparación se la va a realizar teniendo en cuenta todos los aspectos técnico, mano de obra y materiales que se involucren en la construcción de las cubiertas analizadas.

2.7 ESTRATEGIA PARA LA EJECUCION DEL PROYECTO

La ejecución es la etapa donde se materializan los aspectos descritos en el estudio técnico en especial, pero soportado en la estructura organizacional para la implementación del proyecto y en la financiación del mismo. Para realizar la ejecución es necesario desarrollar una gestión que facilite su terminación y lo deje listo para la iniciación o puesta en marcha (inicio de operaciones). En esta etapa se describen en forma detallada y cronológicamente todas las actividades que sean pertinentes, pues es allí donde se realizan la mayoría de inversiones y se hacen buena parte de los desembolsos de los dineros provenientes del crédito o de la financiación pública o privada del proyecto.

2.7.1 PRECIOS UNITARIOS

Es la remuneración o pago en moneda que el contratante deberá cubrir al contratista, por unidad de obra y por concepto de trabajo que ejecute, de acuerdo a las especificaciones. El precio Unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice.

Así mismo, unidad de obra puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, como base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago. El concepto de trabajo o concepto de obra, podrá quedar definido como el conjunto de operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, integran cada una de las partes de una obra en que esta se divide convencionalmente para fines de medición y pago. Resumiendo en un sola expresión los conceptos tratados anteriormente, se puede establecer en una forma más amplia que el precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad que de acuerdo con las especificaciones respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución. Lo anterior, lógicamente, coincide con lo que tradicionalmente se ha considerado como Precio Unitario y además, cabe hacer notar que se ha establecido una liga íntima entre el precio unitario y la especificación, pues esta última es preponderante en él , aun cuando no sea lo único que lo determina la entidad contratante. En el caso de cotizaciones de subcontratos se debe procurar entregar el máximo de información disponible al cotizador.

2.7.1.1 Estructura del precio unitario

En la formación de la estructura de costos y la determinación de un ítem intervienen los factores que se detallan y obedecen la estructura siguiente:

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
Proyecto	:				
Actividad	:				
Cantidad	:				
Unidad	:				
Moneda	:				
I. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					
2					
N					
TOTAL MATERIALES					

Figura 73.Datos generales

2. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					
2					
N					
SUBTOTAL MANO DE OBRA					
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)					
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)					
TOTAL MANO DE OBRA					

Figura 74. Mano de obra

3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					
N					
*	HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)				
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					

Figura 75. Equipo y maquinaria

4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS		
		COSTO TOTAL
*	GASTOS GENERALES = % DE 1 + 2 + 3	
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS		

Figura 76. Gastos generales y administrativos

5. UTILIDAD		
		COSTO TOTAL
*	UTILIDAD = % DE 1 + 2 + 3 + 4	
TOTAL UTILIDAD		

Figura 77. Utilidad

6. IMPUESTOS		COSTO TOTAL
*	IMPUESTOS IT = % DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5	
TOTAL IMPUESTOS		
TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)		
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)		
(*) El proponente deberán señalar los porcentajes pertinentes a cada rubro		
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.		

Figura 78. Impuestos

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

En el anterior capítulo se concluyó en tres alternativas para compararlas entre sí y determinar cuál será la más viable de acuerdo a los resultados que se obtengan.

3.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS.

a) Cargas muertas o permanente

- **Carga de la calamina**

El material que se utilizará como cubierta es el plastopanel metálico trapezoidal, ésta cubierta se compone de dos láminas metálicas que al medio tiene una lámina de poli estireno que actúa como aislante acústico, tiene un peso de 9.6 Kg/m^2

- **Carga del cielo falso**

Está compuesto por paneles livianos de 9.8 Kg/m^2

- **Luminarias**

La iluminación aporta una carga de 4 Kg/m^2

- **Impermeabilizante**

Una membrana de 0.6 Kg/m

- **Peso propio**

Es el peso de la estructura sin ningún otro elemento mencionado anteriormente; se refiere al peso de los perfiles metálicos y todos los componentes de unión.

b) Cargas vivas

Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura.

- **Sobrecarga de uso (ASCE 7-10, 2010)**

Se refiere a la carga de mantenimiento de la estructura, según el ASCE 7-10 el valor para la sobrecarga de uso en cubiertas ligeras accesibles solo para mantenimiento es 27,98 Kg/m²

Occupancy or Use	Uniform psf (kN/m ²)	Conc. lb (kN)
Roofs		
Ordinary flat, pitched, and curved roofs	20 (0.96)*	
Roofs used for roof gardens	100 (4.79)	
Roofs used for assembly purposes	Same as occupancy served	
Roofs used for other occupancies	"	"
Awnings and canopies		
Fabric construction supported by a skeleton structure	5 (0.24) nonreducible	300 (1.33) applied to skeleton structure
Screen enclosure support frame	5 (0.24) nonreducible and applied to the roof frame members only, not the screen	200 (0.89) applied to supporting roof frame members only
All other construction		
Primary roof members, exposed to a work floor	20 (0.96)	
Single panel point of lower chord of roof trusses or any point along primary structural members supporting roofs over manufacturing, storage warehouses, and repair garages		2,000 (8.9)
All other primary roof members		300 (1.33)
All roof surfaces subject to maintenance workers		300 (1.33)

Cuadro 8. Valores características de las sobrecargas de uso

Fuente: (ASCE 7-10, 2010)

- **Granizo**

Para el caso de Tarija según el SENAMHI se tiene una altura máxima de precipitación igual a 5 cm; el peso específico del granizo es aproximadamente 900 Kg/m³

Por lo que se obtiene una carga de 45 Kg/m²

- **Carga de viento (CIRSOC 102, 1982)**

La carga de viento de la cubierta metálica se analizó según la norma CIRSOC 102. Ver Tablas en Anexo 3

Características principales de la estructura

Ubicación: Tarija, Provincia Cercado

Topografía: Homogénea

Terreno: Plano

Dimensiones: 19 m x 35.5 m x 10.7 m, cubierta plana

Configuración Estructural: Muros de bloques de hormigón sobre cuatro lados. Correas metálicas de 4 m de luz, separadas 2 m, cubiertas con plastopaneles.

Revestimientos: Los paneles metálicos de cubierta son de 1.03 m de ancho y 6 m de largo. Las puertas y vidriados varían de tamaño.

Procedimiento de diseño

Presión dinámica

Las cargas de viento para el cálculo de sistemas principales resistentes a la fuerza del viento para edificios con altura menor a 20 m. se deben calcular usando una presión dinámica q_h basada en la exposición que conduzca a las cargas de viento más elevadas para cualquier dirección del viento en el sitio de emplazamiento cuando se usen los coeficientes de presión externa GCpf.

$$q_h = 0,613 * K_d * V^2 * I * K_z * K_{zt}$$

Donde:

K_d = Factor de direccionalidad del viento definido en el artículo 5.4.4 y Tabla 6 del reglamento.

V = Velocidad básica del viento.

I = El factor de importancia definido en el artículo 5.5 y Tabla A-1 del reglamento.

K_z = Coeficiente de exposición para la presión dinámica definido en el artículo 5.6.4 y Tabla 5 de la norma.

K_{zt} = Factor topográfico definido en el artículo 5.7 de la norma.

1. Se determina la velocidad básica del viento V y el factor de direccionalidad K_d

Se debe suponer que el viento proviene de cualquier dirección horizontal

$$V = 100 \text{ km/h} \approx V = 28 \text{ m/s}$$

Dato obtenido por el SENAMHI para el departamento de Tarija.

El tipo de estructura del proyecto es un edificio

$$K_d = 0,85$$

2. Se determina un factor de importancia I de acuerdo con el artículo 5.5.

El factor de importancia I para un edificio u otra estructura que se obtiene de Tabla 1, se debe determinar en base a las categorías de edificios y otras estructuras indicadas en la Tabla A-1, del Apéndice A de la norma. Según la tabla A-1 del Apéndice A que se muestra a continuación, la naturaleza de la ocupación es Edificios y otras estructuras para guarderías, escuelas primarias y secundarias con capacidad mayor que 150 personas. Por lo tanto pertenece a la **categoría III**.

Por lo tanto el factor de importancia según la Tabla 1 es:

$$I = 1,15$$

3. Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z o K_h , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.6. El lugar de emplazamiento del proyecto es un área urbana con varias obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares. Según el artículo 5.6 del Reglamento el tipo de exposición corresponde al B.

De la tabla 5 mediante interpolación para $z=10,71$ m

$$K_z = 0,7342$$

Topografía homogénea:

$$K_{zt} = 1$$

4. Reemplazando valores en la ecuación de la presión dinámica:

$$q_h = 0,613 * K_d * V^2 * I * K_z * K_{zt}$$

$$q_h = 339,46 \text{ N/m}^2$$

$$q_h = 34,6 \text{ kg/m}^2$$

5. Se determina la presión de diseño:

Las presiones de diseño para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento de edificios de todas las alturas se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = q * G * C_p - q_i * (GC_{pi})$$

Siendo:

$q = q_z$ para paredes a barlovento evaluada a la altura z sobre el terreno

$q = q_h$ para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, evaluada a la altura media de cubierta, h

$q_i = q_h$ para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados

$q_i = q_z$ para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura z está definida como el nivel de la abertura más elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva.

G = Factor de efecto de ráfaga según el artículo 5.8.

C_p = Coeficiente de presión externa de la Figura 3 o de la Tabla 8

GC_{pi} = Coeficiente de presión interna de la Tabla 7.

En este caso q y $q_i = q_h$

$$q = 339,46 \text{ N/m}^2$$

$$q_i = 339,46 \text{ N/m}^2$$

6. Se determina el factor de efecto de ráfaga, G y el coeficiente de presión interna para edificios, GC_{pi} .

El edificio se considera una estructura rígida. El artículo 5.8.1. Permite el uso de $G = 0,85$.

Una estructura es rígida si cumple:

$$\frac{h}{\text{ancho menor}} < 4$$

Donde:

$h = 10,71$ m Altura de la estructura

Ancho menor = 19 m

$$\frac{10,71}{19} = 0,56$$

$0,56 < 4$ Por lo tanto es una estructura rígida

Se considera un edificio cerrado

Se usará $(GC_{pi}) = \pm 0,18$ para edificios cerrados, de la Tabla 7.

7. Coeficientes de presión externa C_p para cubierta

Los coeficientes de presión en la cubierta son funciones de la pendiente de la cubierta y de h/L . Para $\theta = 1,7^\circ$ y $h/L = 0,3$ y $0,56$:

- $C_p = -0,9$ para una distancia de 0 a h
- $C_p = -0,5$ para una distancia de h a $2h$
- $C_p = -0,3$ para una distancia $> 2h$

8. Reemplazando los valores obtenidos en la ecuación de presión de diseño se tiene:

$$p = -259,69 \pm 61,1 \text{ N/m}^2 \quad \text{para el tramo de 0 a 10,7}$$

$$p = -144,27 \pm 61,1 \text{ N/m}^2 \quad \text{Para el tramo de 10,7 a 21,4}$$

$$p = -86,56 \pm 61,1 \text{ N/m}^2 \quad \text{Para el tramo mayor a 21,4}$$

$$p = -320,79 \text{ N/m}^2$$

$$p = -205,37 \text{ N/m}^2$$

$$p = -147,66 \text{ N/m}^2$$

$$p = -32,73 \text{ Kg/m}^2$$

$$p = -20,96 \text{ Kg/m}^2$$

$$p = -15,07 \text{ Kg/m}^2$$

Para el diseño se elige el valor más desfavorable:

$$p = -32,73 \text{ Kg/m}^2$$

Para el diseño del alero:

$$p = -213,52 \quad \text{N/m}^2 \quad -21,79 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 230,83 \quad \text{N/m}^2 \quad 23,55 \text{ kg/m}^2$$

3.1.1 DIMENSIONAMIENTO, IDEALIZACIÓN Y DETERMINACIÓN DE ÁREAS DE APORTE

a) Dimensionamiento de la estereoestructura

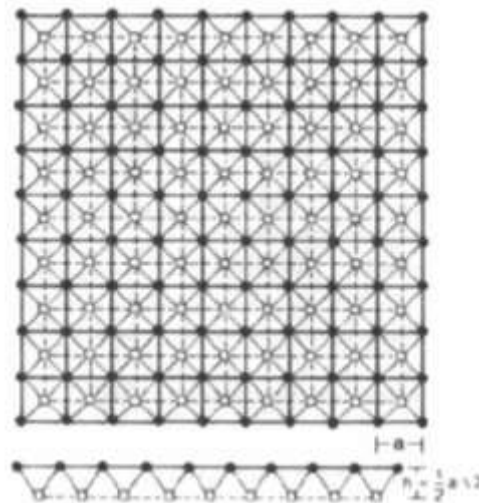


Fig. 79 Malla espacial formada por semi-octaedros y tetraedros paralelos en el perímetro

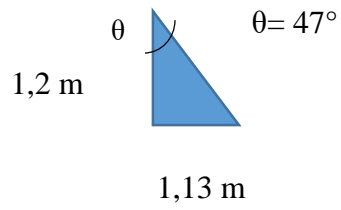
Fuente: (Neufer, 1995)

Según la bibliografía indicada se debe cumplir la siguiente expresión:

$$h = \frac{1}{2} * a * \sqrt{2}$$

Si: $a=1,6 \text{ m.}$ por lo tanto $h= 1,2 \text{ m.}$

La inclinación de las barras diagonales con respecto a la vertical debe estar entre 45° y 60°



Según Prof. Álvarez J, el alero debe ser mayor a 0,2 m.

b) Idealización de la estereoestructura

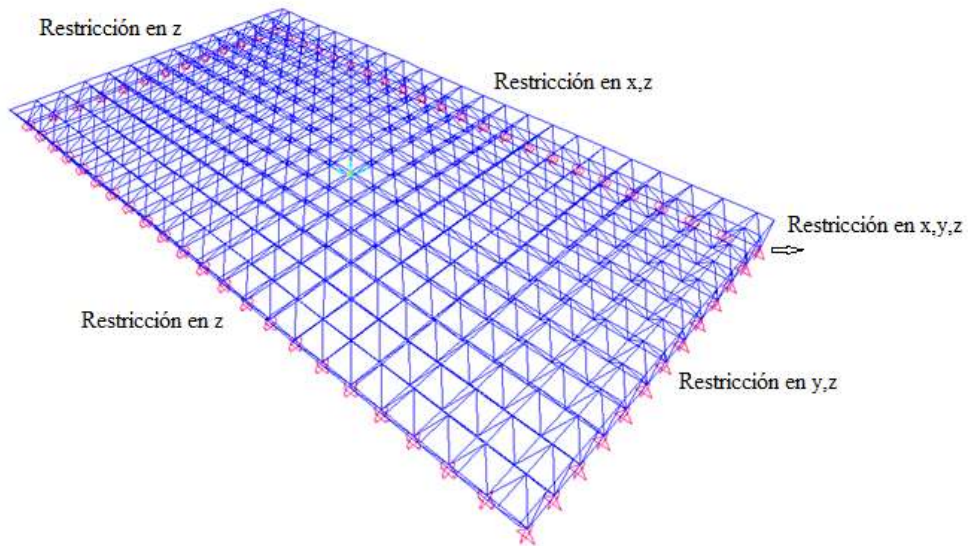


Figura 80. Esquema estructural de la estereoestructura.

Fuente: Elaboración propia

c) Áreas de aporte para los nudos de la estereoestructura

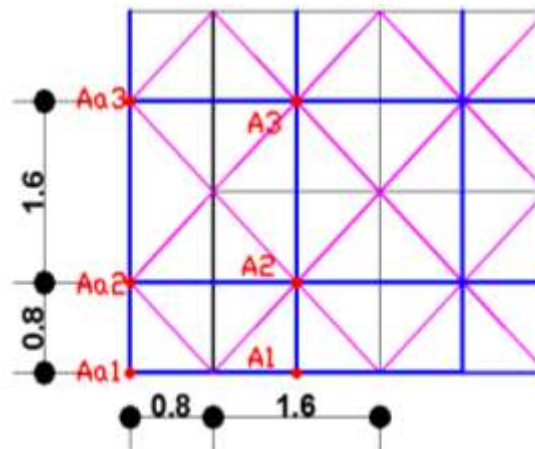


Figura 81. Áreas de aporte de la estereoestructura.

Fuente: Elaboración propia

En la figura se observa una sección de la cubierta de estereoestructura, las líneas azules representan los cordones superiores, las líneas plomas son las diagonales y cordón inferior; las Áreas 1, 2 y 3 corresponden a las áreas tributarias para los nudos de esquina, borde y centro respectivamente.

$$\text{Área alero 1} = 0,32 \text{ m}^2$$

$$\text{Área alero 2} = 0,96 \text{ m}^2$$

$$\text{Área alero 3} = 1,28 \text{ m}^2$$

$$\text{Área 1} = 0,64 \text{ m}^2$$

$$\text{Área 2} = 1,92 \text{ m}^2$$

$$\text{Área 3} = 2,56 \text{ m}^2$$

Cargas permanentes

$$\text{Peso calamina} = 9,6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Cielo falso} = 9,8 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Instalación eléctrica} = 4 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Impermeabilizante} = 0,6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total cargas permanentes} = \mathbf{24,3 \text{ Kg/m}^2}$$

Cargas vivas

$$\text{Viento alero} = -45,3 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Viento cubierta} = -32,73 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga de uso en alero} = 106,25 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga de uso} = 53,12 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Granizo} = 45 \text{ Kg/m}^2$$

Total cargas vivas => **53,12 Kg/m² y 106,25 Kg/m²** Se seleccionan las más desfavorables.

- **Carga permanente en los nudos**

Nudo A1= 7,68 Kg.

Nudo A2= 23,04 Kg.

Nudo A3 = 30,72 Kg.

Nudo A1= 15,36 Kg.

Nudo A2= 46,08 Kg.

Nudo A3 = 61,44 Kg.

- **Carga viva en los nudos**

Nudo A1= 17,0 Kg.

Nudo A2= 51,0 Kg.

Nudo A3 = 68,0 Kg.

Nudo A1= 34,0 Kg.

Nudo A2= 204,0 Kg.

Nudo A3 = 272,0 Kg.

- **Carga de viento en los nudos**

Nudo A1= -14,5 Kg.

Nudo A2= -43,49 Kg.

Nudo A3 = -57,98 Kg.

Nudo A1= -20,95 Kg.

Nudo A2= -62,84 Kg.

Nudo A3 = -83,79 Kg.

Estas serán las cargas que se introducirán el programa SAP2000 para la combinación más desfavorable y la obtención de los esfuerzos en las barras.

d) Dimensionamiento de la celosía

Según el manual LRFD, pág. 327

Los largueros deben espaciarse desde 0,61m a 1,83m. La separación es 1,58m. Cumple.

La relación peralte/claro debe ser 1/24. La relación entre peralte 0,12 m. y claro 3 m. es de 0,04. Cumple.

Según Vinnakota, pág. 67

La relación entre el canto y la luz debe ser 1/5 a 1/10 y la inclinación de 30° a 45°

La relación es de 0,1 y la inclinación es de 39°

e) Idealización de la celosía

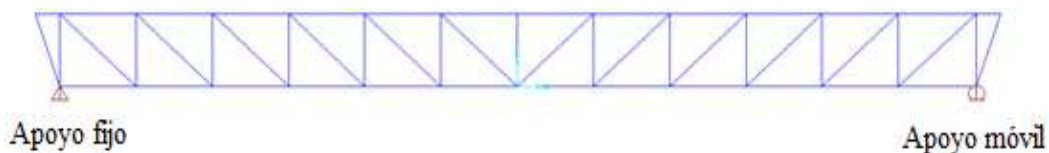


Figura 82. Esquema estructural de la celosía

Fuente: Elaboración propia

f) Determinación de áreas de aporte de la celosía

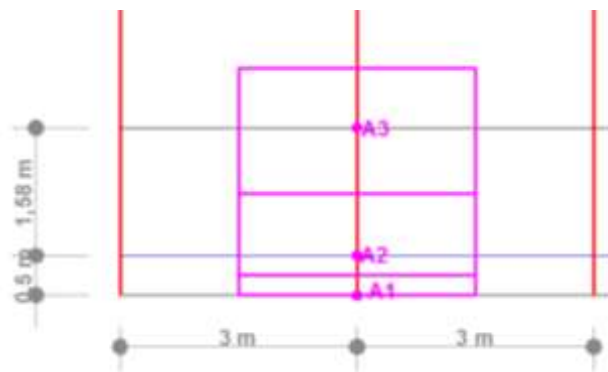


Figura 83. Áreas de aporte de la celosía.

Fuente: Elaboración propia

Sección de la estructura de cubierta conformada por celosías, la línea azul representa la celosía de borde y las líneas magentas representan las celosía internas, las líneas plomas representan a las correas superiores.

Las áreas marcadas con rojo pertenecen a las áreas de aporte según el nudo, esquina, borde y centro.

$$\text{Área 1} = 0.25 * 3 = 0.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Área 2} = 1.04 * 3 = 3.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Área 3} = 1.58 * 3 = 4.74 \text{ m}^2$$

Cargas permanentes

$$\text{Peso calamina} = 9,6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Cielo falso} = 9,8 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Instalación eléctrica} = 4 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Impermeabilizante} = 0,6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Parcial cargas permanentes} = \mathbf{24,3 \text{ Kg/m}^2}$$

En este caso se adiciona los pesos de las correas superior e inferior el cual es **18,478 Kg/m** entre las dos correas, este valor se lo multiplicara por 3 m, la longitud de la misma.

Cargas vivas

$$\text{Viento alero} = -45,3 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Viento} = -32,73 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga de uso} = 27,98 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Granizo} = 45 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total cargas vivas} = \mathbf{45 \text{ Kg/m}^2} \text{ Se selecciona la más desfavorable.}$$

- **Carga permanente en los nudos**

Celosía

$$\text{Nudo de alero} = 0,75 * 24,3 + 18,48 * 3 = 73,43 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo 2} = 3,12 * 24,3 + 18,48 * 3 = 130,31 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo 3} = 4,74 * 24,3 + 18,48 * 3 = 169,19 \text{ Kg}$$

- **Carga viva en los nudos**

Celosía

$$\text{Nudo de alero} = 0,75 * 45 = 33,75 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo 2} = 3,12 * 45 = 140,4 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo 3} = 4,74 * 45 = 213,3 \text{ Kg}$$

- **Carga de viento en los nudos**

Celosía

$$\text{Nudo de alero} = 0,75 * -45,3 = -34,01 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo 2} = 3,12 * -32,73 = -107,65 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo 3} = 4,74 * -32,73 = -155,14 \text{ Kg}$$

Como la celosía es simétrica todos los nudos tienen la misma carga.

De igual manera estas cargas serán introducidas a los nudos de la estructura modelada en el programa SAP2000.

g) Diseño y áreas de aporte para la viga de alma llena



Figura 84. Esquema estructural de la viga

Fuente: Elaboración propia

Las cargas para la estructura de alma llena serán las mismas que para la celosía.

h) Determinación de las combinaciones más desfavorables

Según el manual LRFD se determinan las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1,2 * D + 0,5 * (L_r \text{ o } R \text{ o } S) \quad (\text{Combinación 1})$$

$$U = 1,2 * D + 1,6 * (L_r \text{ o } R \text{ o } S) + 0,8 * W \quad (\text{Combinación 2})$$

$$U = 1,2 * D + 1,3 * W + 0,5 * (L_r \text{ o } R \text{ o } S) \quad (\text{Combinación 3})$$

$$U = 0,9 * D \pm 1,3 * W \quad (\text{Combinación 4})$$

$$U = 1,4 * D \quad (\text{Combinación 5})$$

De acuerdo a las cargas que obtuvimos se descartan algunas de las ecuaciones.

La carga de viento es de succión por lo que restaría a la combinación (2), y (3), por lo tanto se asume que no hay viento para poder usar la combinación (2).

Debido a que la carga viva de cubierta es menor a la carga de granizo R, se asume esta carga como la de diseño. Por lo tanto las combinaciones que nos quedan son:

$$U = 1,2 * D + 1,6 * R \quad (\text{Combinación 2})$$

$$U = 0,9 * D \pm 1,3 * W \quad (\text{Combinación 4})$$

$$U = 1,4 * D \quad (\text{Combinación 5})$$

3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ALTERNATIVAS

3.2.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ESTEREOESTRUCTURA.

3.2.1.1 Verificación de barras superiores e inferiores a compresión y tracción

Los planos de la cubierta de estereoestructura fueron otorgados por la Alcaldía de la provincia Cercado de Tarija, por lo tanto solo se realizara la comprobación de los elementos sometidos a cargas axiales con fines comparativos.

- **Diseño de miembros a compresión cordón superior**

Datos de la barra superior 1047:

$N_d = 9059,29 \text{ Kg}$	Esfuerzo máx. a compresión
$L = 160 \text{ cm}$	Longitud de la barra
$F_y = 2952,92 \text{ Kg/cm}^2$	Esfuerzo límite de fluencia acero ASTM A500
$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad

Datos del perfil

Pipe 2"

$D_e = 6,03 \text{ cm.}$	Diámetro exterior
$D_i = 5,25 \text{ cm.}$	Diámetro interior
$\text{Peso} = 5,43 \text{ Kg/m.}$	Peso del perfil
$A = 6,90 \text{ cm}^2.$	Área de la sección transversal
$I = 27,72 \text{ cm}^4.$	Módulo de inercia
$t = 0,39 \text{ cm.}$	Espesor de la pared
$r = 2 \text{ cm.}$	Radio de giro
$k = 0,55$	Factor de longitud efectiva (según Fig. 65)
$\Phi_c = 0,85$	Factor de resistencia a la compresión (AISI, 1996)

Relación de esbeltez que separa los intervalos elástico e inelástico

Se verifica la relación de esbeltez

$$\frac{k * L}{r} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$44,022 \leq 125,60$$

Cumple

Por lo tanto la tensión F_n se calcula con la siguiente expresión:

$$F_n = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) * F_y$$

Donde la tensión crítica de pandeo elástico F_e se determina con la ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * L}{r} \right)^2}$$

$$F_e = 10694,75 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$F_n = 2630,64 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Se determina la resistencia axial P_c :

$$P_c = \phi_c * A_e * F_n$$

$$P_c = 15435,91 \text{ Kg}$$

$$N_d = 9059,29 \text{ Kg} < P_c = 15435,91 \text{ Kg} \quad \text{Cumple}$$

58,69 %

- **Diseño de miembros a tracción cordón inferior**

Datos barra 424:

$$N_d = 8834,28 \text{ Kg} \quad \text{Esfuerzo máx. A tracción}$$

$$L = 160 \text{ cm} \quad \text{Longitud de la barra}$$

$F_y = 2952,92 \text{ Kg/cm}^2$ Esfuerzo límite de fluencia acero ASTM A500

$F_r = 4077,84 \text{ Kg/cm}^2$ Esfuerzo límite de rotura acero ASTM A500

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

Perfil

Pipe 2"

$D_e = 6,03 \text{ cm.}$ Diámetro exterior

$D_i = 5,25 \text{ cm.}$ Diámetro interior

Peso= 5,43 Kg/m. Peso del perfil

$A = 6,90 \text{ cm}^2.$ Área de la sección transversal

$I = 27,72 \text{ cm}^4.$ Módulo de inercia

$t = 0,39 \text{ cm.}$ Espesor de la pared

$r = 2 \text{ cm.}$ Radio de giro

$k = 0,55$ Factor de longitud efectiva (según Fig. 65)

$\Phi_t = 0,95$ Factor de resistencia a la tracción (AISI, 1996)

Esfuerzo a tracción:

$$T_u = \Phi_b * f_y * A_n$$

$$T_u = 19365,4 \text{ Kg.}$$

$$N_d = 8834,28 < T_u = 19365,4 \text{ Kg } \mathbf{Cumple}$$

45,62%

- Diseño de barras diagonales a compresión y tracción

Diseño de miembros a compresión.

Datos barra 2345:

$$N_d = 1724,42 \text{ Kg} \quad \text{Esfuerzo máx. A compresión.}$$

L =	165 cm	Longitud de la barra.
Fy =	2952,92 Kg/cm ²	Esfuerzo límite de fluencia acero ASTM A500.
E =	2100000 Kg/cm ²	Módulo de elasticidad.

Datos del perfil

Pipe 1"

De=	3,34 cm	Diámetro exterior
Di=	2,66 cm	Diámetro interior
Peso=	2,5 Kg/m	Peso del perfil
A =	3,19 cm ²	Área transversal
I =	3,62 cm ⁴	Momento de inercia
t =	3,38 mm	Espesor de la pared
r =	1,07 cm	Radio de giro
k =	0,55	Factor de longitud efectiva (Fig. 65)
Φc=	0,85	Factor de resistencia a la compresión (AISI, 1996)

Relación de esbeltez que separa los intervalos elástico e inelástico

Se verifica la relación de esbeltez

$$\frac{k * L}{r} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$84,87 \leq 125,60$$

Cumple

Por lo tanto la tensión Fn se calcula con la siguiente expresión:

$$F_n = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) * F_y$$

Donde la tensión crítica de pandeo elástico F_e se determina con la ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * L}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 2877,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_n = 1921,90 \text{ Kg/cm}^2$$

Se determina la resistencia axial P_c :

$$P_c = \phi_c * A_e * F_n$$

$$P_c = 5206,48 \text{ Kg}$$

$$N_d = 1724,42 \text{ Kg} < P_c = 5206,48 \text{ Kg} \text{ **Cumple**}$$

$$33,12 \%$$

- **Diseño de miembros a Tracción**

Datos barra 1349:

$N_d = 1622,02 \text{ Kg}$	Esfuerzo máx. A tracción
$L = 165 \text{ cm}$	Longitud de la barra
$F_y = 2952,92 \text{ Kg/cm}^2$	Esfuerzo límite de fluencia acero ASTM A500
$F_r = 4077,84 \text{ Kg/cm}^2$	Esfuerzo límite de rotura acero ASTM A500
$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad

Perfil elegido

Pipe 1”

$D_e = 3,34 \text{ cm}$	Diámetro exterior
$D_i = 2,66 \text{ cm}$	Diámetro interior
$\text{Peso} = 2,5 \text{ Kg/m}$	Peso del perfil

A =	3,19 cm ²	Área transversal
I =	3,62 cm ⁴	Momento de inercia
t =	3,38 mm	Espesor de la pared
r =	1,07 cm	Radio de giro
k =	0,55	Factor de longitud efectiva (Fig. 65)
Φ _t =	0,95	Factor de resistencia a la tracción (AISI, 1996)

Esfuerzo a tracción:

$$T_u = \phi_b * f_y * A_n$$

$$T_u = 8940,66 \text{ Kg.}$$

$$N_d = 1622,02 < T_u = 8940,66 \text{ Kg } \mathbf{Cumple}$$

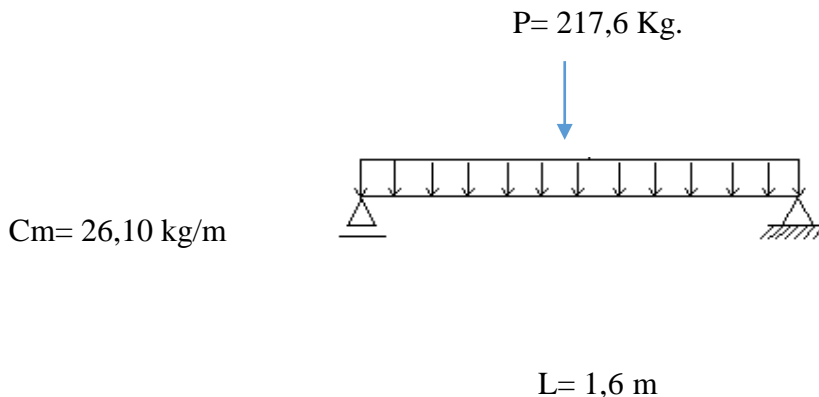
18,14%

3.2.1.2 Verificación a flexión y cortante.

Cordón superior

Para las cargas de mantenimiento y granizo es necesario hacer el análisis estructural a flexión de las barras.

Se las analiza como una viga simplemente apoyada :



Datos

$P = 136 \text{ Kg/m}$ Carga viva de mantenimiento y/o montaje

$C_m = 21,75 \text{ Kg/m}$ Carga muerta

$$\text{Hipotesis} = 1,6 * C_v + 1,2 * C_m$$

$M_{\max} = 95,40 \text{ Kg*m}$

$V_{\max} = 129,68 \text{ Kg}$

Datos perfil

Pipe 2"

$L = 160 \text{ cm}$ Longitud de la barra

$A_t = 6,9 \text{ cm}^2$ Área de la sección transversal

$I = 27,72 \text{ cm}^4$ Momento de inercia

$S = 9,19 \text{ cm}^3$ Módulo resistente a la sección transversal

$D_e = 6,03 \text{ cm}$ Diámetro exterior

$D_i = 5,25 \text{ cm}$ Diámetro interior

$t = 0,39 \text{ cm}$ Espesor de la pared

$F_y = 2952,92 \text{ Kg/cm}^2$ Esfuerzo límite de fluencia acero ASTM A500

$\Phi_b = 0,95$ Factor de resistencia a la flexión (AISI, 1996)

- **Verificando a flexión**

$$M_u = 1,25 * F_y * S_{xx} * \Phi_b$$

$$M_u = 32236,61 \text{ Kg*cm} \approx 322,37 \text{ Kg*m}$$

$$M_u = 322,37 \text{ Kg*m} > M_{\max} = 95,40 \text{ Kg*m}$$

Cumple

- Verificación al corte

Datos

$D_n = 5,64$ cm. Diámetro nominal del perfil.

$\Phi_v = 1$ Factor de resistencia al corte (AISI, 1996)

$$V_u = 0,6 * F_y * D_n * \Phi_v$$

$$V_u = 9995,06 \text{ Kg}$$

$$V_u = 9995,06 \text{ kg} > V_{\max} = 129,68 \text{ Kg}$$

Cumple

3.2.1.3 Verificación a la flecha

La máxima deflexión de una viga simplemente apoyada para las cargas del presente caso es:

$$\delta_{local} = \frac{P * L^3}{48 * E * I} + \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

Donde:

$P =$	217,6 Kg	Carga puntual de mantenimiento mayorada.
$L =$	160 cm	Longitud del elemento
$E =$	2100000 Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero
$I =$	27,72 cm ⁴	Momento de inercia de la sección transversal del tubo.
$w =$	0,26 Kg/cm	Carga muerta con su respectiva mayoracion

$$\delta_{local} = 0,357 \text{ cm}$$

La deformación normalizada admisible para cerramientos y cubiertas es de:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250}$$

$$L = 160 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 0,64 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 0,64\text{cm} > \delta_{local} = 0,357 \text{ cm} \text{ **Cumple**}$$

La deformación admisible para la cubierta espacial es:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250}$$

L= 1900 cm Longitud menor de la cubierta

$$\delta_{max} = 7,6 \text{ cm}$$

Mediante el diseño en el programa SAP200 se obtiene la deformación máxima en el centro de la cubierta, punto 150 entre las barras 424, 425, 144 y 143:

$$\delta_{max} = 7,6 \text{ cm} > \delta_{local} = 5,73 \text{ cm}$$

Cumple

No se realizarán los diseños de los apoyos ni las uniones para la estereoestructura dado que ya fueron definidos por los diseñadores y para las comparaciones solo utilizaremos los esfuerzos axiales de las barras.

3.2.1.4 Montaje de la estereoestructura

Se verificará si los perfiles elegidos en el cálculo de las piezas, pueden soportar esfuerzos externos tales como la fuerza de 2 cables que ejercen una fuerza que pueda levantar la cercha, este procedimiento se lo realiza al montar las cerchas metálicas encima de las estructuras de sustentación de la cubierta. Lo primero que se tiene que saber es en qué ángulo van a actuar los cables con respecto a la horizontal; se recomienda una altura de la unión de los cables con respecto a los apoyos (estos serían el sector donde se sujetan los cables con la cercha) de 2,5 m para que no afecte al moverse lateralmente en el momento de la colocación de la cercha a la estructura.

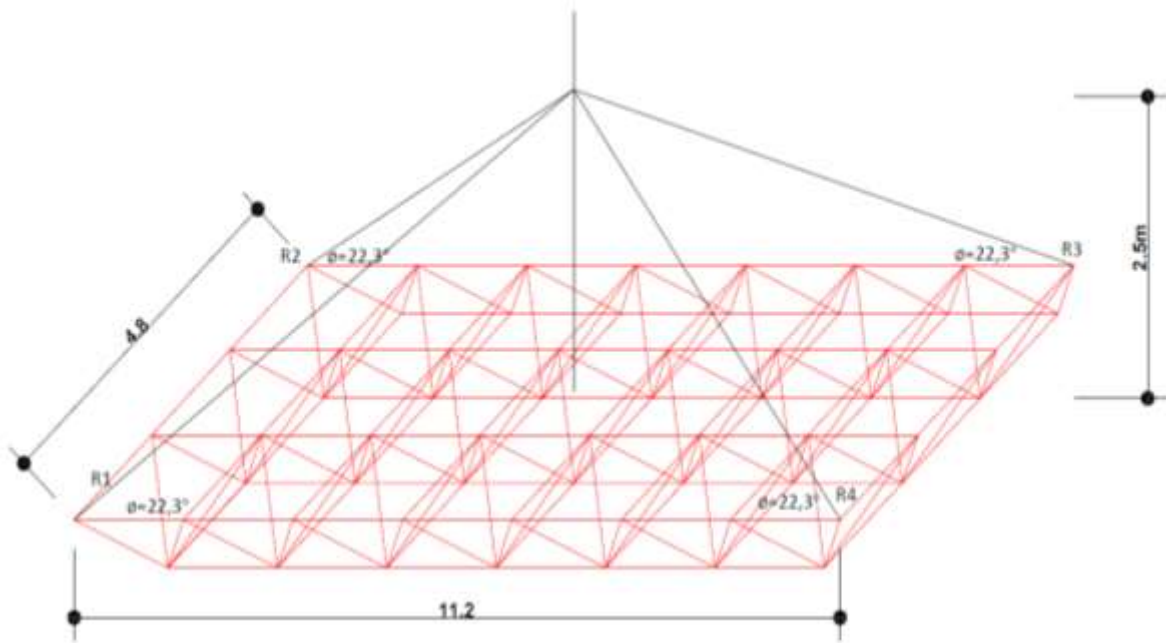


Figura 85. Montaje de la estereoestructura.

Fuente: Elaboración propia

La estructura de cubierta está unida mediante soldadura, por lo que se realizaran las uniones in situ y se montara en mitades para que sea más fácil suspenderla.

$$\theta = 22,3^\circ$$

Se obtienen los esfuerzos en los cuatro apoyos solamente con la carga del peso propio incrementado en 1,4.

$$R_y = F \cdot \sin \theta$$

$$R_x = F \cdot \cos \theta$$

$$CM = 1,4 * PP$$

Mediante el diseño en el programa SAP2000 se obtienen las cuatro reacciones:

$$R_{1x} = -378,49 \text{ Kg} \quad R_1 = 965,57 \text{ Kg}$$

$$R_{1y} = 366,39 \text{ Kg}$$

$$R_{2x} = -609,35 \text{ Kg} \quad R_2 = 1328,25 \text{ Kg}$$

R2y= 504,01 Kg

R3x= 609,35 Kg R3= 1554,25 Kg

R3y= 589,77 Kg

R4x= 378,49 Kg R4= 1092,77 Kg

R4y= 414,66 Kg

Esfuerzos máximos en las barras

Cordón superior -334,98 Kg

Cordón inferior 699,76 Kg

Diagonal 484,98 Kg

Diagonal -226,57 Kg

Perfil cordón superior Pipe 2"

El perfil soporta a compresión un esfuerzo de 15435,91 Kg. > 334,98 Kg. Cumple

Perfil cordón inferior Pipe 2"

El perfil soporta a tracción un esfuerzo de 193652,4 Kg. > 699,76 Kg. Cumple

Perfil diagonal Pipe 1"

El perfil soporta a compresión un esfuerzo de 5206,48 Kg. > 226,57 Kg. Cumple

El perfil soporta a tracción un esfuerzo de 8940,66 Kg. > 484,98 Kg. Cumple

3.2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CELOSÍA.

3.2.2.1 Diseño de la correa superior

Estructura metálica con cubierta de plastopanel metálico

Datos

$L = 3 \text{ m}$	Longitud de la correa
$s = 1,62 \text{ m}$	Separación entre correas
$E = 2,1E+10 \text{ Kg/m}^2$	Modulo de elasticidad
$\phi b = 0,9$	Factor de resistencia a la flexión
$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$	Límite de fluencia

Cargas sobre la correa

Peso del plastopanel = 15,55 Kg/m

Impermeabilizante = 0,97 Kg/m

Sobrecarga de uso = 45,33 Kg/m

Granizo = 72,9 Kg/m

Viento = -53,02 Kg/m

Hipótesis 1 $1,2*CM+1,6*CV=$ 136,47 Kg/m → **Carga de diseño**

Hipótesis 2 $0,9*CM+1,3*W=$ -54,06 Kg/m

- Determinación de la flecha máxima

Según AISC

F máxima	Casos
L/360	Techos o losas frizados susceptibles a agrietarse
L/300	No susceptibles

Cuadro 9. Deflexión máxima

Fuente: (McCormac, 2011)

En este caso son techos no susceptibles a agrietarse.

$$L/300 = 1,00 \text{ cm.}$$

$$\delta_{max} = \frac{\text{Sobrecarga} * L^3}{48 * E * I} + \frac{5 * Cm * L^4}{384 * E * I}$$

Sustituyendo

$$1 = \frac{217,6 * 3^3}{48 * 21000000000 * I} + \frac{5 * 24,29 * 3^4}{384 * 21000000000 * I}$$

Interpolando → I= 6,83E-07 m⁴

$$I_x \text{ requerida} = 68,28 \text{ cm}^4$$

Determinación de Zx requerida.

$$M_u = \frac{q * l^2}{8}$$

$$Z_{x \text{ requerida}} = \frac{M_u}{\phi_b * F_y}$$

$$M_u = 153,53 \text{ Kg*m} \quad Z_{x \text{ requerida}} = 7,34 \text{ cm}^3$$

Perfil C 120x50x15x2 mm.

$$\text{Área} = 4,37 \text{ cm}^2 \quad bt = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 3,72 \text{ Kg/m} \quad ht = 12 \text{ cm}$$

$$Z_x = 17,63 \text{ cm}^3 \quad t = 0,2 \text{ cm}$$

$$I_x = 105,80 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = 4,67 \text{ cm}^3$$

3.2.2.2 Verificando flecha

Aumentando el peso de la correa la nueva carga de diseño es:

$$q_d = 140,93 \text{ Kg/m} \rightarrow \text{Carga de diseño}$$

$$\delta_{max} = \frac{Sobrecarga * L^3}{48 * E * I} + \frac{5 * Cm * L^4}{384 * E * I}$$

$$\delta_{max} = \frac{217,6 * 3^3}{48 * 2100000000 * 105,80/100^4} + \frac{5 * 24,29 * 3^4}{384 * 2100000000 * 105,80/100^4}$$

$$\delta_{max} = 0,006662 \quad m$$

$$\delta_{max} = 0,67 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = 1,00 \text{ cm} > \delta_{max} = 0,67 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Verificando Zx requerida

$$Z_{xrequerida} = \frac{M_u}{\phi_b * F_y}$$

$$M_u = 158,55 \quad \text{Kg*m}$$

$$Z_{xrequerida} = 7,58 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xreq.} = 7,58 \text{ cm}^3 < Z_x = 17,63 \text{ cm}^3$$

Cumple

La correa es una viga simplemente apoyada, que está sometida a flexión asimétrica. La manera de verificar si es que la correa cumple con los requisitos de esfuerzos, es la siguiente: El momento flector resultante M, se descompone en otros dos, que actúan en dos planos longitudinales y principales de las piezas; la suma de las fatigas de trabajo en estos planos, no ha de ser menor que la fatiga admisible del material de que se trate.

$$\sigma = \frac{M_x}{Z_x} + \frac{M_y}{Z_y}$$

Momento por carga muerta

$$M = \frac{CM * l^2}{8}$$

$$CM = 20,24 \text{ Kg/m}$$

$$M_{cm} = 22,77 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Momento por carga viva

$$M = \frac{CV * l^2}{8}$$

$$CV = 72,9 \text{ Kg/m}$$

$$M_{cv} = 82,01 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Momento por carga del viento

$$M = \frac{W * l^2}{8}$$

$$W = -53,02 \text{ Kg/m}$$

$$M_w = -59,65 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Hipótesis 1 $1,2 * CM + 1,6 * CV = 158,55 \text{ Kg}\cdot\text{m} \rightarrow$ **Carga de diseño**

Hipótesis 2 $0,9 * CM + 1,3 * W = -3,73 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

- Cálculo del elemento sometido a flexión asimétrica

$$\frac{M_x}{\phi * M_{nx}} + \frac{M_y}{\phi * M_{ny}} \geq 1$$

si $\alpha = 1,72^\circ$

$$M_y = M_d * \cos \alpha$$

$$M_{ny} = Z_x * F_y$$

$$M_y = 158,48 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ny} = 40999,1 \text{ Kg}\cdot\text{cm} = 409,99 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_x = M_d * \sin \alpha$$

$$M_{nx} = Z_y * F_y$$

$$M_x = 4,76 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{nx} = 10867,1 \text{ Kg}\cdot\text{cm} = 108,67 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Verificando:

si $\phi = 0,9$

$$\frac{M_x}{\phi * M_{nx}} + \frac{M_y}{\phi * M_{ny}} = 0,48$$

Cumple

Se verifica:

$$\gamma = \frac{b_f}{t_f} \leq \gamma_{pd} = \frac{436}{\sqrt{F_y}}$$

$$25,00 \leq 9,04 \text{ Cumple}$$

$$\gamma = \frac{h}{t_w} \leq \gamma_{pd} = \frac{4360}{\sqrt{F_y}}$$

$$60,00 \leq 90,42 \text{ Cumple}$$

3.2.2.3 Diseño de la correa inferior

Datos

L=	3 m	Longitud de la correa
E=	2,1E10 Kg/m ²	Modulo de elasticidad
øb=	0,9	Factor de resistencia a la flexión
Fy=	2530 Kg/cm ²	Límite de fluencia

Cargas sobre la correa

Cielo falso = 15,88 Kg/m

Luminarias = 6,48 Kg/m

Hipótesis $1,4 * CM = 31,30 \text{ Kg/m} \rightarrow$ **Carga de diseño**

Determinación de la flecha máxima

Según AISC cuadro 9.

En este caso son techos no susceptibles a agrietarse

$$L/300 = 1,33 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 * q * l^4}{384 * E * I}$$

Sustituyendo

$$I = 1,2 \text{ E-07 m}^4 \quad I_x \text{ necesaria} = 11,79 \text{ cm}^4$$

Determinación de Zx requerida

$$M_u = \frac{q * l^2}{8}$$

$$Z_{xrequerida} = \frac{M_u}{\phi_b * F_y}$$

$$M_u = 35,21 \text{ Kg*m} \quad Z_{xrequerida} = 1,55 \text{ cm}^3$$

Perfil 2L 2 1/2" x 2 1/2" x 5/16"

$$\text{Área} = 18,84 \text{ cm}^2 \quad \text{área de la sección}$$

$$\text{Peso} = 14,76 \text{ Kg/m} \quad \text{Peso del perfil}$$

$$Z_x = 28,48 \text{ cm}^3 \quad \text{Modulo plástico}$$

$$I_x = 70,68 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia}$$

3.2.2.4 Verificación de la flecha

Aumentando el peso de la correa la nueva carga de diseño es:

$$q_d = 51,96 \text{ Kg/m} \quad \rightarrow \quad \text{Carga de diseño}$$

$$\delta = \frac{5 * q * l^4}{384 * E * I}$$

$$\delta_{max} = 0,00369 \text{ m}$$

$$\delta_{max} = 0,37 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = 1,33 \text{ cm} > \delta_{max} = 0,37 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Verificando Zx requerida

$$Z_{xrequerida} = \frac{M_u}{\phi_b * F_y}$$

$$M_u = 58,46 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$Z_{xrequerida} = 2,57 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xrequerida} = 2,57 \text{ cm}^3 < Z_x = 28,48 \text{ cm}^3 \text{ **Cumple**}$$

- Flecha en caso de montaje

$$f_{max} = \frac{\text{Sobrecarga} * L^3}{48 * E * I} + \frac{5 * C_m * L^4}{384 * E * I}$$

$$C_m = 17,71 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 217,6 \text{ Kg.}$$

$$f_{max} = \frac{217,6 * 3^3}{48 * 2100000000 * 70,68/100^4} + \frac{5 * 17,71 * 3^4}{384 * 2100000000 * 70,68/100^4}$$

$$f_{max} = 0,0095 \text{ m.}$$

$$f_{max} = 0,95 \text{ cm.}$$

$$f_{adm} = 1,33 \text{ cm} > f_{max} = 0,95 \text{ cm}$$

Cumple

3.2.2.5 Diseño y verificación de miembros a compresión

Celosía

- Cordón superior

Datos:

$$N_d = 11906,6 \text{ Kg} \quad \text{Esfuerzo máximo a compresión.}$$

$$L = 158 \text{ cm} \quad \text{Longitud de la barra}$$

$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$	Limite de fluencia
$E = 2,1E+10 \text{ Kg/m}^2$	Módulo de elasticidad
$K = 1$	Longitud efectiva de pandeo

Asumimos:

$$F_a = 1000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{N_d}{A} \leq 1000$$

Despejamos A

$$A \geq 11,91 \text{ cm}^2$$

Como es angular doble para entrar a tabla se divide entre dos.

$$A \geq 5,95 \text{ cm}^2$$

Perfil 2L 2" x 2" x 1/4"

$A = 6,05 \text{ cm}^2$	Area de la seccion
$J_x = 14,48 \text{ cm}^4$	Momento de inercia en x
$J_y = 14,48 \text{ cm}^4$	Momento de inercia en y
$x = y = 1,5 \text{ cm}$	

$$I_y = 2 * J_y$$

$$I_x = 2 * J_x$$

$$I_y = 28,96 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 28,96 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{2 * A}}$$

$$r_y = 1,55 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{k * l}{\pi * r_y} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 1,13$$

$$r_x = r_y$$

$$r = 1,55 \text{ cm}$$

Elegimos la mayor esbeltez.

$$\lambda = 1,13$$

$$\lambda^2 = 1,27 \leq 1,5 \text{ Corta}$$

$$f_c = 0,658^{\lambda^2} * f_y$$

$$f_c = 1484,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0,85 * f_c$$

$$F_a = 1262,12 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$984,02 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1262,12 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

Porcentaje del material que trabaja **78 %**

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

$$102,13 \leq 200 \text{ Cumple}$$

- **Verificación con el peso propio**

$$N_d = 13064,2 \text{ Kg.}$$

Perfil 2L 2" x 2" x 1/4"

$$A = 6,05 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 14,48 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 14,48 \text{ cm}^4$$

$$x = 1,5 \text{ cm}$$

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

$$1079,69 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1262,12 \text{ Kg/cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Porcentaje del material que trabaja **85,55 %**

- **Montante**

Datos:

$$N_d = 3385,52 \text{ Kg} \quad \text{Esfuerzo máximo a compresión}$$

$$L = 130 \text{ cm} \quad \text{Longitud de la barra}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Limite de fluencia}$$

$$E = 2,1\text{E}+10 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$k = 1 \quad \text{Longitud efectiva de pandeo}$$

Debe cumplir:

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

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

Asumimos:

$$F_a = 1000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{N_d}{A} \leq 1000$$

Despejamos A

$$A \geq 3,39 \text{ cm}^2$$

Como es angular doble para entrar a tabla se divide entre dos:

$$A \geq 1,69 \text{ cm}^2$$

Perfil 2L 2" x 2" x 1/8"

$$A = 3,12 \text{ cm}^2 \quad \text{área}$$

$$J_x = 7,91 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia en x}$$

$$J_y = 7,91 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia en y}$$

$$x=y = 1,39 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 * J_y$$

$$I_x = 2 * J_x$$

$$I_y = 15,82 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 15,82 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{2 * A}}$$

$$r_y = 1,59 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{k * l}{\pi * r} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 0,9$$

$$r_x = r_y$$

Elegimos la mayor esbeltez.

$$\lambda = 0,9$$

$$\lambda^2 = 0,81 \leq 1,5 \quad \text{Corta}$$

$$f_c = 0,658^{\lambda^2} * f_y$$

$$F_c = 1799,74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0,85 * f_c$$

$$F_a = 1529,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$542,55 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1529,78 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Porcentaje del material que trabaja **35,47 %**

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

$$81,65 \leq 200 \quad \text{Cumple}$$

- **Verificación con el peso propio**

$$N_d = 3700,35 \text{ Kg.}$$

Perfil 2L 2" x 2" x 1/8"

$$A = 3,12 \text{ cm}^2 \quad \text{área}$$

$$J_x = 7,91 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia en x}$$

$$J_y = 7,91 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia en y}$$

$$x = 1,39 \text{ cm}$$

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

$$593,0 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1529,78 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Porcentaje del material que trabaja **38,76 %**

3.2.2.6 Diseño y verificación de miembros a tracción

Celosía

- **Cordón inferior**

Datos:

$N_d = 11584,75 \text{ Kg}$	Esfuerzo máximo a tracción
$L = 158 \text{ cm}$	Longitud de la barra
$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$	Límite de fluencia
$F_r = 4080 \text{ Kg/cm}^2$	Límite de rotura
$E = 2,10E+10 \text{ Kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad
$\emptyset = \frac{1}{2} \text{ pulg.}$	Diámetro

Calculo del diámetro "d"

$$d = \emptyset + \frac{1}{8}$$

$$d = 0,625 \text{ pulg.}$$

$$\mathbf{d = 1,59 \text{ cm}}$$

Condición N° 1

$$N_d \leq \phi_1 * F_y * A_b$$

$$\phi_1 = 0,9$$

A (bruta) $\geq 5,09 \text{ cm}^2$ de toda la sección.

A (bruta) $\geq 2,54 \text{ cm}^2$ por pieza

Condición N° 2

$$N_d \leq \phi_2 * F_r * A_{crit}$$

$$\phi_2 = 0,75$$

$$A_{crit} = 0,85 * A_b$$

Reemplazando:

$$N_d \leq \phi_2 * F_r * 0,85 * A_b$$

$$A_b \geq \frac{N_d}{\phi_2 * F_r * 0,85}$$

A (bruta) $\geq 4,45 \text{ cm}^2$ toda la sección.

A (bruta) $\geq 2,23 \text{ cm}^2$ por pieza.

Elegimos el área bruta mayor para entrar a tablas:

$$\mathbf{A \text{ (bruta)} \geq 2,54 \text{ cm}^2}$$

Condición N° 3

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

$$k = 1$$

$$r \geq 0,53 \text{ cm.}$$

Se busca una sección con:

$$A \text{ (bruta)} \geq 2,54 \text{ cm}^2$$

$$r \geq 0,53 \text{ cm}$$

Perfil 2L 2" x 2" x 1/4" A = 6,05 cm² área de la sección

$J_x = 14,48 \text{ cm}^4$	Momento de inercia en x
$J_y = 14,48 \text{ cm}^4$	Momento de inercia en y
$x = 1,5 \text{ cm}$	Distancia al centro de gravedad
$y = 1,5 \text{ cm}$	Distancia al centro de gravedad
$t = 0,5 \text{ cm}$	Espesor

- **Verificando las condiciones**

Condición N° 1

$$N_d \leq \phi_1 * F_y * A_b$$

$$11584,75 \text{ Kg} \leq 27552 \text{ Kg} \text{ **Cumple**}$$

Porcentaje de material que trabaja **42,05 %**

Condición N° 2

$$N_d \leq \phi_2 * F_r * A_{crit}$$

$$A_{crit \text{ cal}} = A_b - \Sigma A_{agujeros}$$

Por pieza

$$A_{agujeros} = d * t$$

$$A_{crit \text{ cal}} = 8,93 \text{ cm}^2$$

El área crítica debe cumplir:

$$A_{crit} \leq \frac{A_{crit \text{ cal}}}{A_b * 0,85}$$

$$A_{crit} = 8,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{crit} \leq$$

$$0,85 * A_{bruta} = 10,285 \text{ cm}^2$$

Se elige la menor de las dos:

$$A_{crit} = 8,93 \text{ cm}^2$$

Porcentaje de material que trabaja

$$11584,75 \text{ Kg} \leq 27311 \text{ Kg} \text{ Cumple}$$

$$\text{Porcentaje de material que trabaja } 42,42 \%$$

Condición N° 3

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

$$I_y = 2 * I_{y2}$$

$$I_x = 2 * I_{x2}$$

$$I_y = 28,96 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 28,96 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{2 * A}}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{2 * A}}$$

$$r_x=r_y$$

$$r_{min} = 1,55 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\frac{k * l}{r_{min}} \leq 300$$

$$102,13 \leq 300 \text{ Cumple}$$

Porcentaje de material que trabaja **34,04 %**

- **Verificando con el peso propio**

$$N_d = 12711,04 \text{ Kg}$$

Condición N° 1

$$N_d \leq \phi_1 * F_y * A_b$$

$$12711,04 \text{ Kg} \leq 27552 \text{ Kg}$$

$$\frac{N_d}{A_b} \leq \phi_1 * F_y$$

$$1050,5 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2277 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

Porcentaje de material que trabaja **46,14 %**

Condición N° 2

$$N_d \leq \phi_2 * F_r * A_{crit}$$

$$12711,04 \text{ Kg} \leq 27311 \text{ Kg}$$

$$\frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 * F_r$$

$$1424,21 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3060 \text{ kg/cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Porcentaje de material que trabaja **46,54 %**

- **Cordón diagonal**

Datos:

Nd= 4790,87 Kg Esfuerzo máximo a compresión

L= 208 cm Longitud de la barra

fy= 2530 Kg/cm² Limite de fluencia

fr= 4080 Kg/cm² Limite de rotura

E= 2,10E+10 Kg/m² Modulo de elasticidad

Ø= ½ pulg. Diámetro

Calculo del diámetro "d"

$$d = \phi + \frac{1}{8}$$

d= 0,625 pulg.

$$\mathbf{d = 1,59 \text{ cm}}$$

Condición N° 1

$$N_d \leq \phi_1 * F_y * A_b$$

$$\phi_1 = 0,9$$

$$A_b \geq \frac{N_d}{\phi_1 * F_y}$$

A (bruta) $\geq 2,10 \text{ cm}^2$ de toda la sección

A (bruta) $\geq 1,05 \text{ cm}^2$ por pieza.

Condición N° 2

$$N_d \leq \phi_2 * F_r * A_{crit}$$

$$\phi_2 = 0,75$$

$$A_{crit} = 0,85 * A_b$$

Reemplazando:

$$N_d \leq \phi_2 * F_r * 0,85 * A_b$$

$$A_b \geq \frac{N_d}{\phi_2 * F_r * 0,85}$$

A (bruta) $\geq 1,84 \text{ cm}^2$ toda la sección.

A (bruta) $\geq 0,92 \text{ cm}^2$ por pieza.

Elegimos el área bruta mayor para entrar a tablas:

$$\mathbf{A \text{ (bruta)} \geq 1,05 \text{ cm}^2}$$

Condición N° 3

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

$$k = 1$$

$$r \geq 0,69 \text{ cm.}$$

Se busca una sección con:

$$A \text{ (bruta)} \geq 1,05 \text{ cm}^2$$

$$r \geq 0,69 \text{ cm}$$

Perfil 2L 2" x 2" x 1/8"

$$A = 3,12 \text{ cm}^2 \quad \text{área}$$

$$J_x = 7,91 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia en x}$$

$$J_y = 7,91 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia en y}$$

$$x = 1,39 \text{ cm} \quad \text{Distancia al centro de gravedad}$$

$$y = 1,39 \text{ cm} \quad \text{Distancia al centro de gravedad}$$

$$t = 0,4 \text{ cm} \quad \text{Espesor}$$

Verificando las condiciones

Condición N° 1

$$N_d \leq \phi_1 * F_y * A_b$$

$$4790,87 \text{ Kg} \leq 14208 \text{ Kg} \quad \text{Cumple}$$

Porcentaje de material que trabaja **33,72 %**

Condición N° 2

$$N_d \leq \phi_2 * F_r * A_{crit}$$

$$A_{crit \text{ cal}} = A_b - \Sigma A_{agujeros} \quad \text{Por pieza}$$

$$A_{agujeros} = d * t$$

$$\mathbf{A_{crit \text{ cal}} = 3,70 \text{ cm}^2}$$

El área crítica debe cumplir:

$$A_{crit} \leq \frac{A_{crit \text{ cal}}}{A_b * 0,85}$$

$$A_{crit \text{ cal}} = 3,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{crit} \leq$$

$$0,85 * A_{bruta} = 5,3 \text{ cm}^2$$

Se elige la menor de las dos:

$$\mathbf{A_{crit} = 3,70 \text{ cm}^2}$$

$$4790,87 \text{ Kg} \leq 22644 \text{ Kg} \quad \mathbf{\text{Cumple}}$$

Porcentaje de material que trabaja **21,16 %**

Condición N° 3

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

$$I_y = 2 * I_{y2}$$

$$I_x = 2 * I_{x2}$$

$$I_y = 15,82 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 15,82 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{2 * A}}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{2 * A}}$$

$$r_x = r_y = r_{min} = 1,59 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\frac{k * l}{r_{min}} \leq 300$$

$$130,63 \leq 300 \text{ Cumple}$$

Porcentaje de material que trabaja **43,54 %**

- **Verificando más el peso propio**

$$N_d = 5258,38 \text{ Kg}$$

Condición N° 1

$$N_d \leq \phi_1 * F_y * A_b$$

$$5258,38 \text{ Kg} \leq 14208 \text{ Kg}$$

$$\frac{N_d}{A_b} \leq \phi_1 * F_y$$

$$842,69 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2277 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

Porcentaje de material que trabaja **37,01 %**

Condición N° 2

$$N_d \leq \phi_2 * F_r * A_{crit}$$

$$5258,38 \text{ Kg} \leq 11322 \text{ Kg}$$

$$\frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 * F_r$$

$$1421,18 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3060 \text{ kg/cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Porcentaje de material que trabaja **46,44 %**

3.2.2.7 Verificación al pandeo del elemento central más solicitado

- **Pandeo local cordón superior**

Datos

Nd = 13064,2 Kg	Esfuerzo máximo a compresión
L = 158 cm	Longitud de la barra
Fy = 2530 Kg/cm ²	Límite de fluencia
E = 2100000 Kg/cm ²	Módulo de elasticidad
A = 12,1 cm ²	área del perfil
k = 1	Longitud efectiva al pandeo
r = 1,55 cm	Radio de giro
ϕ = 0,85	Factor resistente a la compresión LRFD

Parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \frac{k * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 1,13 < 1,5$$

Esfuerzo critico

$$f_{cr} = 0,658^{\lambda^2} * f_y$$

$$f_{cr} = 1484,85 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresión

$$f_a = \phi * f_c * A$$

$$f_a = 15271,68 \text{ Kg}$$

$$N_d = 13064,2 \text{ Kg} < f_a = 15271,68 \text{ Kg} \quad \text{Cumple}$$

- Pandeo total en cordón superior

Para el pandeo total se asumirá una longitud L igual a 3,16 m asumiendo que entre tres correas se tiene un soporte lateral que evita el pandeo.

Datos

Nd = 13064,2 Kg	Esfuerzo máximo a compresión
L = 3,16 cm	Longitud de pandeo
Fy = 2530 Kg/cm ²	Limite de fluencia
E = 2100000 Kg/cm ²	Modulo de elasticidad
A = 12,1 cm ²	área
k = 1	Longitud efectiva
r = 1,55 cm	Radio de giro
ø = 0,85	Factor de resistencia a la compresión LRFD

Parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \frac{k * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 0,02 < 1,5$$

Esfuerzo critico

$$f_{cr} = 0,658^{\lambda^2} * f_y$$

$$F_{cr} = 2529,46 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresión

$$f_a = \phi * f_c * A$$

$$f_a = 26015,5 \text{ Kg}$$

$$N_d = 13064,2 \text{ kg} < f_a = 26015,5 \text{ Kg} \text{ **Cumple**}$$

- Pandeo local en montante

Datos

Nd = 3700,35 Kg	Esfuerzo máximo a compresión
L = 130 cm	Longitud de la barra
Fy = 2530 Kg/cm ²	Límite de fluencia
E = 2100000 Kg/cm ²	Módulo de elasticidad
A = 6,24 cm ²	área
k = 1	Longitud efectiva
r = 1,59 cm	Radio de giro
ø = 0,85	Factor de resistencia a compresión

Parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \frac{k * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 0,9 > 1,5$$

Esfuerzo crítico

$$f_{cr} = 0,658^{\lambda^2} * f_y$$

$$F_{cr} = 1799,74 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresión

$$f_a = \phi * f_c * A$$

$$f_a = 9545,83 \text{ Kg}$$

$$N_d = 3700,35 \text{ Kg} < f_a = 9545,83 \text{ Kg} \text{ Cumple}$$

3.2.2.8 Verificación de flecha máxima

Verificación en celosía

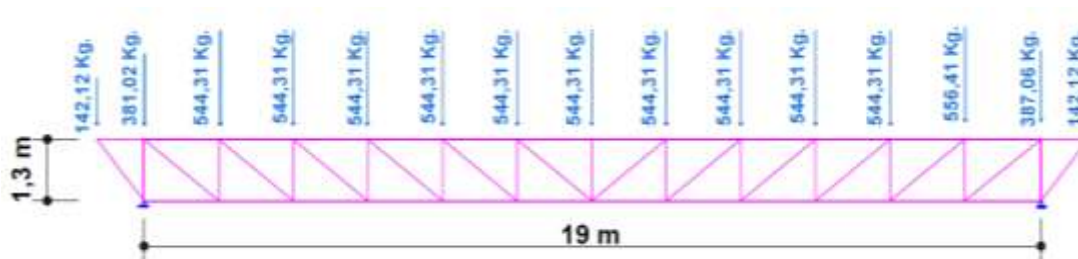


Figura 86. Celosía con cargas.

Fuente: Elaboración propia

Vista de perfil de celosía

$$I_y = 2 * \left[I_{y \text{ cordon}} + A_{\text{cordon}} * \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right]$$

Datos:

Perfil= 2L 2" x 2" x 1/4"

y = 1,5 cm

E = 2,1E+10 Kg/m²

I_y = 28,96 cm⁴

A = 12,1 cm²

h = 127 cm

I_y = 97638,4 cm⁴

I_y = 0,00098 m⁴

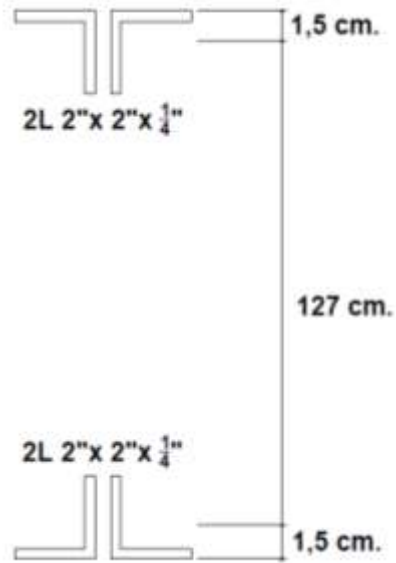


Figura 87. Vista cordón superior e inferior de celosía.

Fuente: Propia

Se idealiza como una viga simplemente apoyada y se resuelve mediante Viga G.

$$\delta_{max} = \frac{627200,56}{E * I} Kg * m^3$$

$$\delta_{max} = 0,031 \text{ m}$$

Dado que las celosías no tiene alma llena, se considera que la deformación de la misma es un 15% superior a la de las vigas de alma llena:

$$\delta_{max} = 0,0352 \text{ m}$$

Según AISC cuadro 9.

Siendo L distancia entre apoyos

En este caso $L = 1900 \text{ cm}$

$$\delta_{max} = L/300 = 6,33 \text{ cm}$$

$$6,33 \text{ cm} \geq 3,52 \text{ cm} \text{ **Cumple**}$$

- **Verificación en una barra**

L = 162 cm

Pp = 9,49 Kg/m

Cv = 136 Kg

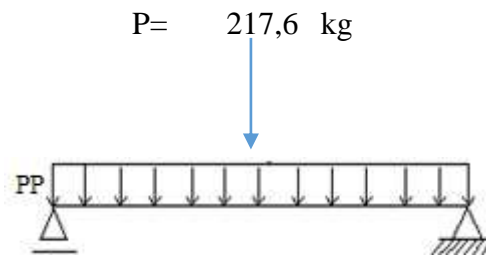
Granizo = $45 \text{ Kg/m}^2 = 135,00 \text{ Kg/m} = w$

E = $2,10\text{E}+10 \text{ Kg/m}^2$

I = $28,96 \text{ cm}^4$

Se analiza como una viga biapoyada

Con sobrecarga:



PP = 11,39 Kg/m

L = 1,62 m.

$$\delta_{local} = \frac{P * L^3}{48 * E * I} + \frac{5 * PP * L^4}{384 * E * I}$$

$\delta = 0,003337 \text{ m}$

$\delta = 0,33 \text{ cm}$

La deformación admisible para cerramientos y cubiertas es de:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250}$$

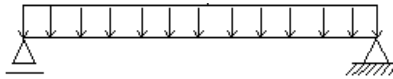
L = 162 cm

$\delta_{max} = 0,648\text{cm}$

$\delta_{max} = 0,648 \text{ cm} > \delta = 0,33 \text{ cm}$ **Cumple**

Con carga de granizo

$$w = 146,39 \text{ Kg/m}$$



$$L = 1,62 \text{ m.}$$

$$\delta = 0,002159 \text{ m}$$

$$\delta = 0,22 \text{ cm}$$

$$\delta_{local} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

$$\delta_{max} = 0,648 \text{ cm} > \delta = 0,22 \text{ cm} \text{ **Cumple**}$$

3.2.2.9 Montaje de la celosía

Se verifica si los perfiles elegidos en el cálculo de las piezas pueden soportar esfuerzos externos tales como la fuerza de 2 cables que ejercen una fuerza que pueda levantar la cercha, este procedimiento se lo realiza al montar las cerchas metálicas encima de las estructuras de sustentación de la cubierta.

Lo primero que se tiene que saber es en qué ángulo van a actuar los cables con respecto a la horizontal, se recomienda una altura de la unión de los cables con respecto a los apoyos (estos serían el sector donde se sujetan los cables con la cercha) de 2.5m para que no afecte en moverse lateralmente en el momento de la colocación de la cercha a la estructura.

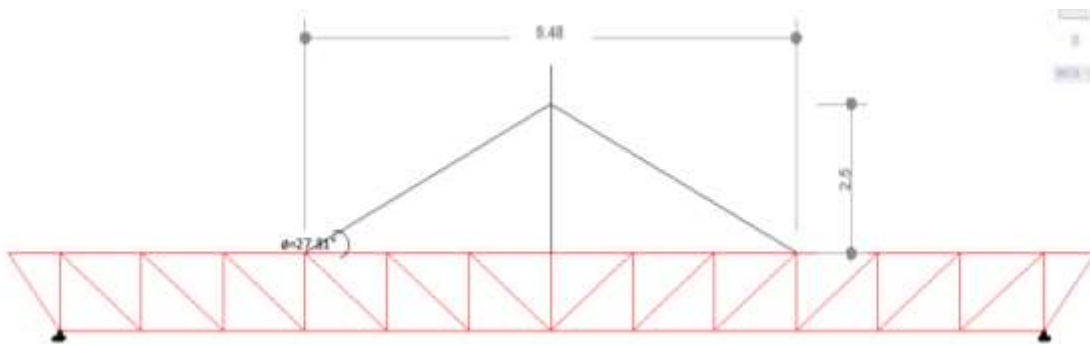


Figura 88. Montaje de la cercha.

Fuente: Elaboración propia

$$\emptyset = 27,81^\circ \approx 28^\circ$$

Se obtiene el esfuerzo solamente con la carga del peso propio incrementada en 1,4.

$$R_y = F \cdot \sin \emptyset \quad R_x = F \cdot \cos \emptyset$$

$$CM = 1,4 * PP$$

$$PP = 305,96 \text{ Kg}$$

$$CM = 21,42 \text{ Kg/m}$$

$$R_{1y} = 1584,44 \text{ Kg} \quad R_1 = 3374,93 \text{ Kg}$$

$$R_{1x} = 900,63 \text{ Kg}$$

$$R_{2y} = 1597,61 \text{ Kg} \quad R_2 = 3403,00 \text{ Kg}$$

$$R_{2x} = 900,63 \text{ Kg}$$

Esfuerzos máximos en las barras

$$\text{Cordón superior} = 1969,19 \text{ Kg}$$

$$\text{Cordón inferior} = -1969,19 \text{ Kg}$$

$$\text{Montante} = -595,73 \text{ Kg}$$

$$\text{Diagonal} = -1199,54 \text{ Kg}$$

Esfuerzo que resiste cada perfil

Perfil de cordón superior e inferior

2L 2"x2"x1/4"

$$\text{Resiste: } 15271,75 \text{ Kg a compresión}$$

$$27311,00 \text{ Kg a tracción}$$

Comprobando:

$$1969,19 \text{ Kg} < 27311,00 \text{ Kg}$$

Cumple

$$-1969,19 \text{ Kg} < 27311,00 \text{ Kg}$$

Cumple

Perfil de montante y diagonal

2L 2"x2"x1/8"

Resiste: 9545,83 Kg a compresión

11322,00 Kg a tracción

Comprobando:

$$-595,73 \text{ Kg} < 9545,83 \text{ Kg}$$

Cumple

$$-1199,54 \text{ Kg} < 9545,83 \text{ Kg}$$

Cumple

Los perfiles resisten un esfuerzo mucho mayor al producido en el proceso de montaje con dos cables a 2,5 m. de altura y 28° de inclinación.

3.2.2.10 Diseño de los elementos de apoyo y unión

Diseño de la placa base

$$A_{placa} = \frac{1}{A_{col}} * \left[\frac{R_u}{\phi_{AH} * 0,85 * f'_c} \right]^2$$

Donde:

Acol=	900	cm ²	Área de la columna
f'c=	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del hormigón
øAH=	0,65		Factor de minoración en el aplastamiento
Ru=	3861,69Kg		Carga máxima transmitida por la cubierta

$$A_{placa} = 1,23 \text{ cm}^2$$

Claramente se aprecia que el aplastamiento al hormigón no incide en la determinación de las dimensiones de la placa de apoyo.

Por lo tanto se tomarán dimensiones constructivas. Para la determinación del ancho de la placa B, se realizará en función de parámetros funcionales del proceso constructivo, para el caso, la distancia necesaria para la colocación de los pernos de anclaje de la placa a la columna de concreto, para éste propósito se dejará a cada lado de la armadura una distancia igual a 5 cm, con lo cual el ancho total de la placa será:

$$B = 2n + 2ki$$

n= 5 cm distancia que se deja a cada lado de la columna

ki= 0,635 cm espesor del perfil que va apoyado en la placa

$$B = 19,52 \text{ cm.} \approx 20 \text{ cm.}$$

Se tiene una placa de 20*20 cm

- Resistencia a flexión de la placa de apoyo

Con la evaluación de éste estado límite de resistencia, se obtiene el espesor de la placa para soportar los esfuerzos de flexión generados en la misma, debido a la carga aplicada sobre ella por la armadura.

Ru= 3861,69 Kg Máxima reacción de la celosía

$$t_f = \sqrt{\frac{2,22 * R_{dp} * n^2}{A_1 * F_y}} = \sqrt{\frac{2,22 * R_{dp} * n^2}{BN * F_y}}$$

B= 20 cm Ancho de la placa

N= 20 cm Largo de la placa

Fy= 2530 Kg/cm² Limite de fluencia

k1= 0,635 cm Longitud efectiva

n= (B/2)-k1= 9,37 cm

$$t_f = 0,86 \text{ cm}$$

$$t_f = 0,34 \text{ pulg} \approx 1/2''$$

Dimensiones totales de la placa **20cm * 20cm * 1/2''**

- **Diseño de conexión placa - columna con pernos de anclaje**

R_u= 3861,69 Kg. Máxima reacción de la celosía

Se colocará un perno a cada lado

Resistencia del acero a la tensión

$$\phi * T_n \geq T_u$$

$$T_u = R_u/2 = 1930,85 \text{ Kg} \approx 4256,74 \text{ Lb}$$

$$\phi = 0,75$$

Acero A307

$$F_{ut} = 58 \text{ Ksi}$$

$$A_{req} = \frac{T_u}{\phi * f_{ut}}$$

$$A_{req} = 0,098 \text{ pulg}^2$$

Esta es el área requerida para una línea de pernos, al analizar el valor que se obtiene, es posible observar que se puede satisfacer esta resistencia con un tornillo roscado de 1/2''

$$A_{perno} = 0,196 \text{ plg}^2 > A_{req} = 0,098 \text{ plg}^2$$

Cumple

Longitud de anclaje según tabla = 12*d

$$L_d = 6 \text{ plg.}$$

Se utilizará 2 pernos roscados A307 de 1/2'' con una longitud de empotramiento de 15.24 cm (6 pulg.)

- **Diseño de la placa de acero para la unión de pernos**

Se estima una placa de 4" de alto con un espesor de 1/2"

Se asume al menos que dos pernos de 3/4" de diámetro por línea que sirven como unión entre elementos.

Datos

Nd=	13064,02 Kg	Esfuerzo máximo a compresión
Fy=	2530 Kg/cm ²	Límite de fluencia
Fr=	4080 Kg/cm ²	Límite de rotura
E=	2100000 Kg/cm ²	módulo de elasticidad
ø=	0,75	Factor de resistencia a tracción
h=	10,16 cm	Dimensión de la placa
e=	1,27 cm	Espesor de la placa

d= 1,905 cm

$$A_{critical} = A_{neta} - \Sigma A_{ag}$$

$$A_{critical} = 8,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{critical} = 8,06 \text{ cm}^2$$

A_{crit} ≤

$$0,85 * A_b = 10,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{crit} = 8,06 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi * F_r * 0,6$$

$$1620,85 \leq 1836 \text{ Cumple}$$

- Cálculo del número de pernos

Se determina con la ecuación de resistencia al deslizamiento para un tornillo

$$\phi R_{str} = \phi * 1,13 * \mu * T_m * N_s$$

Donde:

μ = Coeficiente de deslizamiento clases A, B o C, según se aplique o como se establezca según las pruebas.

T_m = Tensión mínima en el sujetador

N_s = Número de planos de deslizamiento

Datos

N_d =	13064,02 Kg.	Esfuerzo máximo a compresión
ϕ =	1	para agujeros estándar
μ =	0,33	Clase A
T_m =	12700 Kg.	Asumiendo un perno de 3/4" de diámetro
N_s =	2	

$$\phi R_{str} = 9471,66 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{N_d}{\phi * R_{str}}$$

$n=1,38 \approx 2$ es número de pernos de 3/4"

Datos

N_d =	3700,35 Kg.	Esfuerzo máximo a compresión
ϕ =	1	para agujeros estándar
μ =	0,33	Clase A
T_m =	5430 Kg.	Asumiendo un perno de 1/2" de diámetro

$$N_s = 2$$

$$\phi R_{str} = 4049,7 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{N_d}{\phi * R_{str}}$$

$n = 0,91 \approx 1$ es número de pernos de 1/2"

Datos

$N_d = 5258,38 \text{ Kg.}$ Esfuerzo máximo a tracción

$\phi = 1$ para agujeros estándar

$\mu = 0,33$ Clase A

$T_m = 5430 \text{ Kg.}$ Asumiendo un perno de 1/2" de diámetro

$$N_s = 2$$

$$\phi R_{str} = 4049,7 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{N_d}{\phi * R_{str}}$$

$n = 1,3 \approx 2$ es número de pernos de 1/2"

- Diseño de pernos para las conexiones

Resistencia al aplastamiento

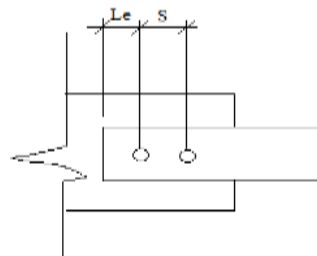


Figura 90. Conexión

Fuente: Elaboración propia

Datos

Le= 2,5 cm Distancia al borde del perfil

S= 4 cm Separación entre pernos

d= 1,905 cm Diámetro del perno

2*d= 3,81 cm

t= 0,476 cm

Fu= 4080 Kg/cm²

ø= 0,75

Resistencia al aplastamiento de los dos pernos

$$h = d + 1.6mm$$

$$h = 20,65 \text{ mm}$$

$$L_c = L_e - \frac{h}{2}$$

$$L_c = 14,675 \text{ mm}$$

$$L_c < 2d$$

Por lo tanto

$$\phi R_n = \phi * (1,2 * L_c * t * F_u)$$

$$\phi R_n = 2569,37 \text{ Kg}$$

Para el otro agujero

$$L_c = S - h$$

$$L_c = 19.35 \text{ mm}$$

$$L_c < 2d$$

Por lo tanto

$$\phi R_n = \phi * (1,2 * L_c * t * F_u)$$

$$\phi R_n = 3382,13 \text{ Kg}$$

La resistencia total al aplastamiento es:

$$\phi R_n = 5951,5 \text{ Kg}$$

Resistencia por aplastamiento de la placa de nudo

Para el agujero más cercano al borde de la placa de nudo.

$$L_c = L_e - \frac{h}{2}$$

$$L_c = 4,35 \text{ mm}$$

$$L_c < 2d$$

$$4,35 < 38,1$$

Por lo tanto

Para el otro agujero:

$$L_c = S - h$$

$$L_c = 19,35 \text{ mm}$$

$$L_c < 2d$$

$$19,35 < 38,1$$

Por lo tanto

$$\phi R_n = \phi * (2,4 * d * t * F_u)$$

$$\phi R_n = 6659,4 \text{ Kg}$$

La resistencia por aplastamiento de la placa de nudo es:

$$\phi R_n = 12610,9 \text{ Kg}$$

La placa de nudo gobierna, entonces la resistencia por aplastamiento es:

$$\phi R_n = 12610,9 \text{ Kg}$$

- Resistencia por tensión

Tensión sobre el área total

$$\phi_t P_n = \phi_t * F_y * A_g$$

Datos

$$\phi_t = 0,9$$

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

$$d = 1,905 \text{ cm}$$

$$a = 5,08 \text{ cm}$$

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

$$\phi_t P_n = 22035,44 \text{ Kg}$$

Tensión sobre el área neta

$$h = d + 3 \text{ mm}$$

$$h = 22,05 \text{ mm}$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi_t P_n = \phi_t * F_u * A_e$$

$$\phi_t P_n = 41038,27 \text{ Kg}$$

La tensión sobre la sección neta gobierna.

Resistencia al cortante

$$\phi R_n = 20519,14 \text{ Kg/tornillo}$$

Resistencia por desplazamiento

$$\phi R_{str} = \phi * 1,13 * \mu * T_m * N_s$$

Datos

$$\phi = 1$$

$$\mu = 0,33$$

$$T_m = 12700 \text{ Kg}$$

$$N_s = 2$$

$$\phi R_n = 9471,66 \text{ Kg}$$

Para dos tornillos

$$\phi R_n = 18943,32 \text{ Kg}$$

3.2.3 DISEÑO DE VIGA DE ALMA LLENA

3.2.3.1 Diseño por momentos

La viga se carga de igual forma que la celosía ya que tiene las mismas distancias de separación, posee las mismas correas.

Datos

$$M_u = 15472,5 \text{ Kg}\cdot\text{m} \quad \text{Momento máximo en la viga}$$

$$L = 19 \text{ m} \quad \text{Longitud de la viga}$$

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Límite de fluencia}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{Factor de resistencia a la flexión}$$

Calculo del módulo plástico Z_x

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi * F_y}$$

$$Z_x \geq 676,51 \text{ cm}^3$$

Calculo del momento de inercia mínimo

Deflexión máxima según AISC

$$L/360 = 5,28 \text{ cm}$$

Se determina la deflexión de la viga mediante el programa Viga G en el sistema operativo de la calculadora HP50g.

$$\delta_{max} = \frac{578323,51}{E * I}$$

Despejando I:

$$I_x = \frac{578323,51}{E * \Delta_{max}}$$

$$I_x = 0,000522 \text{ m}^4$$

$$I_x = 52179,56 \text{ cm}^4$$

Perfil elegido

IPN 550

d=	550	mm	Altura de viga
bf=	200	mm	Ancho de patín
tf=	30	mm	Espesor del ala
hw=	445	mm	Altura del alma
tw=	19	mm	Espesor del alma
Área=	212	cm ²	Área de la sección
Peso=	166	Kg/m	Peso de la sección
I _x =	98180	cm ⁴	Momento de inercia en x
Z _x =	4240	cm ³	Módulo plástico de la sección
r _x =	21,6	cm	Radio de giro en x

$I_y =$	3490	cm ⁴	Momento de inercia en y
$Z_y =$	584,6	cm ³	Módulo plástico de la sección
$r_y =$	4,02	cm	Radio de giro en y

- **Comprobando pandeo local del patín**

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq \lambda_{pf}$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$3,33 \leq 10,95 \text{ Cumple}$$

- **Comprobando pandeo local del alma**

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{pw}$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$23,42 \leq 108,33 \text{ Cumple}$$

Sección compacta puede alcanzar M_p y se mantiene constante sin presentar pandeo local.

$$\phi * M_n = \phi * M_p$$

La viga no cuenta con soporte lateral por lo que l_b es igual a la luz entre apoyos.

$$l_b = 1900 \text{ cm}$$

Determinando el pandeo lateral.

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 203,84 \text{ cm}$$

Datos del perfil

$C_w = 2704000 \text{ cm}^6$	Modulo de alabeo
$J = 478,89 \text{ cm}^4$	Modulo de torsion
$S_x = 2867,74 \text{ cm}^3$	Modulo resistente elástico
$I_y = 3490,00 \text{ cm}^4$	Momento de inercia
$C = 1$	Coficiente de flexión
$\phi = 0,9$	Factor de resistencia a la flexión
$h_o = 52,00 \text{ cm}$	

Se determina el radio de giro efectivo r_{ts} .

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x} \quad r_{ts} = 5,82 \text{ cm}$$

Longitud sin soporte L_r

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{11 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J * c}\right)^2}}$$

$$L_r = 1133,97 \text{ cm}$$

$$203,84 \text{ cm} < 1900 \text{ cm} < 1133,97 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

No cumple

$$L_b > L_r$$

Por lo tanto la viga se encuentra situada en la zona 3 y se utiliza la siguiente expresión para determinar el momento nominal:

$$M_n = Z_x * F_{cr}$$

Momento plástico:

$$M_p = Z_x * F_y$$

Esfuerzo de pandeo:

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 * \frac{J * c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Coefficiente de flexión:

$$C_b = \frac{12,5 * M_{max}}{2,5 * M_{max} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C} \leq 3$$

$$M_{max} = 15472,5 \text{ Kg*m}$$

$$M_A \text{ a } 1/4 \text{ de } L_b \quad M_A = 5393,34 \text{ Kg*m}$$

$$M_B \text{ a } 1/2 \text{ de } L_b \quad M_B = 10632,28 \text{ Kg*m}$$

$$M_C \text{ a } 3/4 \text{ de } L_b \quad M_C = 13980,8 \text{ Kg*m}$$

$$C_b = 1,39 < 3 \quad \text{Cumple}$$

$$F_{cr} = 1420,69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_n = 6023743 \text{ Kg*cm}$$

$$M_p = 10727200 \text{ Kg*cm}$$

Debe cumplir:

$$\phi M_n \leq M_p$$

$$M_n = 5421368,93 \text{ Kg*cm} < 10727200 \text{ Kg*cm} \quad \text{Cumple}$$

Porcentaje al que trabaja **50,54 %**

3.2.3.2 Verificación al cortante

Datos

$$V_u = 3526,75 \text{ Kg} \quad \text{Esfuerzo al cortante}$$

E=	2100000 Kg/cm ²	Modulo de elasticidad
fy=	2530 Kg/cm ²	Límite de fluencia
d=	550 mm	Altura de la viga
tw=	19 mm	Espesor del alma
hw=	445 mm	Altura del alma
øv=	1	Factor resistente al cortante

Cortante nominal:

$$V_n = 0,6 * f_y * A_w * C_v$$

Área del alma:

$$A_w = d * t_w$$

$$A_w = 10450,0 \text{ mm}^2$$

$$A = 104,5 \text{ cm}^2$$

El coeficiente de cortante del alma C_v , se determina a partir de las siguientes situaciones y se sustituye en la Ecuación G2-1 del AISC. LRFD

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 * \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}}$$

Si cumple $C_v=1$

El coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma k_v es igual a 5 si cumple esta expresión:

$$\frac{h}{t_w} < 260$$

Entonces $h/t_w = 23,42 < 260$ **Cumple**

Por lo tanto $k_v=5$

$$1,1 * \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} = 70,86$$

$$h/tw = 23,42 < 70,86 \text{ **Cumple**}$$

Se obtiene $C_v=1$

Determinando el cortante nominal:

$$V_n = 158631 \text{ Kg.}$$

$$\phi_v * V_n \geq V_u$$

$$\phi_v * V_n = 158631 \text{ Kg} \geq V_u = 3526,75 \text{ Kg}$$

Cumple

- **Verificando al peso propio**

Flexión

$$M_u = 24504,67 \text{ Kg*cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 * M_{max}}{2,5 * M_{max} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C} \leq 3$$

$$M_{max} = 24504,67 \text{ Kg*m}$$

$$M_A \text{ a } 1/4 \text{ de } L_b \quad M_A = 16895,52 \text{ Kg*m}$$

$$M_B \text{ a } 1/2 \text{ de } L_b \quad M_B = 24504,67 \text{ Kg*m}$$

$$M_C \text{ a } 3/4 \text{ de } L_b \quad M_C = 19491,91 \text{ Kg*m}$$

$$C_b = 1,141 < 3 \quad \text{**Cumple**}$$

$$F_{cr} = 2458,98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_n = 10426063 \text{ Kg*cm}$$

$$M_p = 10727200 \text{ Kg*cm}$$

Debe cumplir:

$$\phi M_n \leq M_p$$

$$M_n = 938.345,95 \text{ Kg*cm} < 10.727.200,0 \text{ Kg*cm} \text{ **Cumple**}$$

$$M_n = 938.34 \text{ Tn*cm} < 10.727,2 \text{ Tn*cm} \text{ **Cumple**}$$

Porcentaje al que trabaja **48,05%**

Cortante

$$V_u = 4904,78 \text{ Kg}$$

$$V_n = 158631 \text{ Kg}$$

$$\phi_v * V_n \geq V_u$$

$$\phi_v * V_n = 158.631,00 \text{ Kg} \geq V_u = 4.904,78 \text{ Kg}$$

$$\phi_v * V_n = 158,63 \text{ Tn} \geq V_u = 4,9 \text{ Tn}$$

Cumple

3.2.3.3 Verificación de la flecha

Utilizando el programa Viga G en la calculadora HP se introduce la viga con las correspondientes cargas más el peso propio y se obtiene la siguiente expresión:

$$f_{max} = \frac{859070,57}{E * I}$$

$$f_{max} = 4,17 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 5,28 \text{ cm} > f_{max} = 4,17 \text{ cm}$$

Cumple

3.2.3.4 Diseño de apoyos

Datos

$$R_u = 5533,91 \text{ Kg.} \quad \text{Reacción de la combinación más desfavorable}$$

$\phi_c = 0,65$ Factor de minoración en el aplastamiento

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ Resistencia a la compresión del hormigón

Se determina el área de la placa:

$$A_1 = \frac{R_u}{\phi_c * 0,85 * f_c'}$$

$$A_1 = 47,70 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 7,39 \text{ plg}^2$$

Por razones constructivas la placa será de 30 cm. x 20 cm.

$$A_1 = 600,00 \text{ cm}^2$$

Revisión de la fluencia local del alma:

$$R_n = (2,5 * k + l_b) * f_{yw} * t_w$$

$l_b = 30 \text{ cm}$ Longitud de apoyo

$k = 4,445 \text{ cm}$

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

$t_w = 1,9 \text{ cm}$

$\phi = 1$

$$R_n = 197627,79 \text{ Kg}$$

$$\phi R_n = 197627,79 \text{ Kg} > R_u = 5533,91 \text{ Kg}$$

Cumple

Revisión del aplastamiento del alma:

$d = 55 \text{ cm}$

$t_f = 3 \text{ cm}$

$$E= 2100000$$

Kg/cm²

$$\phi= 0,75$$

$$\frac{l_b}{d} = 0,545 < 2$$

Por lo tanto según LRFD se usa la siguiente ecuación:

$$R_n = 0,4 * t_w^2 * \left[1 + \left(\frac{4 * l_b}{d} - 0,2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{\frac{E * f_{yw} * t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 264366,95 \quad \text{Kg}$$

$$\phi R_n = 198275,2104 \quad \text{Kg} \quad > \quad R_u = 5533,91 \quad \text{Kg}$$

Cumple

Determinación del espesor de la placa:

Ancho placa= 20 cm

$$\phi_b = 0,9$$

$$n = \frac{20}{2} - 4,445 = 0,55 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{\phi_b * A_1 * f_y}}$$

$$t = 0,50 \quad \text{cm}$$

Se asume de $t = 1/2" = 1,27 \text{ cm}$

Placa de apoyo 30 cm x 20 cm x 1/2"

- **Diseño de pernos de anclaje para placa de apoyo**

Se propone un solo perno a cada lado de la placa de apoyo.

$R_u = 5533,91 \text{ Kg.}$

$\phi = 0,75$

$f_{ut} = 58 \text{ Ksi}$ Para pernos simples A307

$$\phi T_n \geq T_u \quad T_u = \frac{R_u}{2}$$

$T_u = 2766,96 \text{ Kg}$

$T_u = 6100,028993 \text{ Lb.}$

Área requerida:

$$A_{req} = \frac{T_u}{\phi * f_{ut}}$$

$A_{req} = 0,140 \text{ plg}^2$

Ésta es el área requerida para una línea de pernos, al analizar el valor que se obtiene, es posible observar que se puede satisfacer esta resistencia con un tornillo roscado de 3/4"

$A_{perno} = 0,442 \text{ plg}^2 > A_{req} = 0,140 \text{ plg}^2$

Cumple

Longitud de anclaje según tabla = $12 * d$

$L_d = 9 \text{ plg.}$

Se utilizará 2 pernos roscados A307 de 3/4" con una longitud de empotramiento de 2,86cm (9 pulg.)

3.3 ANALISIS DE RESULTADOS

3.3.1 RESULTADOS DE LA ESTEREOESTRUCTURA

Elemento	Perfil (mm)	Esfuerzo que resiste el material (Kg)	Esfuerzo al que se somete (Kg)	Porcentaje de trabajo del material (%)	Peso (Kg)	Deformada máxima (cm)
Cordón superior	Pipe 2"	15435,91	9059,29	59	15008,4	5,73
Cordón inferior	Pipe 2"	19365,4	8834,28	46		
Diagonal (t)	Pipe 1"	8940,66	1622,02	18		
Diagonal (c)	Pipe 1"	5206,48	1724,42	33		

Cuadro 10. Resultados del diseño estructural de la cubierta de estereoestructura.

Fuente: Elaboración propia

Los cordones superior e inferior de la malla estructural están formados por perfiles de 5" y 2" de diámetro nominal respectivamente, para resistir grandes esfuerzos axiales, como se observa en el cuadro de resumen un alto porcentaje del material está trabajando a compresión, las barras diagonales soportan a tracción menos esfuerzos y a compresión soportan mayor esfuerzo por lo que su perfil es de 1" de diámetro.

El peso total de la estructura es de 15 Tn/m. (Ver Anexo 9)

La deformada máxima de la estereoestructura es 5,73 cm, cumple con la máxima recomendada que es 7,6 cm.

Se puede observar que al trabajar en conjunto como una losa resiste muy bien a las deflexiones, muestra de ello las barras diagonales están sometidas a pequeñas solicitaciones y sus perfiles son pequeños.

Para el caso de la determinación del peso solamente se analizó el esqueleto de la estructura, no se consideró ningún elemento de cubrición.

Tiene 68 apoyos a lo largo de las vigas y columnas de la edificación, las reacciones se pueden

3.3.2 RESULTADOS DE LA CELOSÍA

Elemento	Perfil (mm)	Esfuerzo que resiste el material (Kg/cm ²)	Esfuerzo al que se somete (Kg)	Porcentaje de trabajo del material (%)	Peso (Kg.)	Deformada máxima (cm)
Celosía						
Cordón superior	2L2"x2"x1/4"	1262,12	1079,69	85,55	8008,7	3,52
Cordón inferior	2L2"x2"x1/4"	3060	1424,21	46,54		
Montante	2L2"x2"x1/8"	1529,78	593,00	34,47		
Diagonal	2L2"x2"x1/8"	3060	1421,18	46,44		

Cuadro 11. Resultados del diseño estructural de la cubierta de celosías.

Fuente: Elaboración propia

Las correas tienen perfil costanera 120x50x15x2 y 2L2 ½"x2 ½"x 5/16" la superior e inferior respectivamente. Como se observa en el cuadro de resumen las barras, a excepción del cordón superior, trabajan aproximadamente a la mitad de su resistencia, esto debido a la gran resistencia de los perfiles a los esfuerzos axiales (Ver Anexo 9), y los perfiles no pueden ser de menor dimensión ya que afectaría a su resistencia al pandeo y a la construcción debido a que está unida mediante pernos, este problema es común en las estructuras de celosía por lo que se debe tener mucho cuidado en el momento del dimensionado, la estructura de cubierta es más liviana que la estereoestructura pesando 8 Tn/m.

Las deflexiones están dentro del rango de lo permitido que es 6.33 cm.

Algunas celosías están apoyadas en vigas, otras en columnas, la reacción más elevada se encuentra en las celosías intermedias.

3.3.3 RESULTADOS DE LA VIGA DE ALMA LLENA

Elemento	Perfil	Esfuerzo que resiste el material (Tn*m)	Esfuerzo al que se somete (Tn*m)	Porcentaje de trabajo del material (%)	Peso (Kg)	Deformada máxima (cm)
Viga	IPN 550	10727,2	9383,46	87	50839,23	4,17

Cuadro 12. Resultados del diseño estructural de la cubierta de vigas.

Fuente: Elaboración propia

La cubierta de vigas está formada por 13 vigas separadas 3 m., la viga tiene el perfil IPN550; el material trabaja al 87%, es una estructura muy pesada 50,84 Tn/m seis veces más que la celosía, no hay mucha diferencia entre la deformada máxima y la admisible que tiene un valor de 5,28 cm., la reacción más elevada tiene el valor de 5533,91 Kg.

Este perfil es muy pesado y tiene un costo muy elevado de adquisición en nuestro medio.

3.3.4 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS.

A continuación se presenta un cuadro con los resultados de las tres estructuras:

Aspecto a analizar	Estructura de cubierta metálica		
	Estereoestructura	Celosía	Viga
Peso total de la cubierta (Ton)	15	8	50
Flecha máxima	5,73 cm < 7,6 cm	3,52 cm < 6,33 cm	4,17 cm < 5,28 cm
% de material que trabaja a compresión	59%	86%	a flexión 87%
% de material que trabaja a tracción	46%	46%	a cortante 3,6%
Costo de la cubierta Bs/m2	1167,08	890,79	1480,27

Cuadro 13. Resumen de resultados de la estereoestructura, cubierta de celosía y viga I

Fuente: Elaboración propia

3.3.4.1 Peso de la cubierta

En la tabla se muestra claramente la gran diferencia que existe entre el peso de las tres estructuras, evidentemente la más liviana es la celosía pero la estereoestructura no varía mucho.

Al ser la estereoestructura soldada es más liviana que la que se une mediante pernos o bulones que suelen ser más pesados, aun así el peso de la estereoestructura es mayor lo cual influye en el dimensionamiento de los demás elementos de la estructura, tales como vigas, columnas y zapatas, lo cual conlleva a un mayor costo total de la estructura. (Ver Anexo 9). La viga de alma llena es la estructura más pesada, no conviene utilizar este tipo de alternativa en luces muy grandes debido a que tiende a flexionarse más, exigiendo especial atención en los apoyos en donde suelen fallar.

3.3.4.2 Flecha máxima.

En este aspecto la celosía es más ventajosa ya que presenta deformaciones menores que la estereoestructura, la cual al trabajar como una losa está formada por muchos elementos metálicos que la hacen más pesada, permitiendo que ceda más, aun así se encuentra entre los límites admisibles. Como se mencionó antes, la viga S tiene una flecha mayor, para evitar este problema se requiere mayor inercia ocasionando mayor peso.

3.3.4.3 Aprovechamiento del material.

Ya sea a compresión como a tracción, los perfiles tubulares de los cuales está compuesta la estereoestructura trabajan mucho más que los angulares para las mismas cargas. La viga S trabaja de manera diferente en consecuencia con el tipo de apoyo con el que se diseña, cuando se calcula una viga I con apoyos simples tiende a flexionarse demasiado si tiene una luz considerable y el material trabaja en su mayoría.

3.3.4.4 Costo de la cubierta.

El costo de las cubiertas estereoestructura y celosía tiene poca diferencia lo cual nos indica que son alternativas muy tentativas, pero como ya se mencionó en aspecto del peso de la cubierta, la estereoestructura es un poco desventajosa ya que aumenta los costos del proyecto final. En el aspecto del montaje de la estructura la estereoestructura es mucho más costosa y

lleva mucho tiempo su colocación, además que se tiene que vigilar de cerca el soldado de las barras para evitar graves errores lo que es mucho más fácil cuando se tiene conexiones empernadas como es el caso de las vigas de celosía. La viga de alma llena es la estructura más costosa, aunque el montaje a pesar de su peso es más fácil, el costo la hace inviable.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

- Se puede concluir que es muy importante hacer un estudio de alternativas para poder elegir la mejor opción para una cubierta, debido a que este elemento estructural es el encargado de transmitir la mayor parte de las cargas totales a las vigas, (en caso de que se apoyen en ellas), columnas y fundaciones.
- Las estereoestructuras son consideradas estructuras livianas en la construcción de cubiertas para luces mucho más grandes ya que si es diseñada para este caso, cuando existen otras alternativas resulta costosa.
- Las celosías son estructuras versátiles, livianas y económicas lo cual hace que sea una muy buena alternativa para cubrición de techos planos.
- Las vigas de alma llena son resistentes a esfuerzos grandes siempre y cuando la luz sea pequeña, caso contrario al flexionarse por su propio peso muchas veces no cumple con la flecha máxima.
- Las estereoestructuras son utilizadas en otros países con gran éxito para cubrir estadios y grandes estructuras de mucha importancia, es un elemento apreciado arquitectónicamente por su diseño y es por eso que la mayoría de las veces no colocan cielo falso para poder apreciar la estructura.
- Las vigas de celosía son estructuras muy utilizadas en nuestro país por eficiencia estructural dado que resiste muy bien los esfuerzos axiales.
- Las vigas de alma llena tienen costos elevados en nuestro país dado que es poco común la importación de esos elementos ya que no existen muchos diseños con esos tipos de perfiles.
- Para el diseño de las estructuras se utilizaron perfiles comerciales, en el caso del diseño de la viga de alma llena se diseñó con un perfil que se podría conseguir en nuestro medio a través de un pedido especial.
- De acuerdo a los resultados de la estereoestructura se puede concluir que al trabajar como una losa los esfuerzos repartidos en las diagonales son bajos, por lo que los

perfiles también son pequeños, colaborando de manera positiva en el peso de la estructura.

- De igual manera en las vigas de celosía, las diagonales reciben poco esfuerzo y son más esbeltas que los demás perfiles.
- Las vigas de alma llena se someten a grandes esfuerzos, es por eso que el perfil que se necesita es muy grande, tienden a deflectarse mucho, sobrepasando las flechas admisibles.
- Las tres estructuras demuestran la resistencia del acero a la tracción más que a la compresión, en las tablas de resultados se observa la diferencia de porcentaje de material que trabaja a dicho esfuerzo, siendo más pequeños los esfuerzos a tracción.
- Observando los resultados podemos ver la diferencia de peso total de cubierta, no existe mucha diferencia entre los pesos de la estereoestructura y la celosía, la viga de alma llena es mucho más pesada.
- Los precios están directamente relacionados con el peso de las estructuras; siendo la estructura más económica la cubierta de vigas de celosía, la estereoestructura es un poco más costosa debido al procedimiento de construcción y montaje, en este caso los perfiles son soldados, además que se necesita levantar mucho peso a la hora de izar la estructura.
- El procedimiento de montaje de la celosía es mucho más sencillo debido a que son perfiles empernados y livianos.
- La obtención de esfuerzos y la comprobación de los cálculos fue realizado mediante el programa computarizado SAP 2000, en cual tiene una pequeña diferencia con la comprobación manual, dando resultados un poco sobredimensionados, de todas formas es responsabilidad del calculista el análisis y toma de decisiones con respecto al diseño de las estructuras.
- Al haber visto las comparaciones se puede concluir que la mejor alternativa es la cubierta de celosía metálica por su resistencia, bajo peso, economía y fácil montaje.

4.2 RECOMENDACIONES

- Mientras más cuidadosos seamos en la introducción de datos y en la comprobación de los resultados del paquete estructural mejor serán los resultados obtenidos y menores correcciones manuales que se deban hacer.
- La determinación de cargas es un factor muy importante debido a que en base a ellas se diseña la estructura, un error puede ocasionar graves consecuencias.
- Se debe cuidar que el elemento viga o barra no trabaje cerca del 90% de su capacidad porque las combinaciones de carga son una referencia, y en cualquier momento se las puede sobrepasar.
- Para el armado de la cubierta se recomienda utilizar personal técnico especializado y así evitar los errores de montaje que perjudican a la larga.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- En el montaje de la cubierta tratar de seguir los pasos que se explica en el plano ya que las luces de las cerchas a construir son bastante grandes.
- Se recomienda que ante cualquier duda en la metodología de diseño se consulte la bibliografía utilizada y mencionada en el contexto.