



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**ESTRUCTURACIÓN DE ARCOS FORMADOS CON *JOISTS* TRIDIMENSIONALES COMO  
ALTERNATIVA ECONÓMICA Y MODERNA PARA CUBRIR GRANDES LUCES**

**Rodolfo Estuardo Miranda Argueta**

Asesorado por el Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano

Guatemala, abril de 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTRUCTURACIÓN DE ARCOS FORMADOS CON *JOISTS* TRIDIMENSIONALES COMO  
ALTERNATIVA ECONÓMICA Y MODERNA PARA CUBRIR GRANDES LUCES**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**RODOLFO ESTUARDO MIRANDA ARGUETA**

ASESORADO POR EL ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLÓRZANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, ABRIL DE 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Luis Diego Aguilar Ralón
VOCAL V	Br. Christian Daniel Estrada Santizo
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
EXAMINADOR	Ing. Víctor Manuel López Juárez
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **ESTRUCTURACIÓN DE ARCOS FORMADOS CON *JOISTS* TRIDIMENSIONALES COMO ALTERNATIVA ECONÓMICA Y MODERNA PARA CUBRIR GRANDES LUCES**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 23 de abril de 2018.

  
**Rodolfo Estuardo Miranda Argueta**

Guatemala, 24 de enero de 2019

Ingeniero  
Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Coordinador del Area de Estructuras  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ing. Galindo:

Tengo el agrado de dirigirme a usted, para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado: **ESTRUCTURACIÓN DE ARCOS FORMADOS CON JOISTS TRIDIMENSIONALES COMO ALTERNATIVA ECONOMICA Y MODERNA PARA CUBRIR GRANDES LUCES**, desarrollado por el estudiante universitario de la carrera de Ingeniería Civil: Rodolfo Estuardo Miranda Argueta.

En mi calidad de asesor he analizado el contenido, conclusiones y recomendaciones, por lo cual considero que el trabajo es de gran interés para la Facultad de Ingeniería y Escuela de Ingeniería Civil, y el mismo ha cumplido satisfactoriamente los requisitos para su aprobación.

Sin otro particular me suscribo a usted,

Atentamente,



---

Ingeniero Jack Douglas Ibarra Solorzano  
Ingeniero Civil Msc. En Estructuras  
Colegiado No. 1,452

Asesor **Jack Douglas Ibarra S.**  
**Ingeniero Civil**  
**Maestría Estructural**  
**Colegiado 1452**



Guatemala,  
20 de febrero de 2019

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación ESTRUCTURACIÓN DE ARCOS FORMADOS CON *JOISTS* TRIDIMENSIONALES COMO ALTERNATIVA ECONÓMICA Y MODERNA PARA CUBRIR GRANDES LUCES desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Rodolfo Estuardo Miranda Argueta, con Registro Estudiantil No. 201314516, quien contó con la asesoría del Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/mrrm.





**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano y Coordinador del Departamento de Estructuras Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Rodolfo Estuardo Miranda Argueta ESTRUCTURACIÓN DE ARCOS FORMADOS CON *JOISTS* TRIDIMENSIONALES COMO ALTERNATIVA ECONÓMICA Y MODERNA PARA CUBRIR GRANDES LUCES da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, abril 2019

/mmm.

Más de 138 años de Trabajo y Mejora Continua



Universidad de San Carlos  
De Guatemala

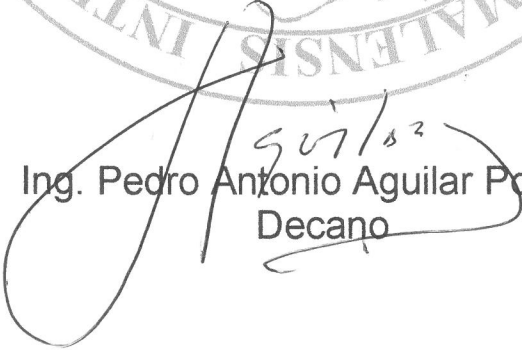


Facultad de Ingeniería  
Decanato

Ref. DTG.170-2019

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil del trabajo de graduación titulado: **"ESTRUCTURACIÓN DE ARCOS FORMADOS CON JOISTS TRIDIMENSIONALES COMO ALTERNATIVA ECONÓMICA Y MODERNA PARA CUBRIR GRANDES LUCES"** presentado por el estudiante: **Rodolfo Estuardo Miranda Argueta** después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

  
Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Decano



Guatemala, Abril de 2019

/echm



## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Por ser guía espiritual en el transcurso de mi carrera.
- Mis padres** Licda. Doris Imelda Argueta Regino e Ing. Rodolfo Estuardo Miranda Pirir, por su cariño, comprensión, paciencia y sacrificio, que me permitieron llegar a cumplir mi meta.
- Mi hermana** Doris Ruby Miranda Argueta, por su gran apoyo en todo momento.
- Mi novia** Cariza Guadalupe Escobar, por su gran amor y apoyo que siempre me ayudan a dar lo mejor de mí.
- Mi tía** Ingrid Noemí Argueta Regino, por su enorme esfuerzo, cariño y apoyo a lo largo de mi vida.
- Mis abuelos** Ismael Miranda Marroquín, Julia Pirir de Miranda y Jorge Argueta (q.e.p.d.), por sus enseñanzas y motivarme a seguir adelante en todo momento.

**Mis tíos**

Mario Roberto y Byron Ismael Miranda Pirir (q.e.p.d.), por su gran ayuda y apoyo en todo momento.

**Mis amigos y amigas**

Abner Escobar, Rodrigo Escobar, Diana Mérida, Hannah Orozco, Esvin Mayor, Daniel Rodas, Brandon Estrada, Carlos Andrade, Victoria Coyote, Lilian Palacios, Marco Alvarado, Jenny López, Noé Martínez, Samuel Velásquez, Sara Tello, Marisol Larios, Marielos Arreaga, Lilian Arreaga, Ana Diéguez, Dulce Argueta, Mario Argueta, Angel Tello, Hugo Galindo, Omar Pérez, Josué Pérez, Fernando Mérida, Edwin Márquez, Byron Solórzano, Glen Calel, Jepté Cordova, Kevin Duarte, Ana Alvarado, Andy Paniagua, Aury Gonzáles y Florencia Gallardo, por su valiosa amistad, sus consejos y los momentos que compartimos.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por permitirme formar parte de su prestigiosa institución educativa.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por brindarme sus conocimientos a través de sus catedráticos y permitir mi formación, así como formar parte de la Facultad.
<b>Ingeniero Jack Ibarra Solórzano</b>	Por todo el tiempo invertido al asesorarme en la realización de este trabajo y el apoyo profesional recibido. Agradecimiento sincero.
<b>Mi padre, Ingeniero Rodolfo Miranda</b>	Por ser una importante influencia y su valioso apoyo en mi carrera, además del tiempo invertido. Agradecimiento sincero.
<b>Ingeniero Ronald Galindo</b>	Por sus aportes en la elaboración de este trabajo de graduación.
<b>Centros educativos</b>	Colegio La Casita. Liceo Canterbury. Colegio Jehová es mi Pastor. Liceo Javier Vespertino. Por toda la educación y formación que me brindaron a lo largo de mi vida.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	V
LISTA DE SÍMBOLOS .....	IX
GLOSARIO .....	XI
RESUMEN .....	XV
OBJETIVOS .....	XVII
INTRODUCCIÓN .....	XIX
1. GENERALIDADES DEL ESTUDIO .....	1
1.1. Introducción .....	1
1.2. Estado actual de estructuras de acero .....	2
1.3. Importancia y justificación .....	3
1.4. Enfoque de investigación .....	3
2. INTRODUCCIÓN A LOS <i>JOISTS</i> TRIDIMENSIONALES .....	7
2.1. Sistemas de <i>joists</i> tridimensionales .....	7
2.2. Estructuras de soporte en techos .....	9
2.2.1. Cubiertas de techos .....	11
2.2.2. Estructuras de techos .....	15
2.2.3. Estructuras de techo a base de elementos metálicos .....	16
2.2.4. Estructura de techo a base de elementos de madera .....	21
2.3. Componentes de arcos tridimensionales con elementos metálicos .....	22
2.3.1. Vigas de techo .....	24

2.3.2.	Armaduras.....	28
2.3.3.	Vigas de alma abierta.....	33
2.3.4.	Vigas de alma llena.....	36
2.3.5.	Perfiles laminados.....	39
2.3.6.	Apoyos.....	42
2.3.7.	Uniones.....	43
2.3.8.	Soldaduras.....	48
3.	PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ESTRUCTURAS DE ARCOS TRIDIMENSIONALES FORMADAS A BASE DE PERFILES METÁLICOS.....	53
3.1.	Proceso de diseño estructural.....	53
3.1.1.	Etapas del proceso de diseño.....	55
3.2.	Fase conceptual del diseño aplicado a estructuras de arco formadas por <i>joists</i> tridimensionales.....	63
3.2.1.	Etapa de configuración geométrica.....	64
3.2.2.	Etapa de estructuración.....	70
3.3.	Fase analítica del proceso del diseño aplicado a estructuras de arco formadas por <i>joists</i> tridimensionales.....	75
3.3.1.	Análisis de cargas.....	75
3.3.2.	Análisis de esfuerzos.....	94
3.3.3.	Análisis de deformaciones.....	97
3.3.4.	Métodos de diseño.....	100
3.3.5.	Combinaciones de carga.....	102
3.3.6.	Diseño de elementos de estructuras de techo elaborados con <i>joists</i> tridimensionales.....	103

4.	EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ARCOS FORMADOS POR <i>JOISTS</i> TRIDIMENSIONALES A BASE DE PERFILES METÁLICOS PARA CUBRIR GRANDES LUCES.....	107
4.1.	Ejemplo de aplicación del proceso del diseño aplicado a estructuras de arcos formados por <i>joists</i> tridimensionales .....	107
4.1.1.	Características generales .....	107
4.2.	Fase conceptual del diseño del ejemplo .....	109
4.2.1.	Conceptualización geométrica del arco tridimensional.....	109
4.2.2.	Conceptualización estructural del arco tridimensional.....	111
4.2.2.1.	Estructuración de elementos .....	111
4.2.2.2.	Predimensionamiento de elementos ..	115
4.3.	Fase analítica del proceso del diseño del ejemplo.....	116
4.3.1.	Evaluación de cargas externas .....	116
4.3.2.	Etapas de diseño estructural de elementos .....	129
4.4.	Apoyos .....	141
4.4.1.	Diseño de apoyos .....	142
4.5.	Uniones .....	142
4.5.1.	Diseño de uniones .....	143
4.6.	Soldaduras .....	148
	CONCLUSIONES.....	149
	RECOMENDACIONES.....	151
	BIBLIOGRAFÍA.....	153
	ANEXOS .....	155



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Sistema estructural total.....	10
2.	Composición de techo con estructura metálica .....	15
3.	Techo a dos aguas de centro comercial.....	16
4.	Estructura de techo de centro comercial .....	18
5.	Línea de perfilado .....	23
6.	Flexión en vigas .....	25
7.	Diagrama de corte y momento en viga.....	26
8.	Apoyos en vigas.....	26
9.	Techo con vigas de madera .....	27
10.	Techo con vigas de acero .....	28
11.	Placa de unión .....	29
12.	Perno de unión.....	29
13.	Armadura plana de techo .....	30
14.	Tipos de armaduras .....	31
15.	Tetraedro formado por 6 elementos .....	32
16.	Vigas de alma abierta con sección constante.....	33
17.	Vigas de alma abierta con sección variable.....	34
18.	Viga I .....	36
19.	Viga I armada.....	37
20.	Perfil tipo C .....	38
21.	Perfil tipo T.....	39
22.	Concepto general de soldadura .....	47
23.	Tipos de soldadura de filete .....	51



24.	Soldaduras ranuradas .....	51
25.	Elevación en estructura en forma de arco.....	66
26.	Detalle de estructura en forma de arco .....	67
27.	Elevación de estructura formada por <i>joists</i> .....	67
28.	Curva .....	68
29.	Alero .....	69
30.	Partes de un <i>joist</i> .....	73
31.	Inercia producida por movimiento sísmico .....	80
32.	Tipos de diafragmas .....	81
33.	Distribución de fuerza sísmica .....	83
34.	Coefficiente de exposición $C_e$ .....	86
35.	Presión de remanso del viento $q_s$ .....	86
36.	Coefficiente de presión $C_q$ .....	87
37.	Mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (km/h) .....	88
38.	<i>Joist</i> bajo la acción de carga.....	89
39.	Acciones internas en <i>joist</i> bajo acción de cargas .....	90
40.	Diagonal de <i>joist</i> en tensión.....	91
41.	Diagonal de <i>joist</i> en compresión .....	91
42.	Diagrama de corte y momento para viga simplemente apoyada con carga distribuida .....	93
43.	Fuerza de viento sobre <i>joist</i> curvo .....	93
44.	Factor de longitud efectiva $K$ .....	97
45.	Cálculo de inercia en <i>joist</i> .....	99
46.	Perfil transversal de <i>joist</i> tridimensional .....	104
47.	Perfil longitudinal de <i>joist</i> tridimensional .....	105
48.	Planta estructural.....	108
49.	Planta del techo .....	109
50.	Elevación frontal del techo.....	110

51.	Elevación lateral del techo .....	110
52.	Planta de ménsula .....	112
53.	Sección de ménsula .....	112
54.	Localización de apoyos y vertientes .....	113
55.	Disposición de largueros .....	114
56.	Área tributaria .....	117
57.	Fuerzas que actúan en el <i>joist</i> .....	129
58.	Diagrama de cuerpo libre de <i>joist</i> .....	130
59.	Reacciones en <i>joist</i> .....	132
60.	Fuerzas de tensión y compresión en <i>joist</i> .....	133
61.	Diagonales .....	133
62.	Reacción actuando sobre la diagonal.....	138
63.	Análisis de fuerzas en la diagonal .....	138
64.	Detalle final de <i>joist</i> .....	141
65.	<i>Breizas</i> del <i>joist</i> .....	141
66.	Platina de apoyo embebida .....	142
67.	Perspectiva de unión atornillada .....	143
68.	Elevación de unión atornillada.....	143
69.	Elevación atornillada de <i>joist</i> .....	147
70.	Planta de unión atornillada .....	147
71.	Corte transversal en soldadura de ranura .....	148

## TABLAS

I.	Tipos de acero según ASTM .....	8
II.	Diafragmas.....	11
III.	Tipos de láminas .....	12
IV.	Clasificación de perfiles.....	19
V.	Configuración de vigas de alma abierta .....	35

VI.	Tipos de perfiles comunes en techos.....	40
VII.	Tipos de apoyos .....	42
VIII.	Claros libres (L) recomendados en elementos.....	72
IX.	Separación recomendada para <i>joists</i> y armaduras .....	74
X.	Cargas vivas para cubiertas .....	78
XI.	Factores de reducción de resistencia .....	101
XII.	Combinaciones de carga AGIES-2010 .....	102
XIII.	Dimensiones nominales de agujeros .....	144
XIV.	Resistencia a corte simple para tornillos estándar .....	145

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$\alpha$	Ángulo de curva
$\theta$	Ángulo entre la diagonal y el cordón
<b>A</b>	Área
<b>Ac2</b>	Área de sección transversal de cordón inferior
<b>Ac1</b>	Área de sección transversal de cordón superior
<b>Ag</b>	Área gruesa o área total de la sección
<b>P</b>	Carga
<b>PL</b>	Cargas de lluvia
<b>W</b>	Carga de viento
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>Sh</b>	Carga sísmica horizontal
<b>Sv</b>	Carga sísmica vertical
<b>CU</b>	Carga última
<b>CV</b>	Carga viva
<b>Vt</b>	Carga viva de techo
<b>V</b>	Carga viva total, cortante máximo
<b>Ce</b>	Coefficiente de exposición
<b>Cq</b>	Coefficiente de presión para la estructura
$\Delta$	Deflexión
$\delta$	Deformación
<b>D2</b>	Distancia del cordón inferior al centroide
<b>D1</b>	Distancia del cordón superior al centroide
<b>X</b>	Eje horizontal

<b>Y</b>	Eje vertical
<b>Fcr</b>	Esfuerzo de tensión permisible
<b>I</b>	Factor de importancia, momento de inercia
<b>K</b>	Factor de longitud efectiva
<b>Ø</b>	Factor de reducción de resistencia, diámetro de tubo
<b>Ω</b>	Factor de seguridad
<b>C</b>	Fuerza de compresión
<b>T</b>	Fuerza de tensión
<b>f</b>	Longitud de flecha máxima, esfuerzo de tensión actuante
<b>L</b>	Longitud del elemento
<b>Lv</b>	Longitud entre cordón superior e inferior
<b>S</b>	Longitud de diagonal
<b>αL</b>	Longitud de pandeo
<b>E</b>	Módulo de elasticidad, carga sísmica
<b>M</b>	Momento
<b>d</b>	Peralte
<b>qs</b>	Presión de remanso del viento
<b>R</b>	Radio de curvatura, reacción
<b>Pn</b>	Resistencia de compresión nominal
<b>FU</b>	Resistencia especificada mínima a la tensión
<b>Ru</b>	Resistencia última
<b>EI</b>	Rigidez a la flexión del elemento en compresión
<b>E1</b>	Sistema estructural de marcos rígidos (AGIES-2010)
<b>FR</b>	Unión completamente restringida
<b>PR</b>	Unión parcialmente resistente

## GLOSARIO

<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto.
<b>AGIES</b>	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
<b>AISC</b>	Instituto Americano de la Construcción en Acero.
<b>ASD</b>	Diseño de Esfuerzos Permisibles.
<b>ASTM</b>	Organización internacional encargada de desarrollar y publicar normas técnicas para diversos materiales, productos, servicios y sistemas.
<b>Breiza</b>	Pieza de acero recortada que se coloca inclinada que sirve de soporte en algunas estructuras.
<b>Carga muerta</b>	Carga gravitacional que permanece estática a través del tiempo.
<b>Carga puntual</b>	Carga aplicada en magnitud de un solo punto.
<b>Carga viva</b>	Carga gravitacional que puede moverse a través del tiempo.
<b>COGUANOR</b>	Comisión Guatemalteca de Normas.

<b>Electrodo</b>	Varilla metálica que utiliza soldaduras como polo del circuito para generar un arco eléctrico.
<b>Esfuerzo</b>	Fuerza por unidad de área.
<b>Fundente</b>	Producto químico utilizado en el proceso de soldar y en la fabricación de placas electrónicas.
<b>INAB</b>	Instituto Nacional de Bosques, busca promover y fomentar el desarrollo forestal del país.
<b>Larguero</b>	Elemento estructural que atraviesa toda la envergadura del ala en dirección perpendicular a los elementos principales de techo.
<b>LRFD</b>	Diseño por factores de carga y resistencia.
<b>Módulo de elasticidad</b>	Relación entre el esfuerzo normal y la correspondiente deformación unitaria del material.
<b>Momento</b>	Producto de intensidad de una fuerza por su distancia perpendicular medida desde la línea de acción de la fuerza hasta el eje de rotación.
<b>NSE</b>	Normas de Seguridad Estructural.

<b>Peralte</b>	Distancia medida desde la fibra extrema en compresión, hasta el centroide del refuerzo sujeto a tensión.
<b>Proyecto</b>	Conjunto de planos, especificaciones, disposiciones y apéndices a los que debe ajustarse la ejecución de una obra.
<b>SAW</b>	Soldadura de Arco Sumergido.
<b>SJI</b>	Steel Joist Institute.
<b>SMAW</b>	Soldadura de Arco Metálico Protegido.
<b>Soldadura</b>	Proceso donde se realiza la unión de dos o más piezas de un material, logrado a través de un proceso de fusión.





## RESUMEN

A lo largo de la historia el ser humano ha utilizado diferentes métodos para llevar a cabo un proyecto de obra civil, teniendo desde épocas primitivas diversos monumentos que fueron estructurados por medio de métodos empíricos hasta grandes edificaciones estructuradas por medio de métodos basados en un proceso de diseño estructural, fundamentados en códigos y normativas que establecen parámetros y lineamientos que aseguran el óptimo desempeño de una estructura como tal.

A pesar de la amplia existencia de herramientas existentes para la estructuración de obras civiles, existe poca información referente al diseño de estructuras en forma de arco compuestas por elementos de acero estructural, además este tipo de estructuras suelen utilizarse para techos y a dichos elementos, al desempeñar funciones estructurales menos exigentes en comparación a otros elementos como vigas y columnas, no se les suele tomar demasiada importancia.

Por cualquiera que sea el motivo, en el ámbito constructivo es muy común optar por realizar una estructuración de manera empírica, dando origen a estructuras deficientes que pueden llegar a presentar fallas en el momento que interactúen con cargas que deberían soportar sin ninguna complicación o incluso llegar a estar sobredimensionadas, incurriendo así en costos adicionales.

Por todo lo presentado anteriormente, el presente trabajo de graduación demuestra cómo se puede utilizar el código AISC-360-16 y las normas AGIES-

2010 para realizar la estructuración de arcos formados por *joists* tridimensionales y así representar una alternativa económica y moderna para futuros proyectos de obra civil que involucren estructuras de techo con acero estructural.

## OBJETIVOS

### General

Lograr estructurar una armadura tridimensional formada a base de *joists* tridimensionales que sirva de ejemplo para realizar un adecuado diseño estructural en futuras obras de carácter estructural, con base en especificaciones AISC-360-16.

### Específicos

1. Proponer el diseño de una estructura en forma de arco con el apoyo de especificaciones AISC-360-16, tomando en cuenta para ello los diferentes factores estructurales que intervengan directamente sobre el desempeño de la misma.
2. Escoger el tipo de apoyo que mejor se adapte a las necesidades de la estructura para su adecuado funcionamiento estructural.
3. Proponer una alternativa económica en el diseño y montaje de estructuras de acero para uso en techo en forma de arco para el ámbito constructivo.
4. Realizar un ejemplo de aplicación que sirva para representar la metodología que se debe emplear en la estructuración de arcos tridimensionales.

5. Evaluar fallas en estructuras similares ocurridas previamente que permitan evidenciar la necesidad de un adecuado diseño estructural en estructuras de arcos tridimensionales, así como la importancia que conlleva la estructuración de las mismas.
  
6. Definir todos los componentes individuales que formarán parte de la estructura de acero en forma de arco, que en conjunto actuarán de tal manera que permitirán el adecuado funcionamiento y estabilidad de la estructura en forma de arco.

## INTRODUCCIÓN

El acero estructural es uno de los materiales de construcción más utilizados en la República de Guatemala, dicho material posee diferentes usos estructurales (columnas, vigas, entrepisos, postes, cubiertas, techos, entre otros.) y no estructurales (ornamentos decorativos, elementos que no soportan cargas significativas, entre otros.). Sin embargo, son sus usos estructurales los que han tenido mayor repercusión en el ámbito constructivo del país, siendo su empleo en elementos de armazones de edificios como vigas, columnas, entrepisos, techos y cubiertas, los usos más comunes del mismo. En todos estos casos el análisis y diseño de las estructuras se lleva a cabo de manera óptima, debido a que se ha recopilado información suficiente mediante estudios sobre el comportamiento de los mismos, dando resultado a manuales y códigos de construcción. Sin embargo, el acero estructural también se puede utilizar en estructuras de techo como las que están conformadas por arcos tridimensionales, pero al no tener datos referentes en cuanto a la estructuración de armaduras en forma de arco, estas no se construyen de manera óptima, pudiendo ocasionar fallas en la estructura y sobrecostos, por lo que se ve la necesidad de la realización de un estudio sobre este tipo de estructuras.

Por lo tanto, esta investigación tiene como objetivo realizar el estudio sobre el diseño de estructuras de arcos tridimensionales, las cuales estarán conformadas por perfiles de acero que permitan cubrir grandes luces para optimizar el diseño de las mismas y para evitar incurrir en sobrecostos y al mismo tiempo cumplir su función estructural de acuerdo a las especificaciones y normas AISC- 360-16, que a su vez proporcionará una alternativa económica sobre la contratación de empresas externas para la realización del trabajo. También se realizará un ejemplo de aplicación para el cual es necesario poseer

toda aquella información relacionada con la evolución que han tenido los materiales que conforman la estructura, apoyos, uniones y métodos de diseño.

# 1. GENERALIDADES DEL ESTUDIO

## 1.1. Introducción

La construcción de obra civil es una de las actividades más sobresalientes en el ámbito profesional del país y a su vez es el medio por el cual muchas personas obtienen remuneraciones monetarias que les permiten subsistir dentro de la sociedad guatemalteca, además este medio es una fuente de desarrollo que permite a la sociedad mejorar las condiciones de vida en general de la población, ya que es por medio de esta que se edifican viviendas, hospitales, edificios públicos, centros comerciales, restaurantes, supermercados, gimnasios, farmacias, entre otros.

Las estructuras se componen de diversas partes que actúan en conjunto para desempeñar un funcionamiento estructural óptimo, pero para que esto funcione es necesario que todos sus elementos estén diseñados bajo el cumplimiento de normativas y códigos que aseguren el desempeño de los mismos. Los techos de las edificaciones también deben pasar por todo el proceso de análisis y diseño estructural, ya que estos son igual de importantes en el desempeño de las funciones estructurales de toda la edificación.

El acero es un material importante y revolucionario que abarca un sinnúmero de usos de gran relevancia dentro de la vida cotidiana del ser humano, existen varios tipos, pero los más usados son aquellos con altas resistencias y ligeros, tal como lo es el acero estructural, que es el material del cual se fabrican los *joists* utilizados para la construcción de techos de acero, tema que será desarrollado en el trabajo de graduación, de la misma manera se incluirá la



descripción de todos los elementos que forman parte de las estructuras de techo, ya que este es uno de los usos principales que se le da a los *joists*.

Guatemala es un país de alta sismicidad, por lo que es de carácter obligatorio que el acero empleado con fines constructivos cumpla con sus respectivos requisitos de ductilidad, resistencia, estabilidad, etc. Por tal motivo son requeridas las especificaciones AISC-360-16 para poder asegurar que se puedan cumplir los requisitos del acero para poder ser utilizado estructuralmente.

Además de los requisitos estructurales propios del acero también se describirán todos los componentes que conforman este tipo de estructuras, ya que cada elemento será imprescindible para el adecuado funcionamiento de las mismas.

## **1.2. Estado actual de estructuras de acero**

El acero estructural es uno de los materiales más utilizados en construcciones de gran magnitud dentro del país, ya que debido a las características mecánicas propias del acero, este permite obtener grandes resultados a la vez que se optimizan recursos. Es por ello que en el país se han usado las estructuras de acero para la construcción de tiendas de conveniencia, bodegas, gimnasios, supermercados, hangares, techado para parqueos, iglesias, invernaderos, *lobbies*, señalización de carreteras, pasarelas, puentes, techos industriales, entresijos, entre otros.

La configuración geométrica del techo es un factor importante a tomar en cuenta en lo referente a estructuras de acero, ya que la forma del techo está directamente asociada al funcionamiento que la estructura tendrá como tal, pero

al mismo tiempo pueden llegar a restringir la libertad en la selección de la forma que tendrá la estructura en su totalidad. Las estructuras de techo en forma de arco requieren un trabajo riguroso de diseño y, al ser usadas frecuentemente en lugares comerciales e industriales, es necesario que el proceso de diseño se adapte de manera óptima de acuerdo a la función que desempeñará.

### **1.3. Importancia y justificación**

En el aspecto constructivo del país existe una significativa cantidad de estructuras de acero en las cuales no se consideró un diseño adecuado para su estructuración, sino que han sido construidas con criterios prácticos que no tienen una fundamentación estructural, de esta manera se corre el riesgo de que puedan ocurrir fallas en este tipo de estructuras de acero, ya que al poseer una forma de arco se requiere que esta posea mayor seguridad.

Además, al no tener optimizadas las secciones de los elementos que conforman la armadura tridimensional se puede incurrir en sobrecostos que solo conllevan desventajas en todo tipo de proyectos, por lo que el cálculo adecuado de dicha estructura significará una ventaja en el aspecto económico. Además, el uso de *joists* para la elaboración de la estructura de acero ofrece otros beneficios tales como facilidad de mantenimiento, peso propio liviano, facilidad de montaje, entre otros.

### **1.4. Enfoque de investigación**

De acuerdo a lo expuesto anteriormente se hace evidente la necesidad de la realización de un estudio adecuado que abarque las respectivas etapas de análisis y diseño estructural que den como resultado la adecuada estructuración de las estructuras de acero en forma de arco, que al mismo tiempo describa a

detalle todos los elementos que la conforman (uniones, apoyos, vigas, cubiertas, entre otros.), como también el comportamiento de estos elementos. Para llevar a cabo su adecuado dimensionamiento en el ejemplo, se empleará el método LRFD.

Para los elementos que conforman una estructura de techo se hace imprescindible tomar en cuenta las respectivas normas COGUANOR y ASTM que marcan la calidad de los materiales a emplear, así como las especificaciones AISC-360-16 que servirán para asegurar la calidad del acero. Los elementos estructurales a utilizar para la estructuración del arco serán *joists* tridimensionales de acero que serán estructurados mediante el respectivo proceso de diseño estructural a partir de la fase conceptual, y el ejemplo de aplicación partirá desde la etapa de estructuración. Cabe mencionar que dichas estructuras de techo tienen como objetivo abarcar grandes luces, por lo que estarán sometidas a cargas significativas debido al peso propio derivado de sus grandes magnitudes.

Además de tomar en cuenta las normativas que permiten asegurar la calidad con la que contarán las estructuras que se elaboren con base en las mismas, también es necesario tomar en cuenta otros factores, cuyo manejo se hace imprescindible en la ejecución de obra civil, dentro de estos factores se encuentra la gestión del tiempo, la cual incluye todas aquellas actividades que sean necesarias para llegar a cumplir con la fecha de entrega del proyecto, la cual se suele estipular previamente a dar inicio al mismo.

Debido a que las edificaciones se empiezan a construir desde los cimientos, los techos se convierten en la conclusión de las mismas, por lo que la construcción de estos no debe ser lo más agilizada posible, por lo que se hará uso de *joists* tridimensionales que permiten excelentes resultados en

pocos tiempo, debido a la facilidad de montaje que conllevan estos elementos. Al mismo tiempo que se busca reducir el tiempo de montaje de una estructura de techo, este también permitirá reducir el tiempo de ejecución de un proyecto de obra civil y por consiguiente también reducir el factor de mano de obra, ya que dicho montaje no requiere mano de obra especializada.

Por otro lado se tienen las prestaciones laborales, las cuales están presentes en toda relación laboral entre patrono y trabajador de acuerdo a las leyes guatemaltecas, que establecen todos los parámetros a seguir para el pago de dichas prestaciones por parte del patrono al trabajador, y sin importar el tipo de contrato que se llegue a establecer estas deberán ser pagadas. Por lo que reducir la cantidad de mano de obra empleada en el proyecto también permite reducir las prestaciones laborales que el patrono deberá pagar debido a que se requerirá una cantidad menor de trabajadores para llevar a cabo el montaje de la estructura.



## 2. INTRODUCCIÓN A LOS *JOISTS* TRIDIMENSIONALES

### 2.1. Sistemas de *joists* tridimensionales

Los sistemas de *joist* tridimensionales son ensambles que distribuyen cargas a sus respectivos apoyos a través de un conjunto de miembros conectados por juntas articuladas con configuración triangular, de tal manera que los mismos estén actuando a compresión o en tensión pura, es decir que no exista flexión ni cortante. Este tipo de estructuras tridimensionales destacan por su ligereza, en comparación con otro tipo de estructuras, y las grandes luces que se pueden cubrir con estas.

Dentro de las ventajas de los sistemas de *joists* tridimensionales destaca la flexibilidad que estos le pueden otorgar a los edificios debido a sus características estructurales, sus elementos se encuentran unidos rígidamente y a su vez conforman figuras geométricas que mejor se acoplen a la forma que desea dársele al *joist*.

Los materiales empleados en la estructuración de este tipo de sistemas son el acero y el aluminio, las cubiertas que cubren a estas estructuras suelen construirse de vidrio, policarbonato, láminas metálicas, membranas, etc. Con el uso de este tipo de estructuras es posible cubrir luces desde 20 hasta 200 metros libres sin la existencia de apoyos intermedios.

El acero está compuesto en gran parte por hierro (al menos un 98 %) y este suele ser combinado con el carbono y otro tipo de elementos tales como el níquel, manganeso, silicio, etc. Siendo el carbono el material que posee una

mayor influencia en las propiedades del acero, ya que a medida que se aplica más carbono sobre el acero también aumenta la dureza y resistencias del material final, sin embargo, al suceder esto el material final se vuelve más susceptible a quebrarse. Por otro lado, si la cantidad de carbono en el acero es muy baja, entonces el acero resultante será más dúctil y suave pero no tendrá mucha resistencia como tal, es por ello que es necesario tener un balance adecuado en el uso del carbono.

La presencia del carbono en el acero es muy importante debido a los beneficios que el uso de este material conlleva, tales como la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, entre otros. Los aceros estructurales generalmente se clasifican por designaciones ASTM, las cuales tienen como sus principales designaciones los aceros para propósitos generales, aceros estructurales al carbono, aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación, etc.

Tabla I. **Tipos de acero según ASTM**

<b>Designación de ASTM</b>	<b>Tipo de Acero</b>	<b>Formas</b>	<b>Usos recomendados</b>	<b>Esfuerzo mínimo de fluencia a (Fv) en kg/cm2</b>	<b>Resistencia especificada mínima a la tensión b (Fu) en kg/cm2</b>
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	2530	4077-5624
A529	Al carbono	Perfiles, placas hasta 12.7mm (1/2")	Similar al A36	2952	4218-5975

Continuación tabla I.

A441	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 203 mm (8")	Similar al A36	2812-3515	4218-4921
A572	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 152 mm (6")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas	2952-4569	4218-5624
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras hasta 101 mm (4")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	2952-3515	4429-4921
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas y remachadas	2952-3515	4429-4921
A514	Templados y revenidos	Placas solo hasta 101 mm (4")	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se use si la ductilidad es importante	6327-7030	7030-9139

Fuente: elaboración propia, empleando ASTM.

## 2.2. Estructuras de soporte en techos

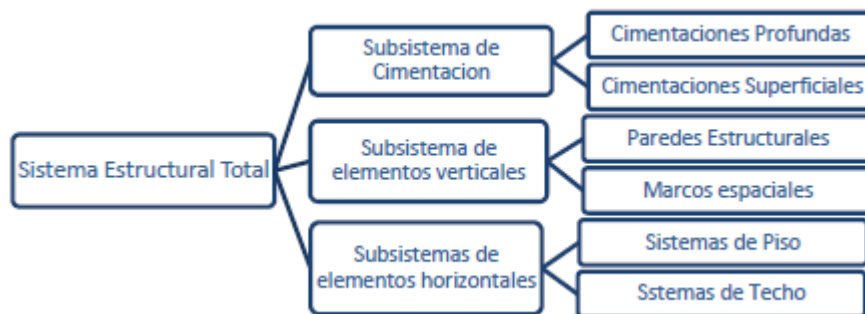
Un techo tiene como función principal proteger la edificación de todos los factores climatológicos, los cuales comprometen el bienestar de los habitantes de la edificación y de la estructura en sí. Los techos traen varios beneficios para



la edificación, tales como: durabilidad, aislamiento térmico, impermeabilidad, ductilidad, entre otros. Para lograr tales beneficios en una estructura es necesario utilizar los materiales adecuados para la estructuración de techos, los mismos deben estar regidos por normativas ASTM y/o COGUANOR, además la demanda de este tipo de estructuras aumenta cada día debido a su bajo coste en el mercado.

Una edificación se conforma como un sistema general que está estructurado por varios subsistemas, desde el punto de vista estructural se pueden definir tres subsistemas existentes en toda edificación: cimentaciones, elementos verticales resistentes y elementos horizontales resistentes.

Figura 1. **Sistema estructural total**



Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p.21.

Los techos pueden clasificarse de acuerdo a la función que puedan desempeñar como diafragmas en la edificación, es decir que estos puedan transmitir las fuerzas laterales ocasionadas por sismos desde su punto de origen hasta los elementos verticales de la edificación, estos a su vez se pueden clasificar como diafragmas rígidos y diagramas flexibles:

Tabla II. **Diafragmas**

<b>Diafragmas Rígidos</b>	<b>Diafragmas Flexibles</b>
No se deforman axialmente ni se flexionan bajo la acción de fuerzas en su propio plano, capaz de transmitir las cargas laterales a los elementos verticales en proporción a las rigideces relativas. Se puede considerar como techos rígidos a las losas de concreto reforzado.	Capaces de transmitir fuerzas horizontales actuando como una viga simplemente apoyada. No se considera flexión en ellos ni desplazamiento alguno del diafragma.

Fuente: elaboración propia.

### **2.2.1. Cubiertas de techos**

Las cubiertas de techo son elementos constructivos que resguardan a las estructuras en la parte superior de las mismas contra los tipos de agentes externos generados por diferentes condiciones atmosféricas. Debido a la exposición a la intemperie con la que tienen que lidiar los techos, es necesario que los materiales utilizados para la construcción de estos tengan la capacidad de resistir variables tales como los cambios térmicos, ser impermeables y poder drenar el agua pluvial.

Existen diversos factores que determinarán la elección de un techo en específico para una estructura, los cuales son: la impermeabilidad, la duración, la seguridad, la pendiente, la aislación térmica y acústica. Los techos se encuentran clasificados de la siguiente forma:

- Techo a dos aguas: están compuestos por dos alas con pendientes que tienen como función drenar el agua pluvial de ambos lados de la edificación. La pendiente en cada ala debe ser al menos de 20°, si se usan láminas

entonces un mínimo del 20 % de estas tienen que ser láminas transparentes con el objetivo de aprovechar la iluminación solar.

- Techos diente de sierra: estos techos no llevan columnas interiores y tienen una alta iluminación natural
- Techos curvos: poseen una apariencia aerodinámica, son techos muy duraderos, no necesitan mantenimiento y su instalación se lleva a cabo en un corto período de tiempo.
- Techos planos: son aquellos techos cuya inclinación es menor a los 10° pero mayor a los 2° para que el agua de lluvia sea drenada.
- Techos con pendiente: este tipo de techos puede ser de una, dos y hasta cuatro aguas.

Los techos de acero formados por *joists* tridimensionales suelen tener cubiertas de lámina cuya dureza y poco peso las convierten en una solución frecuente y eficaz al momento de construir este tipo de estructuras, además con el uso de este elemento constructivo es posible reducir costos y al mismo tiempo llegara cubrir grandes áreas. Las láminas a utilizar deben regirse bajo la norma ASTM A568/A568M.

Tabla III. **Tipos de láminas**

<b>Tipo de lámina</b>	<b>Descripción</b>
Lámina galvanizada	Está hecha con una plancha de acero cubierta por una aleación de acero y zinc lograda gracias a un proceso de inmersión en caliente, con la finalidad de prevenir la corrosión. Es el tipo de lámina que más se utiliza en techos, pero también tiene otros usos como en la fabricación de automóviles y herramientas. Poseen una resistencia al calor de 230 grados centígrados y una reflectividad del 30 al 40 %

Continuación tabla III.

Lámina de aluzinc	Es una lámina conformada por una plancha de acero con revestimiento de aluminio, silicio y azufre, es resistente a la corrosión y a las condiciones climáticas extremas por lo que es de 2 a 3 veces más resistente que la lámina galvanizada en ambientes industriales, rurales y marinos. El recubrimiento de aluminio-zinc brinda una buena resistencia a la oxidación por calor, pudiendo soportar temperaturas de entre 300 a 500 grados centígrados y una reflectividad de 70 a 75 %.
Lámina de asbesto-cemento	Es una lámina hecha por asbesto y cemento comprimido, sirve como aislante térmico debido a su capacidad de elevar su temperatura. Tiene la desventaja que su instalación es complicada ya que requiere maquinaria específica para su cometido. Este tipo de láminas pueden ser instaladas en estructuras de concreto, madera y acero.
Lámina termo acústica	Son láminas climatizadas que pueden usarse en todo tipo de estructura y pueden fabricarse de acuerdo a las necesidades de la estructura.
Lamina G-104 y G-74	Esta lámina se encuentra disponible en calibres del 22 al 30, es la lámina de mayor poder cubriente que puede usarse en la instalación de muros, techos y bardas. Está conformada por acanalados trapezoidales
Lámina G-93	Este tipo de láminas están hechas de fibra de vidrio y se usan en naves industriales, almacenes o invernaderos, ya que tienen buena resistencia a los cambios climáticos. Tienen un gran peralte, por lo que es posible utilizarlas sin apoyos intermedios entre claros, ideal para usarse en estacionamientos, bodegas, centros comerciales, etc.

Continuación tabla III.

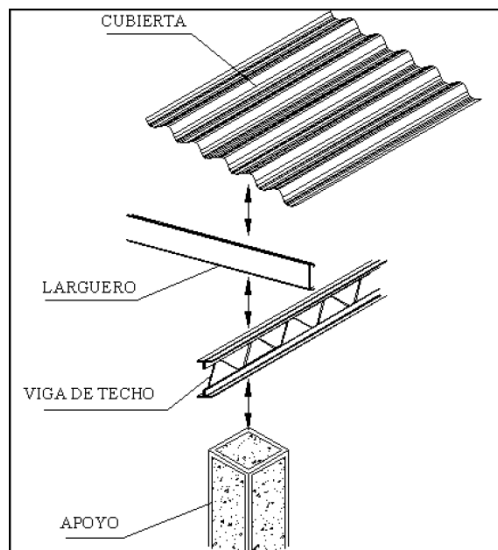
Lámina GR-100	Lámina que posee un mayor peralte a los tradicionales y alta resistencia estructural, su diseño incluye doble canal antisifón que asegura su impermeabilidad y uso de selladores en el traslape vertical, suele usarse en naves industriales donde se requiera resistencia estructural o trabajar con pendientes bajas.
Lámina G-102	Es una lámina con acanalados ondulados que permiten utilizarse en cubiertas curvas, su uso radica principalmente en estructuras tipo domo, es popular en el mercado por su bajo precio

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.2. Estructuras de techos

En toda edificación se conoce por techo a la parte superficial exterior que está por encima de los límites superiores de las paredes de la misma. La estructura que conforma los techos tiene la función de transmitir las cargas ocasionadas por la cubierta de techo hacia los apoyos de la estructura principal, dicha estructura básicamente está compuesta por dos tipos de elementos: los refuerzos principales y los largueros.

Figura 2. **Composición de techo con estructura metálica**



Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p.21.

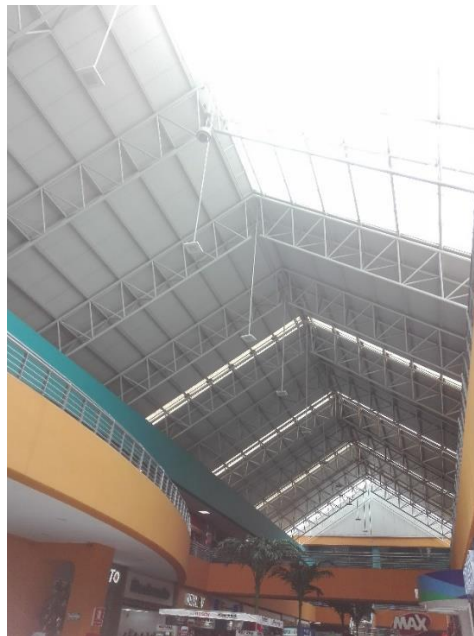
Los refuerzos principales son las vigas principales que tienen como función soportar todo el peso de la estructura que conforma el techo, además sirven de apoyo para los largueros y al mismo tiempo transmiten las cargas que estos producen hacia los elementos verticales de la estructura principal (muros, columnas, entre otros.). Por otro lado los elementos secundarios o largueros brindan apoyo a la cubierta del techo, ya que sobre estos elementos se

encuentran anclados a la cubierta de techo. Los largueros deben soportar las fuerzas de pandeo que actúan sobre ellos, las cargas producidas por el peso propio de la estructura, las cargas provocadas por el momento de inercia, fuerzas de torsión, entre otras.

### **2.2.3. Estructuras de techo a base de elementos metálicos**

El uso de estructuras de acero se hace cada día más frecuente debido a la popularidad de las mismas, generalmente se escoge este tipo de estructura por su alta durabilidad frente a otro tipo de estructuras, como lo pueden ser las estructuras hechas con madera, sin embargo esto no siempre se llega a cumplir a causa de diferentes factores que pueden influir en el desempeño de sus funciones estructurales tales como un mal diseño estructural, mala ejecución en obra o incluso la mala calidad en los materiales, pero para evitar que esto último suceda se debe asegurar la funcionalidad de los mismos.

Figura 3. **Techo a dos aguas de centro comercial**



Fuente: Centro Comercial Santa Clara.

El acero es un material que debe fabricarse bajo estándares de la norma ASTM con su respectivo control de calidad, el cual especifica los siguiente: en el caso de tratarse de perfiles laminados en caliente, planchas y barras, se deben realizar los ensayos de acuerdo a la norma ASTM A6/A6M; para láminas los ensayos deben realizarse de acuerdo a la norma A568/A568M y para tubos y cañerías los mismos deben realizarse de acuerdo con el estándar ASTM correspondiente, además cada uno de los elementos descritos previamente deben er producidos en diferentes tamaños para adecuarse de mejor manera al diseño estructural, que debido a los diferentes usos que se le pueden dar presentarán variaciones significativas respecto a su diseño.

Dentro de las propiedades estructurales que este material ofrece se encuentra la alta elasticidad y firmeza que posee, ya que puede soportar grandes cargas sin sufrir deformaciones ni daños en su estructura molecular a causa del peso que soporta. También posee una alta durabilidad, pero como se mencionó con anterioridad, a este se le debe dar mantenimiento para su cometido, otra de las maneras por las cuales se contribuye a la durabilidad del material es mediante la aplicación de pintura anticorrosiva en toda su superficie, pues la corrosión es el principal agente que puede afectar sus características mecánicas. Otra característica a destacar del material es la ductilidad que posee, lo que es sinónimo de poder soportar grandes deformaciones antes de manifestar fallas, finalmente también cabe mencionar su tenacidad, la cual le permite absorber grandes cantidades de energía, como bien puede darse en condiciones de impacto, especialmente tratándose de una estructura que está expuesta a los factores externos de la naturaleza.



Figura 4. **Estructura de techo de centro comercial**



Fuente: Centro Comercial Santa Clara.

En la construcción de viviendas generalmente se consideran dos elementos estructurales metálicos: las varillas de acero que sirven para reforzar el concreto y los perfiles de acero formados en frío. Sin embargo, en construcciones mayores como lo pueden ser centros comerciales, naves industriales, gimnasios, entre otros., se considera un mayor número de elementos para la construcción, además de los ya mencionados previamente: las vigas de techo, armaduras, vigas de alma abierta, perfiles laminados, apoyos, uniones y soldaduras.

Existen diferentes variaciones en los perfiles de acero que se utilizan para la construcción de estructuras, sin embargo no todos se pueden emplear para estructuras de techo debido a las capacidades estructurales de estos y por características físicas como el peso propio, que por ser muy elevado no lo hace una opción factible. Los perfiles de acero estructural se clasifican de acuerdo a

la manera en que estos se fabrican: perfiles laminados en frío y perfiles laminados en caliente.

Tabla IV. **Clasificación de perfiles**

Tipo de perfil	Descripción	Ventajas	Desventajas
<b>Perfiles laminados en caliente</b>	Se forman moldeando acero caliente semiplástico repetidamente por medio de varios rodillos que lo moldean hasta otorgarle la forma que se desea, pudiendo ser perfiles C, IC, TR, IR	<p>Alta resistencia por unidad de peso.</p> <p>Uniformidad ya que las propiedades físicas no cambian con el tiempo.</p> <p>Durabilidad con el adecuado mantenimiento contra la corrosión</p> <p>Ductilidad ya que soporta grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión</p> <p>Tenacidad ya que puede absorber grandes cantidades de energía.</p> <p>Facilidad de montaje</p> <p>Gran capacidad para moldearse</p>	<p>Susceptibilidad al pandeo por la esbeltez</p> <p>Los cambios en las magnitudes de los esfuerzos de tensión/compresión pueden ocasionar fatiga.</p> <p>Susceptible a la corrosión.</p> <p>Son más pesados que los perfiles de laminado en frío.</p>

Continuación tabla IV.

<p><b>Perfiles laminados en frío</b></p>	<p>Son elementos estructurales formados a partir de láminas de acero y su proceso de fabricación se realiza a temperatura ambiente, este tipo de perfiles se caracterizan por ser ligeros, resistentes y económicos. Se diferencian de los perfiles laminados en calientes por sus esquinas redondeadas.</p>	<p>Son más económicos para cubrir luces cortas.</p> <p>Se pueden producir en secciones con configuraciones menos comunes.</p> <p>Son ligeros, lo que facilita el manejo de los mismos.</p> <p>Se pueden producir en masa grandes cantidades minimizando costos y se hace consistente la calidad de su producción.</p> <p>Facilidad de montaje</p> <p>Alta durabilidad ya que no se contrae ni presenta flujo plástico</p> <p>Tiene mejores resultados en donde la estética sea importante</p>	<p>Su uso no es conveniente en todos los tipos de estructuras.</p> <p>Se puede crear estrés interno dentro del material al momento de su concepción, lo que puede causar deformaciones impredecibles si al acero no se le alivia la presión antes de ser cortado, moldeado o soldado.</p> <p>La fabricación de estos perfiles suele significar mayores costos de producción.</p>
--	--	---	--

Fuente: elaboración propia.

#### **2.2.4. Estructura de techo a base de elementos de madera**

Este tipo de estructuras hechas a base de elementos de madera son menos comunes con el paso del tiempo, ya que la mayoría de estas se realizan hoy en día con otros materiales que pueden perdurar por más tiempo, tales como el concreto y el acero, sin embargo hay lugares como la Ciudad de Antigua Guatemala en donde la mayoría de las casas usan techos de madera, pero es en esta región del país en donde existe un reglamento municipal que exige la existencia de este tipo de detalles con el motivo de preservar el estilo colonial en las edificaciones del lugar. A pesar de que la madera no es un material del cual no se exija su uso en estructuras, no quiere decir que no se utilice en edificaciones que estén fuera del área que abarca Antigua Guatemala.

Otro motivo por el cual la madera no es la primera opción en la construcción de este tipo de estructuras es el costo que conlleva, ya que construir con este material significa un gasto mayor en comparación con los techos convencionales de concreto y/o acero, disminuyendo así la demanda de los mismos. Una de las principales razones por las cuales se eleva el precio de este tipo de construcciones es el control que empresas como INAB mantienen sobre las empresas distribuidoras de madera, ya que exigen sobre las mismas licencias de control y manejo para la deforestación.

Algunas de las ventajas propias de las estructuras de madera son las siguientes:

- Son livianas en estado seco.
- Fáciles de unir ya que se puede hacer solamente con clavos y tornillos.
- No se necesitan herramientas complejas para trabajar con ellas.
- Sirven de aislante térmico, acústico y eléctrico.

- Sus elementos se pueden desarmar fácilmente.
- Poseen un bajo coeficiente de dilatación térmica.
- Son reutilizables.

Pero así como la madera tiene sus ventajas también tiene sus desventajas, dentro de las cuales se encuentran:

- Es variable al ser un material anisotrópico, lo cual lo hace un material heterogéneo.
- Es muy vulnerable a agentes externos, lo que hace su durabilidad muy limitada cuando no se toman medidas preventivas.
- Sus dimensiones son limitadas a comparación de estructuras de acero.

### **2.3. Componentes de arcos tridimensionales con elementos metálicos**

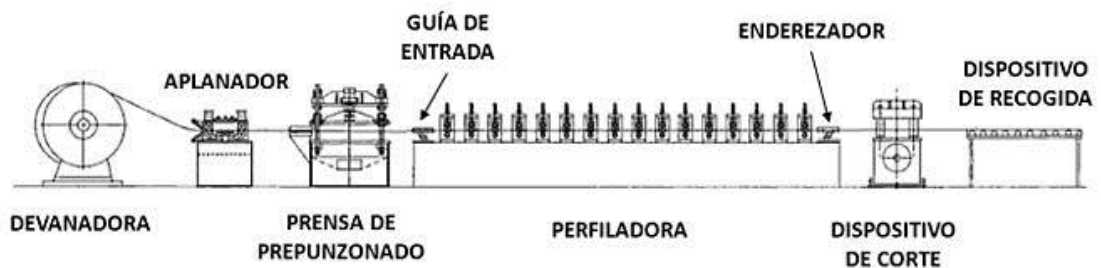
En la estructuración de techos fabricados con elementos metálicos se tienen dos tipos de elementos: los elementos o refuerzos primarios (vigas de alma abierta, vigas de alma cerrada o armaduras) y los elementos secundarios o largueros. Además los elementos de acero que conforman la estructura de techo se pueden dividir de acuerdo a la fabricación de los mismos en dos grupos: armados y laminados. Los elementos armados, como su nombre lo indica, son aquellos que se arman en obra, mientras que los elementos laminados son aquellos que no requieren armado en obra, sino que este tipo de elementos se encuentran prefabricados con el fin de ser instalados una vez se encuentren en la obra.

Los elementos que requieran armado se ensamblan en obra, sin ser forzados, en la posición que adoptarán una vez realizado el ensamble mediante las uniones respectivas, todas las piezas de los elementos estructurales que

empleen tornillos para anclarse unos a otros no deben poseer un diámetro mayor de 2 milímetros al tamaño del agujero en donde se atornillará para evitar problemas con el funcionamiento de los elementos. Por otro lado, si es necesario realizar soldaduras para el armado de los elementos, la cantidad de puntos de soldadura a realizar deberá ser la mínima para asegurar que dichos elementos permanezcan inmóviles, sin embargo las piezas no pueden fijarse a los gálibos de armado con puntos de soldadura, ya que estos afectan el funcionamiento estructural de los mismos.

Los elementos perfilados están conformados por medio de una operación de plegado que se realiza de manera gradual por varias estaciones colocadas en serie, en cada una de ellas se lleva a cabo un proceso diferente para darle la forma deseada a la pieza de acero, que al realizarse con maquinaria, ya sea completamente automatizada o no, toman el nombre de líneas de perfilado que logran grandes resultados en cuanto a calidad y cantidad. Este proceso no limita la longitud de los elementos perfilados que se quieran construir, por lo que se pueden fabricar elementos que cubran grandes luces.

Figura 5. **Línea de perfilado**



Fuente: MATHEUS, Carlos. *Máquinas-herramientas perfiladoras y cepilladoras*.

[www.slideshare.net](http://www.slideshare.net). Consulta: 28 de mayo de 2018

Las partes de una línea de perfilado desempeñan las siguientes funciones:

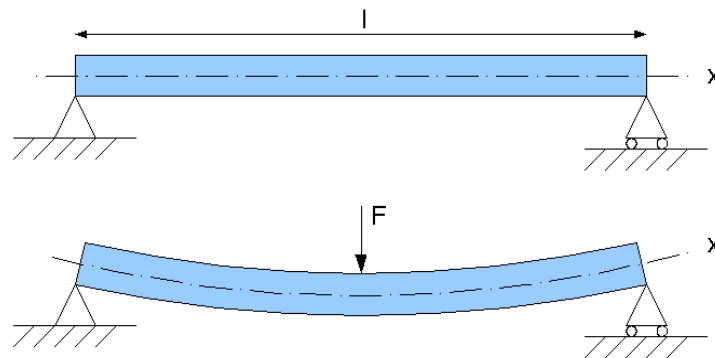
- Devanadora: se encarga de desenrollar el material mediante un movimiento rotatorio para alinearlos con las siguientes operaciones de la línea de perfilado.
- Aplanador: se encarga de corregir las desviaciones de planitud que presenta el material que se perfilará, consiste en un conjunto de rodillos colocados consecutivamente y alternados a dos alturas diferentes que obligan al material a doblarse de manera sucesiva
- Prensa de punzonamiento: son capaces de imprimir distintos patrones de agujeros en el material, según lo requiera el elemento a perfilar, las prensas pueden estar ubicadas antes de la perfiladora en la línea de perfilado.
- Perfiladora: está conformada por sucesivas estaciones en las cuales se montan los rodillos que moldean el perfil a la forma que se desea obtener.
- Dispositivo de corte: tiene como objetivo cortar la pieza de acero de la longitud que tendrá el perfil final, dicho corte puede realizarse previo al proceso de perfilado. Para este proceso se suelen usar sierras rotativas, guillotinas y cuchillas.
- Dispositivo de recogida: se encarga de extraer los perfiles finales resultantes de la línea de perfilado.

### **2.3.1. Vigas de techo**

Las vigas son elementos estructurales que trabajan a flexión, la cual da origen a esfuerzos de tensión y compresión, dicha flexión está comprendida como la deformación que presenta el elemento estructural en dirección a su eje longitudinal, en dicho eje longitudinal horizontal se encuentra lo que se denomina eje neutro, este se puede deformar bajo la aplicación de cargas verticales en la viga dando lugar así a deflexiones en la misma. Las vigas

también juegan un papel importante, ya que se encargan de soportar cargas y darle estabilidad a la estructuras.

Figura 6. Flexión en vigas



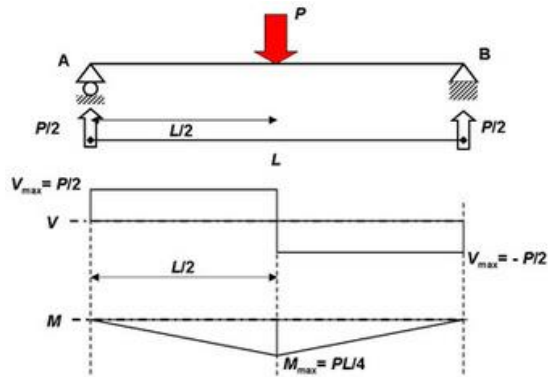
Fuente: WIKIPEDIA. *Flexión en vigas*. [www.esacademic.com/dic.nsf/eswiki/1136490.png](http://www.esacademic.com/dic.nsf/eswiki/1136490.png).

Consulta: mayo de 2018.

Además en este tipo de estructuras se deben considerar esfuerzos de corte, los cuales se encuentran presentes a lo largo del elemento y está comprendidos como la suma algebraica de todas las fuerzas externas perpendiculares al eje de la viga. La fuerza cortante tiende a ser positiva en la parte izquierda de la sección de la viga de acuerdo al análisis físico que se efectúa sobre el elemento, y el valor máximo del cortante generalmente se ubica en los apoyos de la viga o cerca de ellos.



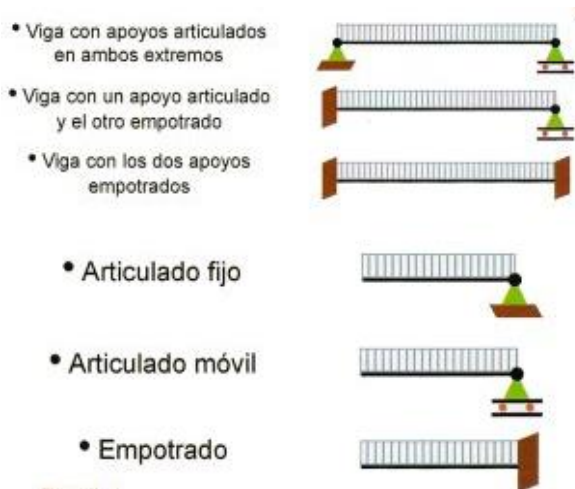
Figura 7. Diagrama de corte y momento en viga



Fuente: CARRASCO, Marco. *Capítulo 7: fuerzas en vigas y cables*. [www.marcocarrasco.weebly.com](http://www.marcocarrasco.weebly.com). Consulta: 30 de mayo de 2018.

Los valores de los esfuerzos cortantes y momentos en vigas varían de acuerdo al tipo de carga que se aplique sobre las mismas, así como por su magnitud, pero además de estos factores también se encuentran los diferentes tipos de apoyo, los cuales influyen directamente en los esfuerzos cortantes y flexionantes. Entre los apoyos más comunes se encuentran los siguientes: apoyo simple de rodillo, apoyo pasador y apoyo empotrado.

Figura 8. Apoyos en vigas



Fuente: CARRASCO, Marco. *Capítulo 7: fuerzas en vigas y cables*. [www.marcocarrasco.weebly.com](http://www.marcocarrasco.weebly.com). Consulta: 30 de mayo de 2018

Los materiales con los que se elaboran dichos elementos han variado a lo largo de la historia, siendo la madera el material más tradicional en su elaboración, sin embargo la madera es un material anisotrópico, lo que significa que tendrá diferentes resistencias a los esfuerzos dependiendo de si la carga externa se aplica paralelamente o perpendicularmente a la fibra de la madera. La revolución industrial marcó una era importante en el ámbito constructivo debido a que se empezaron a utilizar diferentes materiales en la elaboración de elementos constructivos, tales como las vigas, y es en esta época que se empezó a usar el acero para tal uso. El acero, al ser un material isótropo, tiene ventaja sobre la madera que puede resistir esfuerzo de tensión y de compresión mayor a los que puede resistir un elemento de madera.

Figura 9. **Techo con vigas de madera**



Fuente: HABITISSMO. *Techo con vigas de madera*.[www.fotos.habitissimo.es/foto/153083.jpg](http://www.fotos.habitissimo.es/foto/153083.jpg). Consulta: 30 de mayo de 2018

Actualmente también se elaboran vigas de concreto armado, mezcla del concreto con acero de refuerzo, las cuales son muy populares en el ámbito constructivo debido a que otorgan los beneficios de ambos elementos que lo

conforman en un solo elemento, ya que el concreto es un material relativamente frágil y con una baja resistencia a la tensión comparada con la resistencia a compresión que puede soportar, y es por ello que se utiliza acero con el objetivo de reforzar las limitaciones del concreto. Sin embargo, para estructuras de techo se suelen utilizar vigas de acero, ya que estas son más livianas que aquellas conformadas por concreto armado y uno de los principales objetivos que se debe tener muy presente en todo momento es no sobrecargar la estructura que se está diseñando, pues esto trae consigo más perjuicios que beneficios para la estabilidad de la estructura y es algo que se desea evitar principalmente en Guatemala, que es un país altamente sísmico.

Figura 10. **Techo con vigas de acero**



Fuente: HABITISSMO. *Techo con vigas de acero*.[www.fotos.habitissimo.com.ar/foto/ 1-60\\_85319.jpg](http://www.fotos.habitissimo.com.ar/foto/1-60_85319.jpg). Consulta: 30 de mayo de 2018.

### **2.3.2. Armaduras**

Una armadura es una estructura compuesta por un conjunto de elementos lineales esbeltos que se encuentran unidos entre sí en sus puntos extremos. Generalmente los elementos utilizados para conformar este tipo de estructuras consisten en puntales de madera o barras metálicas. Los puntos donde

convergen dos o más elementos se conocen como nudos o nodos y se le conoce como longitud de panel a la distancia entre dos nudos adyacentes. Para el cálculo de los mismos se suelen considerar como estructuras simplemente apoyadas en donde todas sus conexiones entre elementos se consideran que están articuladas.

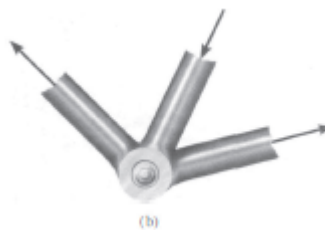
Las conexiones en los nudos usualmente están hechas mediante el uso de pernos o soldaduras en los extremos de los elementos unidos a una placa que tiene como nombre placa de unión. Otra opción para unir los elementos de una armadura es mediante un perno o pasador que atraviese cada uno de los elementos.

Figura 11. **Placa de unión**



Fuente: HIBBELER, Russel. *Mecánica vectorial para ingenieros: estática*. p. 257.

Figura 12. **Perno de unión**

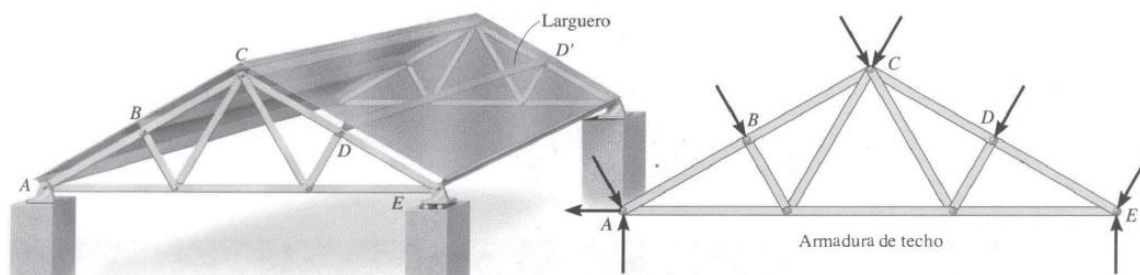


Fuente: HIBBELER, Russel. *Mecánica vectorial para ingenieros: estática*. p. 257.

Las armaduras planas comprenden un único plano y frecuentemente se utilizan para soportar puentes y techos. En este tipo de armaduras la carga del techo es transmitida hacia la armadura en los nudos por medio de un conjunto de largueros que la componen. Es por este motivo que el análisis estructural en

esta clase de armaduras se realiza de manera bidimensional. Cuando las armaduras de techo deben cubrir grandes luces se suele utilizar un soporte de rodillo con la finalidad de soportar un extremo de mejor manera, ya que este tipo de soportes permite la expansión o contracción que puede ocasionarse en los elementos de la armadura por causa de los cambios de temperatura o bien por la misma aplicación de cargas externas.

Figura 13. **Armadura plana de techo**



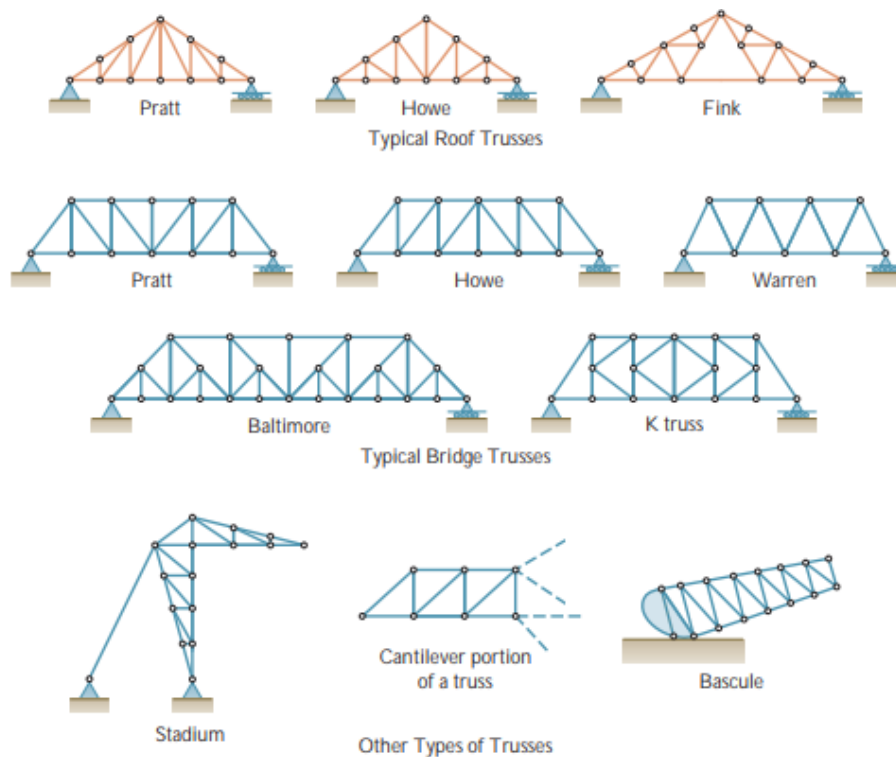
Fuente: HIBBELER, Russel. *Mecánica vectorial para ingenieros: estática*. p. 258.

La forma que posee una armadura juega un papel importante en el desempeño estructural de la misma, ya que de esta depende su estabilidad y prevenir así el colapso de esta, además debe ser rígida, la forma más sencilla que a su vez es rígida es el triángulo, por esta razón una armadura simple está conformada por el conjunto de elementos triangulares. Es por ello que existen diferentes tipos de armaduras, teniendo algunos resultados más satisfactorios con base en la forma que posea el techo, aunque para techos con pendientes bajas (entre  $30^\circ$  y  $45^\circ$ ) se suelen utilizar armaduras tipo Warren, Pratt o Howe, y con luces de hasta 40 metros, también se pueden usar los otros tipos de armadura siempre y cuando sea viable su uso. Entre los tipos de armaduras se encuentran los siguientes:

- Tipo Warren
- Tipo Pratt

- Tipo Howe
- Tipo Fink
- Tipo Valtimore
- Tipo Vasculé
- Tipo K truss

Figura 14. Tipos de armaduras



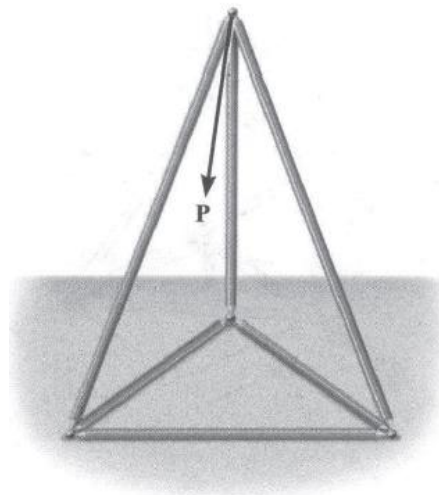
Fuente: BEER, Ferdinand. *Vector mechanics for engineers statics and dynamics*. p. 286.

Una de las principales ventajas de las armaduras es que son livianas, facilitan la instalación de sistemas eléctricos, tuberías de agua y ductos, además de su capacidad de cubrir grandes distancias sin influir negativamente en los costos, sin embargo su costo de fabricación sí se eleva demasiado

cuando se trata de cubrir distancias cortas en comparación con la utilización de sistemas de vigas.

Además de las armaduras bidimensionales previamente descritas, también existen las armaduras espaciales o tridimensionales, este tipo de armadura consiste en el conjunto de elementos, tales como puntales de madera o de acero, unidos por sus extremos para formar una estructura tridimensional que sea estable. El elemento más simple que se puede formar en una armadura tridimensional es un tetraedro (formado por 6 elementos conectados entre sí), ya que este sirve de base para poder estructurar armaduras espaciales con más complejidad. Los elementos que conforman este tipo de armaduras pueden ser considerados como miembros de dos fuerzas si la carga externa se encuentra aplicada en los nudos y sus respectivas conexiones son de rótula esférica, siempre y cuando sus conexiones se encuentren soldadas o unidas mediante el uso de pernos. Para llevar a cabo el análisis estructural tanto de armaduras bidimensionales como el de armaduras tridimensionales, se puede utilizar el método de nodos o el método de secciones.

Figura 15. **Tetraedro formado por 6 elementos**



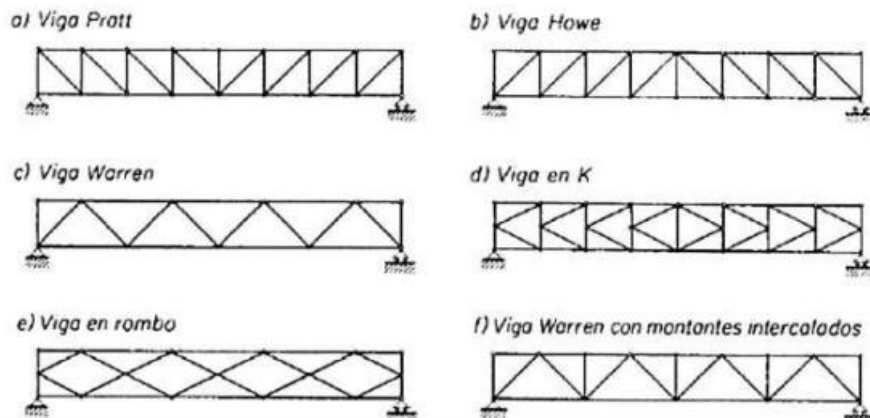
Fuente: HIBBELER, Russel. *Mecánica vectorial para ingenieros: estática*. p. 283.

### 2.3.3. Vigas de alma abierta

Conocidas también como *steel joists*, las vigas de alma abierta son estructuras reticulares conformadas por dos elementos longitudinales, llamados cuerda superior y cuerda inferior, unidos mediante el uso de varillas que son soldadas entre ambos elementos, estas usualmente forman un entramado triangular. Este tipo de elementos pueden ser clasificados de acuerdo a la continuidad de la sección transversal, la cual es usualmente referida al peralte de la estructura. Las vigas de alma abierta, a diferencia de las armaduras, pueden ser de sección constante o de sección variable, en cambio las armaduras en la mayoría de casos son de sección variable. Este tipo de elementos no posee especificaciones AISC, sino que todas las especificaciones son regidas por el Steel Joist Institute (SJI).

Se nombra vigas de alma abierta con sección constante a aquellas cuyo peralte es constante a lo largo de toda la viga, lo que hace que la cuerda superior y la cuerda inferior sean paralelas, algunos ejemplos de este tipo de vigas son las vigas tipo Pratt, vigas en K, vigas en rombo, entre otros.

Figura 16. Vigas de alma abierta con sección constante

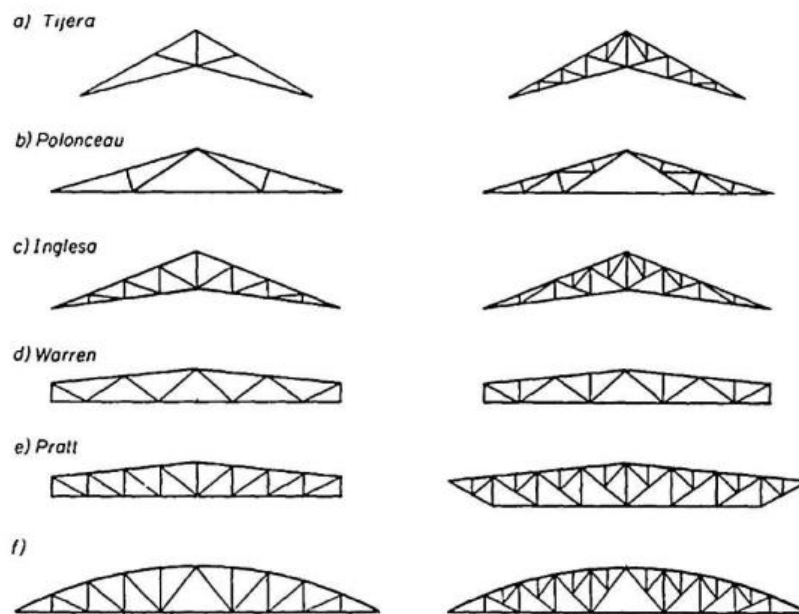


Fuente: HERNANDEX, Alberth. *Guía de análisis y diseño para vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructuras de soporte de techos y entrepisos.* p. 109.



Por otro lado también se encuentran las vigas de alma abierta de sección variable, es decir que en este tipo de vigas el peralte de la sección transversal no es constante a lo largo de la estructura, algunos ejemplos de este tipo de vigas son: las vigas Pratt, vigas en forma de tijera, vigas inglesas, entre otras.

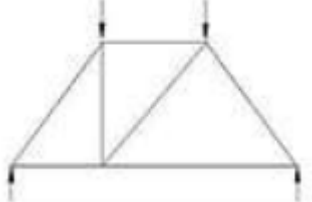
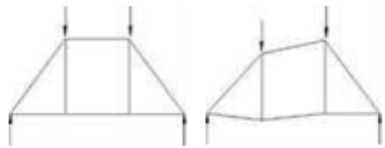
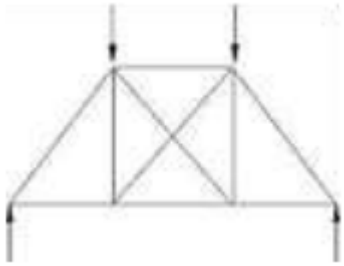
Figura 17. **Vigas de alma abierta con sección variable**



Fuente: HERNANDEX, Alberth. *Guía de análisis y diseño para vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructuras de soporte de techos y entresijos*. p. 109.

Además de clasificar las vigas de alma abierta de acuerdo a su sección transversal, también es posible identificar y clasificar el tipo de configuración que pueden poseer este tipo de vigas, ya sea en su diseño o incluso en su concepción como estructura: configuración completa (óptima), configuración incompleta y configuración redundante.

Tabla V. Configuración de vigas de alma abierta

Tipo de configuración	Descripción	Figura
Completa	Posee la cantidad mínima de elementos necesarios para formar la estructura a base de triángulos	
Incompleta	No está conformado completamente por triángulos, lo que puede provocar que llegue a fallar la estructura si a esta se le aplican cargas asimétricas	
Redundante	Posee una cantidad excesiva de elementos en comparación con los requeridos para su diseño, lo que ocasiona sobrecostos y que en muchas ocasiones no todos elementos se encuentren soportando las cargas externas	

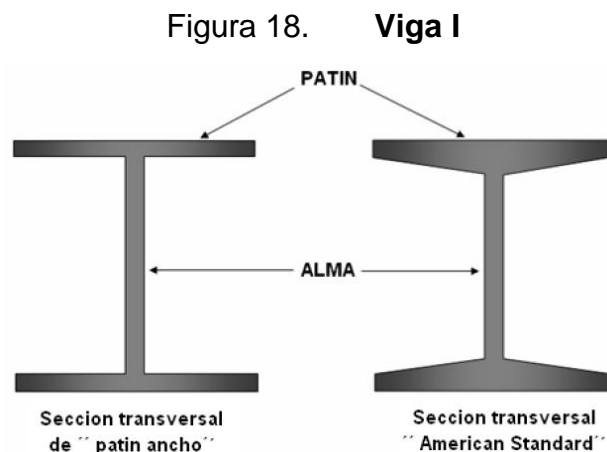
Fuente: HERNANDEX, Alberth. *Guía de análisis y diseño para vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructuras de soporte de techos y entrepisos*. p. 110.

Los elementos que conforman una viga de alma abierta pueden estar constituidos por perfiles laminados en caliente o en frío, sin embargo el prefabricado de este tipo de elementos constructivos asegura la precisión de las piezas y agiliza el montaje de las mismas, pero dependerá de las necesidades que la estructura requiera para emplear el prefabricado de estas estructuras.

#### 2.3.4. Vigas de alma llena

Las vigas de alma llena están constituidas por perfiles laminados en caliente tipo I, C y T, los cuales solo se elaboran de manera prefabricada y normalmente se encuentran formados por una sola pieza de gran longitud que adquiere la forma de la sección transversal deseada, existen otro tipo de vigas de alma llena que se encuentran unidas mediante soldaduras o pernos a las cuales se les denomina vigas armadas.

Las vigas tipo I están formadas por dos elementos denominados “patín”, tanto superior como inferior, y un elemento central que los une denominado “alma” se suelen usar para grandes luces, estas son fabricadas en maquinaria laminadora de una sola longitud, con un máximo de 75 pies o de patín de ancho, pero si se requiere una longitud menor entonces se puede adelgazar la viga en sus patines extremos adoptando de esta manera la forma de la sección transversal denominada American Standard.

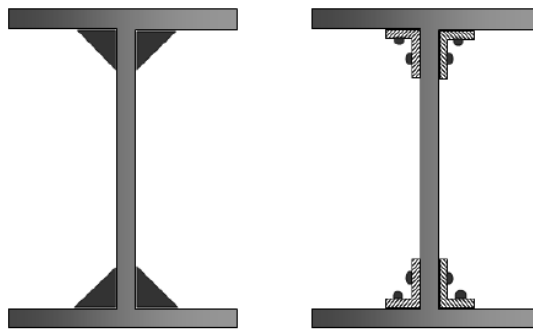


Fuente: OVANDO, Erwin. *Diseño y cálculo de una pasarela de metal*. p. 5.

Sin embargo, si se requiere que la viga abarque claros de mayor longitud y soportando al mismo tiempo cargas de mayor magnitud, entonces la sección

transversal de la viga puede adoptar la forma de una viga armada. Las vigas de alma abierta son aquellas que se fabrican utilizando una placa de gran tamaño para conformar el alma y otras dos placas se unen al alma mediante soldaduras y/o pernos que actuarán como patines de la viga.

Figura 19. **Viga I armada**



Fuente: OVANDO, Erwin. *Diseño y cálculo de una pasarela de metal*. p. 6.

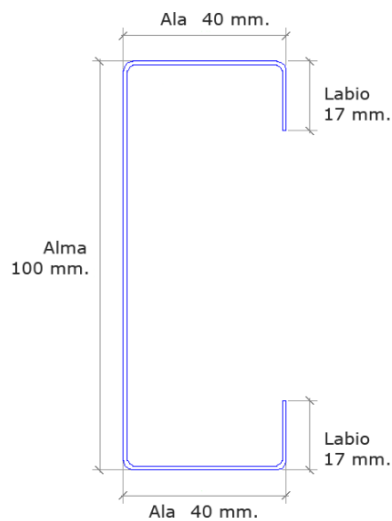
Las vigas I tienen varias características que las hacen eficientes, tales como sus grandes momentos de inercia así como su gran módulo de sección, sin embargo también presentan varias deficiencias como carencia de espesor significativo, patines angostos y algunas dificultades en su montaje. Por tales motivos es que tanto las vigas I como las vigas S ya no son piezas muy solicitadas en el ámbito constructivo actual, pero no quiere decir que ya no sean utilizadas, ya que pueden existir ocasiones donde el uso de este tipo de viga sea una opción factible.

Las vigas tipo C o perfiles de canal tienen los mismos componentes de una viga I, es decir, ambas tienen un alma y dos patines que son paralelos, sin embargo en este caso los patines tienen pendiente aproximada del 16.7 %, este tipo de canales tienen las mismas características que las vigas S debido a que era producido con los mismos estándares dimensionales, este tipo de vigas se

identifican con la letra C, su diseño permite que se fabriquen estructuras para soporte de cargas moderadas actuando sobre luces cortas, además es de fácil instalación.

El uso de perfiles tipo C se hace más frecuente en construcciones livianas, siendo más utilizado para paredes portantes y no portantes, vigas de entrepisos, vigas de arrostramiento, techos, escaleras y dinteles. Para cada uno de los usos mencionados variará la medida del alma y el espesor de la chapa. Si en dado caso el ancho de la sección del perfil fuera insuficiente con base en el cálculo estructural, entonces se puede optar por aumentar la sección del perfil, sin embargo esto significa aumentar el peso de la estructura y el costo de la misma.

Figura 20. **Perfil tipo C**

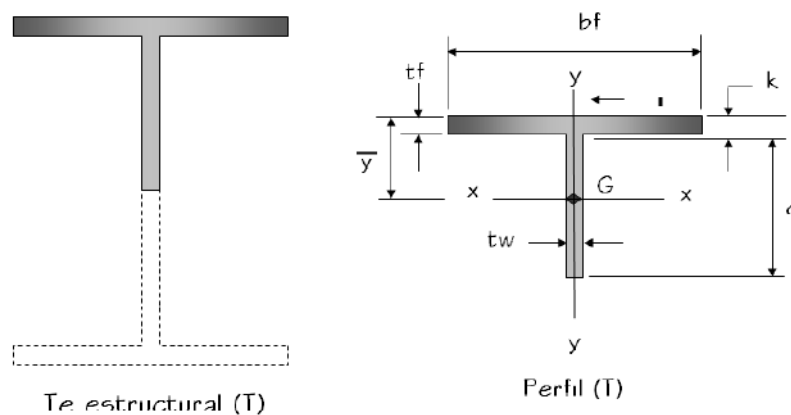


Fuente: ACEDUR. *Ingeniería de detalle*. [www.acedur.com/ingenieria-de-detalle/](http://www.acedur.com/ingenieria-de-detalle/). Consulta: junio de 2018.

Los perfiles T, vigas T o tés estructurales, son elementos que se originan al cortar perfiles W, S o M para obtener los perfiles respectivos: WT, ST o MT. Dicho corte se realiza de tal manera que el resultado sea un perfil que posea un

área equivalente a la mitad del área de la sección original que se cortó. Este tipo de perfiles suelen ser utilizados en cuerdas de armaduras, elementos arriostrantes y de apoyo, estructuras de paneles, vigas de entrepisos, entre otros.

Figura 21. Perfil tipo T



Fuente: OVANDO, Erwin. *Diseño y cálculo de una pasarela de metal*. p. 41.

### 2.3.5. Perfiles laminados

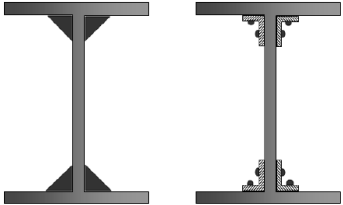
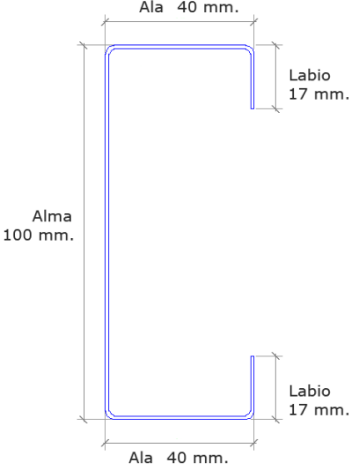
Los perfiles laminados son elementos estructurales que se encuentran sometidos a flexión y su función principal consta de brindar apoyo a la cubierta de techo al mismo tiempo que sirve de fijación para la misma. Este tipo de perfiles pueden ser laminados en una gran variedad de formas y tamaños sin incurrir en grandes gastos y sin alterar las propiedades físicas del acero. Algunos de estos perfiles tienen la propiedad de poseer grandes momentos de inercia en relación con sus áreas, tales como los perfiles I, C y T.

En estructuras de techo se considera que estos elementos se encuentran simplemente apoyados, tales como armaduras, vigas de alma abierta o vigas de alma llena. Cuando estos elementos se apoyan sobre armaduras se debe

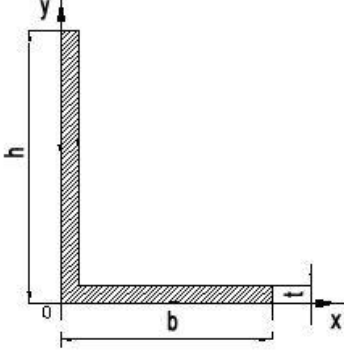
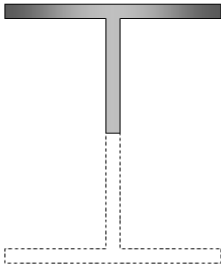
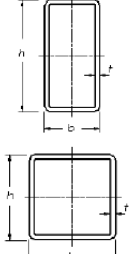
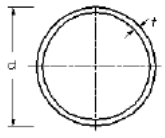
considerar el efecto que estos causan sobre las mismas, debido a que el diseño se realiza por flexión y carga axial.

Las secciones de estos elementos pueden ser laminados en frío o en caliente. Cuando los perfiles son laminados en caliente es posible realizar reducciones de sección, para llevar un adecuado proceso de laminación en caliente es necesario que el acero se caliente de manera uniforme antes de sufrir la deformación que implica la laminación para evitar que existan agrietamientos y posibles roturas. Por otro lado los perfiles que se laminan en frío cuentan con mejores acabados y propiedades mecánicas en comparación con los perfiles laminados en caliente, debido a que el proceso de laminado en frío se lleva a cabo de una manera más automatizada y precisa. Dentro de las secciones más comunes empleadas en techos están: sección tipo I, C, L, entre otros.

Tabla VI. Tipos de perfiles comunes en techos

Sección	Descripción	Usos
	<p>Formado por dos elementos de forma rectangular llamados patines y uno vertical llamado alma. Se nombra por la letra W seguido del peralte nominal en pulgadas.</p>	<p>Elementos primarios en techos de edificaciones con conexiones rígidas</p>
	<p>Formada por dos patines horizontales paralelos y por un alma vertical, los patines cuentan con una pendiente aproximada del 16 2/3 %. Este tipo de perfiles se designa con la letra C acompañada de su peralte nominal en pulgadas y el peso por unidad lineal en libras por pie lineal.</p>	<p>Se suelen utilizar como elementos secundarios en construcciones de gran magnitud tales como naves industriales, además también suelen ser usados en pares como miembros en armaduras colocados en diagonal.</p>

Continuación tabla VI.

	<p>Conformados por dos elementos colocados perpendicularmente uno con el otro, dichos elementos se llaman alas, los cuales pueden ser de diferente longitud cada uno, pero si tienen que tener el mismo espesor. Se designan con la letra L acompañado por la longitud del ala mayor luego la del ala menor y su espesor en pulgadas.</p>	<p>Se usan en pares como elementos que forman parte de armaduras de menor tamaño, en conexiones atornilladas, en elementos de soporte atiesado</p>
	<p>Son perfiles derivados de secciones W, S o M que dan como resultado las secciones WT, ST o MT respectivamente. Estos se cortan a la mitad de tal manera de producir un perfil con el área equivalente a la mitad del área original.</p>	<p>Se utilizan en cuerdas de armaduras de toda clase, en elementos arriostrantes y otros elementos de apoyo.</p>
	<p>Estos elementos pueden tener forma rectangular o cuadrada. Se designan con las letras HSS acompañadas de la dimensión mayor del elemento, luego la dimensión menor y el espesor de la pared</p>	<p>Suelen usarse como largueros en techos que soportan cargas livianas y como elementos de armaduras.</p>
	<p>Son perfiles que tienen forma circular y son huecos, se designan con la letra P acompañada por su diámetro externo nominal, por una "x" en secciones reforzadas o "xx" en secciones doblemente reforzadas y finalmente por su diámetro nominal. Las secciones reforzadas o estándar se diferencian entre sí por el espesor de la pared de la sección</p>	<p>Se usan como largueros en techos que soportan cargas livianas y como elementos de armaduras</p>

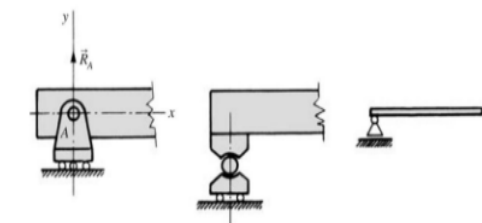


Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p.30.



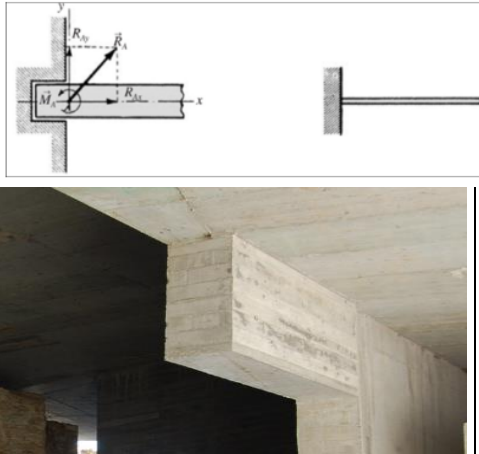
### 2.3.6. Apoyos

Los apoyos son elementos de soporte empleados en el ámbito constructivo, ya que es sobre estos mismos en donde descansará una estructura y al mismo tiempo estarán restringiendo el movimiento de todo el sistema estructural que soporten, permitiendo al mismo tiempo la transmisión de los esfuerzos hacia los cimientos. Los apoyos se clasifican en: apoyos fijos (permiten rotación pero no desplazamiento), apoyos móviles (permiten rotación y desplazamiento) y apoyos mixtos (apoyos elaborados por placas de plomo, apoyos de neopreno, etc.)

Tabla VII. Tipos de apoyos

Apoyo	Descripción	Figura
Apoyo simple o articulado móvil	Esta reacción se produce entre dos superficies tangentes que se unen en un punto, permitiendo el deslizamiento entre ambas. Tiene libre movimiento en el eje X además de tener giro en el plano XY, su reacción es perpendicular al plano X	 
Apoyo doble o articulado fijo	Este tipo de apoyo tiene restricción de movimiento en los ejes X e Y, sus reacciones tienen la misma dirección que los ejes X e Y, sin embargo este apoyo si permite giro.	

Continuación tabla VII.

<p>Empotramiento</p>	<p>Este tipo de apoyo no permite que haya movimiento en los ejes X e Y, las reacciones tienen las mismas direcciones que las de los ejes X e Y, debido a las condiciones de este tipo de apoyo tampoco permite que exista giro</p>	
----------------------	--	--

Fuente: TORRES, Manuel. *Tipos de apoyos*. [www.edu.xunta.es](http://www.edu.xunta.es). Consulta: 4 de junio de 2018.

Los apoyos se encargan de interactuar con las reacciones verticales y horizontales que surgen en respuesta a las cargas aplicadas sobre la estructura y otros factores, como lo son las mismas restricciones del movimiento, que también afectan a la estructura pero en todos los casos los apoyos deben desempeñarse de manera eficaz con base en las condiciones establecidas por el análisis estructural realizado de antemano. Las fuerzas de reacción se denominan de tal manera ya que estas solo se producen como respuesta al intento de la estructura por realizar el movimiento que el enlace prohíbe.

### 2.3.7. Uniones

De acuerdo con AISC-360-16, el diseño estructural que corresponde a las uniones de elementos en una estructura debe contar con fuerzas y deformaciones que sean consistentes con el diseño que se tiene planeado para la respectiva unión o conexión. Existen dos tipos de conexiones: las conexiones simples y las conexiones de momento.

Las conexiones simples son capaces de transmitir momentos de magnitud despreciable, por ello no se toman en cuenta en este tipo de conexiones. En el análisis de la estructura se puede suponer que este tipo de conexiones permite la rotación relativa de los elementos que se conectan, teniendo así la capacidad suficiente de rotación para acomodar las rotaciones necesarias determinadas previamente por el análisis estructural.

Existen dos tipos de conexiones de momento:

- Conexiones completamente restringidas (FR): este tipo de conexión transmite momento con una rotación despreciable entre los elementos conectados, ya que al llevar a cabo el análisis estructural se puede suponer que este tipo de conexiones no permite rotación relativa. Una conexión de este tipo, es decir completamente restringida o FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para lograr mantener el ángulo entre los elementos conectados en los estados límites resistentes.
- Conexiones parcialmente resistentes (PR): este tipo de conexión transmite momento pero, a diferencia de las conexiones completamente rígidas, la rotación entre los elementos conectados no es despreciable, por lo que la fuerza de deformación de la conexión debe ser incluida en el análisis de la estructura. Para este tipo de conexiones es necesario documentar o determinar las curvas características de las conexiones PR y, al igual que en las conexiones FR, los componentes deben tener suficiente rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resistentes.

Las conexiones se encuentran conformadas por las partes afectadas de los elementos conectados (como puede ser el alma de una viga), por elementos de unión (placas, ángulos, ménsulas, entre otros.), y por conectores

(soldaduras, tornillos y/o remaches). El dimensionamiento de todos estos elementos debe satisfacer los requisitos de resistencia obtenidos en el diseño estructural, de tal manera que sea igual o mayor a los mismos, lo cual se suele obtener de las siguientes dos maneras:

- Realizando un análisis estructural empleando cargas de diseño.
- Tomando un porcentaje específico de la resistencia nominal del diseño de los elementos conectados.

Cuando una conexión se considera flexible generalmente debe diseñarse para transmitir únicamente esfuerzo cortante, usando para ello elementos de unión que puedan tolerar las rotaciones que se presentan en los extremos de los elementos conectados, para que estos permitan deformaciones inelásticas. Además en estos casos se deben tomar en cuenta las flexiones ocasionadas por las excentricidades en los apoyos.

En estructuras de acero para techo las conexiones se realizan de dos maneras:

- Conexión con tornillos: conocida también como conexión atornillada o conexión de punto, debido a que la transferencia de carga ocurre a través de puntos discretos de los elementos estructurales a conectar. Los tornillos son elementos mecánicos empleados en la fijación de piezas que están conformados por una barra metálica de sección transversal circular y una espiga roscada para recibir una tuerca o cualquier accesorio que especifique la norma, por otro lado la resistencia mínima con la deben contar estos elementos también se encuentra normada, las principales especificaciones para los tornillos son las siguientes:

- La especificación ASTM A325 para tornillos estructurales con tratamiento térmico abarca los tornillos con resistencia mínima a la tensión de 120,000 – 105,000 psi y con tamaños de 1/2 a 1 1/2 pulgadas de diámetro.
- La especificación ASTM A490 para tornillos estructurales con tratamiento térmico soporta cargas más grandes, abarcando tornillos con resistencia mínima a la tensión de 150,000 psi y con tamaños de 1/2 a 1 1/2 pulgadas de diámetro.

A pesar que las especificaciones ASTM A325 y ASTM A490 fueron de gran relevancia en la normativa para tornillos estructurales, en el año 2016 la normativa ASTM retiró ambas especificaciones (A325 y A490) y las reemplazó con la ASTM F3125, la cual abarca ambas especificaciones.

- La especificación ASTM F3125 cubre los requerimientos químicos, físicos y mecánicos que deben tener los tornillos estructurales fabricados con acero, esta especificación consolida y reemplaza 6 especificaciones: A325, A325M, A490, A490M, F1852 y F2280. En esta especificación se encuentran comprendidas las resistencias mínimas propias de cada especificación que abarcan y a su vez cubre los diámetros de tornillo de 1/2 a 1 1/2 pulgadas.
- **Conexión tipo soldadura:** este tipo de conexión consiste en unir dos o más piezas de acero u otro metal mediante un proceso de coalescencia, en el cual los elementos se unen por la fundición producida por la aplicación de calor intenso. Este proceso generalmente se realiza frotando sobre las piezas que se desean unir, un arco eléctrico con un electrodo equipado en el mismo, a este tipo de soldadura se le conoce como soldadura por arco

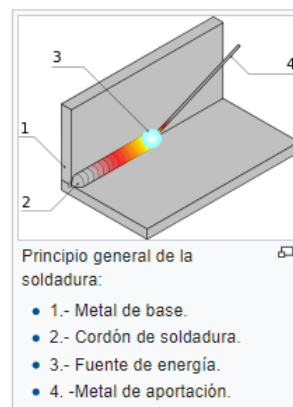
eléctrico debido a que se crea un arco voltaico entre el material que se está soldando y el electrodo del soldador.

Uno de los motivos por el cual este tipo de soldaduras es muy utilizado, es por el bajo costo que conlleva su uso, además de los buenos resultados que se obtienen, sin embargo existen otras ventajas importantes de destacar:

- Es capaz de generar concentraciones de calor en zonas delimitadas.
- Se pueden alcanzar temperaturas muy elevadas que generalmente son mayores a los 5,000 °C.
- Cuenta con la posibilidad de establecerse en diversas formas, ya sea de manera visible o de manera no visible.

Las conexiones de soldadura se pueden clasificar en dos tipos, dependiendo de la naturaleza de los materiales que se empleen: homogéneas y heterogéneas. Las soldaduras homogéneas ocurren cuando los materiales a unir son de la misma naturaleza, mientras que las soldaduras heterogéneas ocurren cuando se unen dos materiales de diferente naturaleza.

Figura 22. **Concepto general de soldadura**



Fuente: WIKIPEDIA. *Soldadura*.[www.es.wikipedia.org/wiki/Soldadura](http://www.es.wikipedia.org/wiki/Soldadura). Consulta: 6 de junio de 2018.

### 2.3.8. Soldaduras

Existen diferentes procesos de soldadura además del arco eléctrico, aunque generalmente estos suelen ser derivados del mismo, como lo son SMAW y SAW, pero también existen otros procesos de soldadura que son empleados para unir elementos de acero estructural, como:

- Soldadura de arco metálico protegido (SMAW): en este tipo de soldaduras se utiliza un electrodo metálico conformado por una membrana de cubierta que está conformada por aglutinantes de silicato y otros materiales que al fundirse permiten canalizar de mejor manera la corriente del arco metálico, ya que la varilla del núcleo conduce la corriente eléctrica al arco y brinda metal que sirve de apoyo a la unión. Algunas de las ventajas de utilizar este método son las siguientes:
  - El equipo es sencillo, económico y portátil.
  - No se requiere protección con gas auxiliar ni fundente granular.
  - Se puede emplear en áreas con acceso limitado.
  - Funciona bien para gran parte de materiales metálicos y aleaciones más utilizados.
  - El proceso es poco sensible al viento.

Así como este proceso de soldadura tiene sus ventajas, también tiene sus desventajas, dentro de las cuales cabe resaltar:

- No se pueden soldar materiales como el plomo, estaño y zinc, ya que poseen un bajo punto de fusión y al soldar de esta manera se producen temperaturas que son demasiado altas para estos metales.

- La duración de los electrodos es menor debido a que cuando el material se ha consumido hasta cierto punto debe ser desechado y reemplazado con uno nuevo.
  - Si se usa un amperaje excesivo este puede dañar los electrodos.
- Soldadura de arco sumergido (SAW): en este tipo de soldadura se produce la coalescencia de los metales a unir haciendo uso de un electrodo de alambre desnudo y un material llamado fundente que se distribuye por todo el canal a soldar, en el cual se encuentran sumergidos tanto el metal derretido como también el arco. En este tipo de soldadura el arco se encuentra cubierto por fundente debido a que la estabilidad del arco depende del fundente, además las propiedades físicas y químicas del depósito de soldadura final se pueden controlar con el fundente, lo que también modifica la calidad que tendrá la soldadura final.

En este proceso de soldado el fundente se encuentra flotando sobre el metal derretido con el objetivo de proteger al metal soldado de los gases atmosféricos, ya que de esta manera se evita que el mismo se contamine. Existen tres métodos generales para realizar este tipo de soldadura: automáticos, semiautomáticos y mecanizados. A su vez existen diversos factores para llevar a cabo la selección de uno de estos métodos:

- El espesor del metal base que se va a soldar
  - La accesibilidad de la unión
  - La posición en la que se va a soldar
  - La cantidad de soldaduras que se efectuarán
- Soldadura por resistencia: es un proceso termoeléctrico en el cual se genera calor en el que los elementos a soldar se calientan a la temperatura de



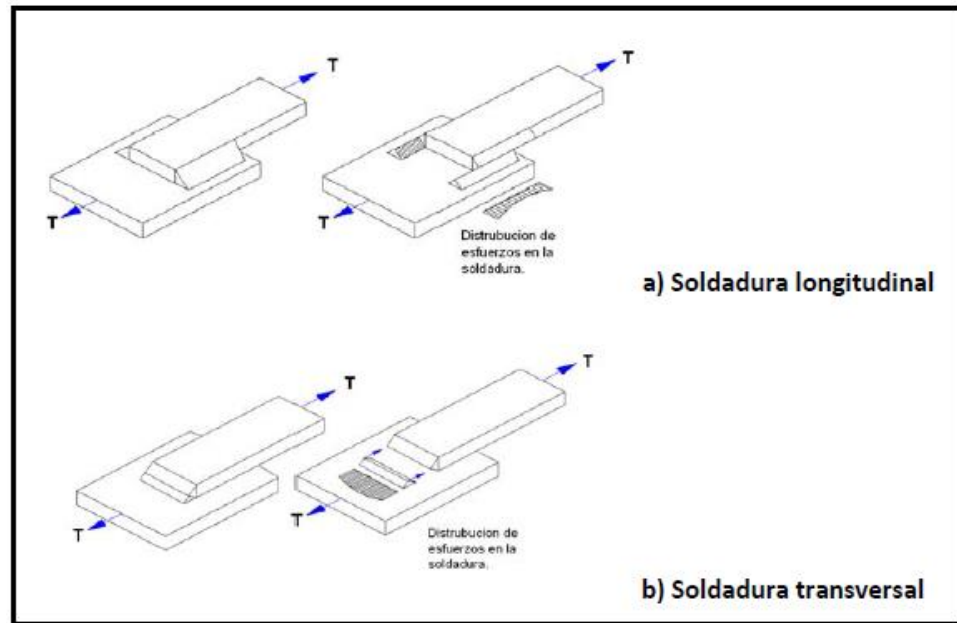
fusión a través de la resistencia eléctrica generada por el paso de una corriente muy elevada, además en la zona de unión de las partes se lleva a cabo con precisión y bajo una presión controlada. Existen cuatro parámetros que influyen directamente sobre la calidad que tendrá la soldadura por resistencia que deben ser controlados para lograr los mejores resultados: materiales, energía, fuerza de soldadura y tiempo. El uso de este tipo de soldadura tiene las siguientes ventajas:

- Tiempos cortos para su realización.
  - No requiere materiales consumibles como electrodos.
  - Se logran uniones electro-mecánicas fiables.
  - Se trabaja a baja tensión, por lo que su operación es segura.
  - Se puede adaptar a la automatización.
- Soldadura tipo filete: es el tipo de soldaduras más utilizadas en armaduras de techo debido a los bajos costos que representa porque para preparar el material de la placa se requiere poca preparación y del mismo modo no se requiere demasiada habilidad por parte del operador para llevar a cabo la soldadura. Dependiendo del ángulo que se forma entre el eje de la soldadura y la fuerza aplicada, la soldadura de filete se puede clasificar como: soldadura longitudinal o transversal.

La soldadura longitudinal posee una carga aplicada en forma paralela a su eje, lo que produce esfuerzos de corte sobre la misma. Por otro lado están las soldaduras transversales, que se encuentran sometidas a esfuerzos de corte y tensión, este tipo de soldadura suelen ser más resistente que las longitudinales, ya que los esfuerzos se encuentran uniformemente repartidos en su longitud, cosa que no se logra en las soldaduras longitudinales, que por el

contrario cuentan con sus esfuerzos repartidos de manera dispereja, lo cual puede crear deformaciones.

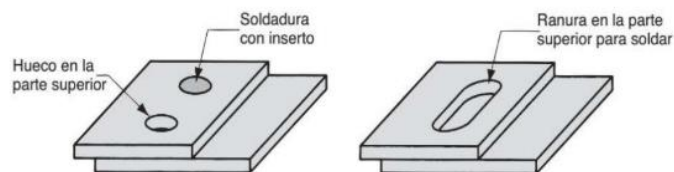
Figura 23. Tipos de soldadura de filete



Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p.44

- Soldadura ranurada: normalmente se utilizan para unir placas, empleando las ranuras se rellena la pieza superior con metal para poder fundir los dos elementos.

Figura 24. Soldaduras ranuradas



Fuente: CHAMORRO, Camilo. *Soldadura*. [www.slideshare.net](http://www.slideshare.net). Consulta: 7 de junio de 2018.



### **3. PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ESTRUCTURAS DE ARCOS TRIDIMENSIONALES FORMADAS A BASE DE PERFILES METÁLICOS**

#### **3.1. Proceso de diseño estructural**

El proceso de diseño estructural se encuentra implícito dentro del proceso general que conlleva la ejecución de un proyecto civil, en el cual se establecen todos los parámetros con los que debe cumplir la construcción para desempeñar de manera óptima todas las funciones con las que debe llegar a contar. Dentro de las principales funciones antes mencionadas, se encuentra como esencial el hecho de no llegar a sufrir fallas de ningún tipo, es decir que la estructura como tal tiene que poseer la capacidad de resistir las cargas que a esta se le imponen sin llegar a afectar su equilibrio.

Como se mencionó previamente, las edificaciones se suelen considerar como sistemas generales que están conformados por varios subsistemas que en conjunto logran desempeñar una función en específico. Por lo tanto se debe tomar en cuenta la interacción que existirá entre cada uno de ellos al momento de llevar a cabo el diseño estructural, dicha interacción suele ser rudimentaria, debido a que para la conformación de un sistema se acostumbra a superponer todos los subsistemas que lo integrarán de manera sucesiva. Es por ello que para la conformación final de un proyecto, los diversos profesionales a cargo del proyecto general deben realizar correcciones en los subsistemas correspondientes.

En el proceso de diseño estructural se deben elegir todas las opciones que mejor se adapten a los materiales y técnicas constructivas que se tengan a la disposición, para ello se hace imprescindible considerar las características geológicas de la región en la que se hará el proyecto, así como la clase de materiales que se pueden obtener en dicha región, ya que de lo contrario se aumentará el costo de los mismos al tener que transportarlos desde un lugar lejano.

Este proceso de diseño debe buscar un balance entre las características del comportamiento plástico y rígido que pueden desempeñar los elementos estructurales, cabe mencionar que las estructuras no se diseñan únicamente para que resistan, sino con el objetivo de que cumplan alguna otra función y que las mismas resistan se convierte en algo esencial. Sin embargo, una estructura no solamente posee una función esencial sino que debe cumplir con otras funciones importantes, tales como: la estética, la impermeabilidad, el aislamiento térmico o el aislamiento acústico.

La práctica del proceso de diseño estructural usualmente suele enfocarse a proyectos que conllevan la construcción de edificios, sin embargo este se encuentra relacionado directamente con el desarrollo tecnológico con el que cuenta el país, ya que de este dependerá la magnitud y variedad de estructuras que se puedan construir. Dentro de los proyectos que involucran el uso del proceso de diseño estructural se encuentran estructuras de gran magnitud como puentes de grandes luces, estructuras de extracción petrolera, torres de transmisión eléctrica, plantas nucleares, entre otros.

### **3.1.1. Etapas del proceso de diseño**

En las etapas de este proceso se definen las características que tendrá el sistema para que cumpla de manera óptima las funciones que deberá desempeñar. Las etapas de este proceso poseen un carácter creativo en el que se imagina un sistema estructural idóneo que debe ser capaz de absorber todas las cargas a las que se encuentre expuesto y al mismo tiempo pueda adaptarse a las expectativas del cliente. Estas etapas de diseño pueden llegar a variar con base en criterios que se obtengan con la experiencia laboral o dependiendo del tipo de proyecto que se realizará, sin embargo existen tres aspectos generales que se deben considerar en todo proyecto: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

- **Estructuración:** en esta etapa se determinan los materiales a utilizar para construir la estructura, el arreglo de sus elementos, dimensiones y características esenciales, además es en esta parte donde son de gran importancia la creatividad y el criterio.
- **Análisis:** esta etapa abarca todas las actividades que permiten determinar la respuesta de la estructura ante los efectos de las cargas externas que la afectan.
- **Dimensionamiento:** es la etapa que define a detalle toda la estructura, revisando si esta cumple con todos los requisitos de seguridad, además de la elaboración de planos y empleo de especificaciones.

A pesar de que las etapas del diseño estructural se pueden resumir en las tres antes mencionadas, el proceso real que implica el diseño estructural es más complejo, ya que implica la iteración de las tres etapas hasta que la estructura adquiere su forma final, al aplicar dichas etapas a las estructuras de

techo conformadas a base de perfiles de acero, es posible abarcar todo el proceso de diseño en dos grandes fases:

- Fase conceptual: en esta fase se establecen las disposiciones generales de las estructuras acompañadas de sus respectivos estudios, materiales a utilizar, planos, entre otros. El contenido en esta fase deberá significar una solución factible para la conformación de la estructura.
  - Evaluar la necesidad del cliente: todo proyecto empieza como un problema o una necesidad de un cliente, quien puede ser un consumidor o una empresa, que se pueda satisfacer de manera eficiente mediante el servicio que se prestará. En esta etapa se deben estipular los materiales a utilizar en el proyecto que cumplan con factores importantes como: económicos, de servicio, estética y seguridad. Además se suelen realizar estudios preliminares en esta etapa.
    - Estudios previos o preliminares: este tipo de estudios son indispensables en todo proyecto, existen diferentes tipos y la elección de los mismos depende de la clase de proyecto que se desea llevar a cabo, así como de las condiciones del lugar donde se materializará. Cabe destacar que estos estudios no representan sobrecostos debido a que la información que otorgan sobre las características del lugar del proyecto es esencial para la obtención de buenos resultados. Dentro de los estudios preliminares se encuentran los siguientes:
      - ✓ Agrología
      - ✓ Geotécnico

- ✓ Ambiental
  - ✓ Geodésico
  - ✓ Hidrológico
  - ✓ Topográfico
  - ✓ Mecánica de suelos
  - ✓ Sismográfico
  - ✓ Geofísico
  - ✓ Meteorológico
- Diseño arquitectónico: el diseño arquitectónico busca satisfacer las necesidades habitacionales y/o estéticas que el cliente necesite y, además ser una primera instancia en la que el cliente mismo pueda llegar a visualizar un aproximado de lo que será el proyecto terminado y para ello generalmente se suelen elaborar planos preliminares.
- Planos preliminares: están comprendidos por bocetos iniciales que permiten definir e interpretar de manera adecuada el proyecto que se desea construir. Además es en estos en donde tiene que quedar materializada la estructura general junto con todos sus subsistemas que deben ser interpretados de manera que cumplan con los requerimientos y especificaciones del proyecto o licitación.
  - ✓ Bases de licitación: se hacen necesarias si el proyecto a realizar es de carácter público, en estas bases se especifican los alcances del proyecto y los requisitos que deben poseer las empresas licitantes.



- Pre dimensionamiento estructural: el predimensionamiento de elementos estructurales es una de las grandes inquietudes que se poseen en el proceso del diseño estructural, debido a que el tamaño de los elementos a utilizar es esencial para dar inicio al proyecto, además que por medio de estos procesos es posible realizar una evaluación de costos preliminar que permita determinar la viabilidad de dicho proyecto.
- Fase analítica: es una fase de carácter numérico donde deben considerarse todos aquellos factores que sean significativos en el adecuado desempeño de la estructura, en esta fase se determina la capacidad estructural que cada uno de los elementos estructurales deberá tener para que cumplan con sus respectivas funciones.
  - Integración de cargas: dentro de la configuración estructural se encuentran las cargas y combinaciones de cargas que están estipuladas por la normativa que se vaya a aplicar en el proyecto, se suelen utilizar las combinaciones de carga del código AGIES-2010, las cuales sí se tomarán en cuenta, sin embargo, al tratarse de estructuras de acero estructural también se hará énfasis en el uso de las especificaciones AISC-360-16. En esta etapa se lleva a cabo la cuantificación de las cargas que actuarán sobre la estructura y sobre cada elemento que la conforma, algunas de estas cargas son: carga muerta, carga viva, carga de viento, carga de lluvia, carga de granizo, entre otras.
  - Análisis estructural de las cargas aplicadas: esta etapa consiste en llevar a cabo una evaluación sobre las cargas que actúan sobre la estructura y que a su vez logran inducir acciones internas que

pueden llegar a provocar cambios en la forma de la misma, es decir los esfuerzos provocados por las cargas que a su vez provocan deformaciones. Además se hará referencia a las normas de seguridad estructural de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructura y Sísmica (AGIES-2010).

El análisis de los esfuerzos actuantes se lleva a cabo mediante el estudio del comportamiento que tendrá la estructura bajo la acción de las cargas externas, las cuales producen varios tipos de momentos que varían en función de las condiciones de apoyo que se estén empleando, así como de la luz que exista entre ambos.

El análisis de las deformaciones se efectúa mediante la evaluación de las deflexiones y desplazamientos que surgen como respuesta por parte de los elementos estructurales bajo la acción de las cargas externas que afectan la estructura.

Además de realizar el análisis sobre los esfuerzos y sus respectivas deformaciones dentro de la estructura, también se debe optar por una filosofía de diseño, eligiendo para ello entre la filosofía ASD o LRFD.

- ASD (Allowable Stress Design): mejor conocida como diseño de esfuerzos permisibles, esta filosofía de diseño se encarga de comparar los esfuerzos reales y los esfuerzos permisibles. Este procedimiento tiene el objetivo de relacionar las acciones internas de la estructura con las

condiciones reales de carga de tal manera de lograr establecer límites de seguridad.

- LRFD (Load and Resistance Factor Design): conocida como diseño por factor de carga y resistencia, en este se evalúan las diferentes combinaciones de carga de manera que cumpla de manera más exacta con la resistencia pronosticada. La modificación que se realiza de las cargas sirve como un ajuste para el control de la seguridad del diseño a realizar, además también se modifica la resistencia cuantificada de la estructura. En este método de diseño las cargas a utilizarse deben ser identificadas, medidas, cuantificadas y factorizadas previamente, de lo contrario no podrán ser usadas para el análisis. En una armadura los miembros individuales se diseñan por separado para diferentes combinaciones de carga crítica, en las que en algunos casos es necesario efectuar análisis completos para diferentes combinaciones, para evaluar posteriormente las condiciones de diseño que sean significativas.

Tanto el método ASD como el LRFD poseen dos pasos similares en sus respectivos procedimientos de diseño. En el primer paso se lleva a cabo la evaluación y cuantificación de las cargas de servicio o cargas requeridas, en el método ASD estas cargas se usan directamente mientras que en el método LRFD dichas cargas se modifican multiplicándolas por un factor de carga que da como resultado la carga factorizada. El segundo paso consiste en evaluar la respuesta que tendrá la estructura a las cargas aplicadas, así como determinar la magnitud de la carga de servicio, en el método ASD consiste en un análisis de los

esfuerzos, mientras que en el método LRFD se busca establecer la resistencia última que posteriormente se multiplica por el factor de resistencia para finalmente ser utilizada en el diseño de la estructura.

- Diseño de elementos estructurales: el diseño de los elementos estructurales debe realizarse tomando en cuenta todas las solicitaciones que son impuestas por los sismos, debido a que Guatemala es un país sísmico, no es factible económicamente diseñar las estructuras para que resistan sin daño alguno a los sismos de gran intensidad, además el diseño debe realizarse no únicamente para resistir un solo sismo, sino que debe enfocarse en resistir el conjunto de sismos que puedan afectar a la estructura en toda su vida útil, por lo que se deben usar los respectivos espectros de respuesta sísmica.

El diseño sismorresistente requiere la selección de un sistema estructural que sea capaz de absorber las fuerzas sísmicas de manera eficiente y que cumpla de manera óptima con el dimensionamiento de los elementos estructurales y elementos no estructurales que la conformen, es por ello que se tomarán las especificaciones para construcciones de acero del American Institute of Steel Construction (AISC) 2016, usando la filosofía el método de diseño LRFD.

Las propiedades inelásticas y la ductilidad de los materiales son fundamentales en el diseño estructural sismorresistente, debido a que se espera que la respuesta sísmica de la estructura se encuentre más allá del rango elástico, especialmente en sismos

con gran intensidad, además implicaría un costo demasiado elevado mantener la respuesta sísmica de la estructura dentro del rango elástico cuando se manifiestan este tipo de sismos.

- Revisión y corrección estructural: esta etapa ocurre cuando el dimensionamiento preliminar o el predimensionamiento que se hizo no llega a convertirse en el dimensionamiento definitivo de la estructura, lo cual puede darse por varios motivos, ya sea porque el cliente decida hacer cambios a último momento o que la estructura no esté cumpliendo con los requerimientos del código empleado. En esta etapa también se debe tener presente la disponibilidad de todos los materiales a utilizar, así como llevar a cabo la integración de los costos, que de haberse realizado anteriormente, se deben revisar y hacer las respectivas correcciones. También se lleva a cabo la evaluación del tiempo de ejecución del proyecto por medio de un cronograma de actividades.
  
- Planos estructurales: se trata de los planos finales debidamente acotados y con todas las especificaciones que describan y detallen las características de la estructura, con el fin de que el encargado de ejecución del proyecto interprete de manera adecuada los planos, en estos también se especifican datos esenciales como cargas vivas, coeficientes sísmicos y la calidad de los materiales a utilizar. No se le considera una etapa de análisis como tal, debido a que esta etapa representa la culminación de todas las demás etapas de la fase analítica.

Se hace de gran importancia enfatizar que debe existir una relación coherente entre cada una de las etapas previamente descritas con el objetivo de lograr los mejores resultados posibles en el proyecto a aplicar. Utilizar este proceso en el caso de estructuras de arco estructuradas a base de *joists* tridimensionales de acero estructural, logra evitar que se opte por alternativas poco económicas que solo desfavorecerán a las partes involucradas en el proyecto, además este método permitirá llevar un mejor control en las diferentes etapas del proyecto.

### **3.2. Fase conceptual del diseño aplicado a estructuras de arco formadas por *joists* tridimensionales**

Como se mencionó anteriormente, en esta etapa se definen todas las disposiciones generales de la estructura de arco, acompañadas de los estudios previos que sean necesarios y los materiales estructurales, en esta etapa debe existir una buena comunicación entre el diseñador y el estructurista, debido a que la estructura debe quedar materializada con formas sencillas y simétricas que sean capaces de desarrollar sus funciones de manera eficaz, ya que de esta manera se evitará que la estructura sufra de un mal comportamiento, además se debe dar un buen uso a los elementos estructurales pesados.

Esta fase está compuesta por la configuración geométrica, en la cual se dan a conocer a detalle los materiales a utilizar y la forma de la estructura, así como su tamaño a través de los planos arquitectónicos. Al concluir la etapa de configuración geométrica se da inicio a la etapa de estructuración, etapa en la cual se incluye el predimensionamiento estructural y la disposición que tendrán previo a dar inicio a la fase analítica.

### **3.2.1. Etapa de configuración geométrica**

En esta etapa se busca establecer tanto la elevación que poseerá la estructura como la forma que tendrá la planta de la misma y los materiales a usar en la cubierta de techo. Además en esta etapa se deben tomar en consideración todas las configuraciones estructurales que sean posibles previo a seleccionar aquella que sea más adecuada para la estructura, ya que no todas las estructuras tendrán los mismos requerimientos arquitectónicos, debido a que estos se encuentran directamente relacionados con el tipo de uso que se le dará a la estructura. También influye en gran parte las condiciones previas que se establezcan en la edificación, ya que la estructura de techo debe cumplir con los parámetros que se hayan establecido para el resto de la estructura o, como bien se mencionó previamente, que la escasez de materiales en la región puede provocar cambios en los que se utilizarán para conformar dicha estructura.

El uso que tendrá la estructura final se convierte en un factor importante al momento de definir determinados parámetros para la estructura, como bien se mencionó previamente, dentro de estos se encuentran aquellos relacionados con las dimensiones y forma de la estructura, sin embargo en esta investigación se abordarán las estructuras en forma de arco, las cuales se pueden utilizar en techos de edificaciones de tipo industrial, comercial, educativo, deportivo, entre otros.

Las luces que se pueden emplear entre los diferentes elementos de la estructura también se encuentran relacionadas con el tipo de uso que se le dará a la estructura, debido a que la capacidad estructural de dichas edificaciones será distinta. Esto mismo se debe considerar para la selección del material a utilizar en la cubierta de techo, debido a que algunos tipos de láminas solo

presentan beneficios estéticos y en lugares de carácter industrial usualmente se requiere más que solo un aspecto estético en sus instalaciones.

Es importante tener en cuenta la presencia de elementos extra que vayan a estar presentes en las instalaciones de la edificación que se diseñará, ya que en el caso de que la edificación deba contar con cielo falso en el nivel superior, puede significar que la estructura de techo tendrá una mayor altura. También es importante tomar en cuenta el espacio que ocuparán los ductos para instalaciones y equipo de aire acondicionado en caso de ser requeridos.

- Configuración geométrica del techo con forma de arco

Una estructura con forma de arco poseerá dos vertientes que permitirán la evacuación de las aguas pluviales debido a la forma del mismo en elevación, sin embargo se debe establecer la configuración geométrica que tendrá la planta y otros elementos que conformen la estructura.

- Forma geométrica de planta y elevación

De acuerdo a la forma en planta de las estructuras de techo, estas pueden poseer formas rectangulares o irregulares, siendo las más comunes aquellas con forma rectangular, debido a que los elementos que se usan como cubierta de techo tienen la misma forma y debido a que se busca la regularidad estructural, la cual se logra de manera más sencilla cuando se tienen plantas simétricas, ya que de esta manera coinciden de mejor manera el centro de masa con el centro de rigidez de la estructura. Las formas irregulares en planta suelen ser menos comunes, sin embargo, sí es posible proyectar el techo en forma de arco para dicha estructura, aunque este último presentará una mayor dificultad en comparación con una planta de forma rectangular.



Para el tipo de estructuras de arco se utilizan las cubiertas con forma curva, las cuales tienen la ventaja de no necesitar de mantenimiento alguno debido a su forma, además que su instalación es sencilla por no necesitar mano de obra especializada.

Figura 25. **Elevación en estructura en forma de arco**



Fuente: SERENCO. *Estructura en forma de arco*.[www.serenco.com.gt](http://www.serenco.com.gt). Consulta: 22 de julio de 2018.

Figura 26. **Detalle de estructura en forma de arco**



Fuente: kilómetro 122 CA-01 Occidente, ruta a Sololá.

Figura 27. **Elevación de estructura formada por *joists***



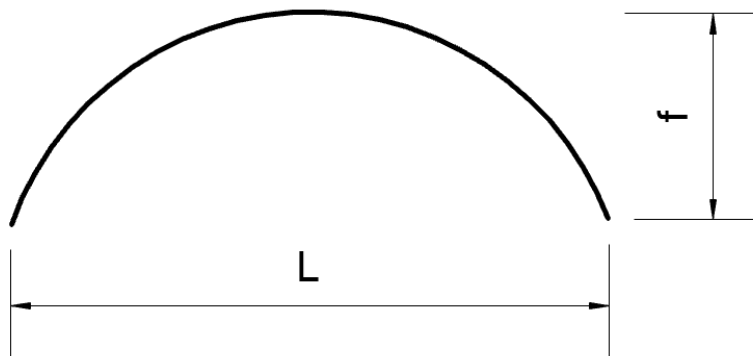
Fuente: kilómetro 122 CA-01 Occidente, ruta a Sololá.

- Cubierta de techo y techos curvos

La cubierta tiene como función principal formar una barrera hidráulica que pueda canalizar las aguas pluviales que afectarán a la estructura, además también debe brindar protección mecánica cuando la estructura se ve afectada por otros factores climáticos.

Dentro de los techos curvos están incluidas las bóvedas, arcos, techos con tensores ligeros, entre otros. Las bóvedas suelen usarse en climas cálidos debido a que estos reciben menos calor solar por área unitaria, lo que permite disminuir la temperatura de su superficie, aunque por otra parte este tipo de techo no otorga buenos resultados en el manejo de la acústica en la parte interior. Los techos con tensores emplean un sistema de membranas montado sobre cables son sistemas relativamente económicos pero cuentan con cubiertas ligeras que suelen ser inestables, por lo que este tipo de sistema se suele usar frecuentemente en estructuras temporales. Por otra parte, están las estructuras en forma de arco, las cuales son versátiles ya que se pueden adaptar a cualquier luz que se necesite abarcar sin llegar a significar un gran impacto económico. En esta clase de techos se debe calcular la longitud de curva:

Figura 28. **Curva**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\text{Longitud de curva} = \frac{\pi * R * \alpha}{90}$$

Donde:

$$R = \text{radio de curvatura} = \frac{\frac{L^2}{4} + f^2}{2f}$$

$f$  = longitud de flecha máxima

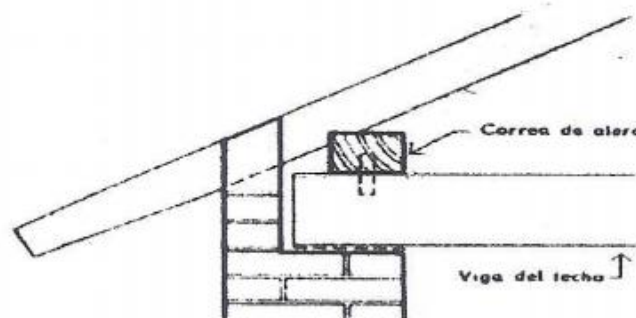
$$\alpha = \arcsen\left(\frac{L}{2R}\right)$$

Curva = metros

- Aleros

Es el nombre que reciben los extremos inferiores que sobresalen de la cubierta de techo de una estructura, sobrepasando los límites impuestos por los muros perimetrales de la misma. Los aleros se diseñarán dependiendo de los requerimientos de la estructura, los cuales pueden ser de tipo estético o climático. Este tipo de elementos no se pueden utilizar en casos donde la estructura tenga edificaciones aledañas muy cercanas, razón por la cual la estructura debe estar aislada o encontrarse a una distancia considerable de la otra edificación para poder ser usada.

Figura 29. **Alero**



Fuente: LEFEVRE, Rosa. *Estructuración de cubiertas de madera y accesorios*. p. 7

Los requerimientos de tipo climático se encuentran relacionados directamente con el tamaño del alero, ya que un alero de gran tamaño brindará sombra y protegerá de la lluvia, sin embargo esto mismo aislará a las instalaciones de luz solar y aumentará el impacto que el viento tendrá sobre la estructura de techo. Por lo tanto, un alero de menor tamaño se verá menos afectado por el viento y brindará mejor luz solar a las instalaciones, pero no protegerá de la lluvia a la misma ni le brindará sombra.

### **3.2.2. Etapa de estructuración**

Esta etapa consiste en el predimensionamiento de todos los elementos que conformarán la estructura en forma de arco, además también se define la disposición que tendrán dichos elementos, proceso para el cual es necesario haber realizado previamente la etapa de conceptualización geométrica, en la cual se dan a conocer las características principales que poseerá dicha estructura, la cual en este caso se enfoca en estructuras en forma de arco conformadas por *joists* tridimensionales. Cabe mencionar que el dimensionamiento de elementos realizado en esta etapa no representa el diseño final debido a que también es una etapa de conceptualización, por lo que en el proceso de diseño estructural puede surgir la necesidad de realizar cambios posteriores a lo estipulado en esta etapa. La etapa de estructuración se encuentra descrita mediante el siguiente proceso:

- Disposición de elementos estructurales: se debe establecer la posición de los elementos estructurales de la estructura tomando en cuenta los lineamientos necesarios para que la conformación de la misma sea algo factible y de adapte a las necesidades estructurales impuestas previamente. La disposición de dichos elementos generalmente consiste

en realizar un entramado de vigas y largueros, junto con una distribución uniforme de apoyos, sin embargo no se usarán vigas convencionales, además de tener en cuenta lo siguiente:

- La localización de los apoyos generalmente es el primer paso a realizar y estos suelen ubicarse sobre columnas o muros estructurales.
- Los largueros se disponen de manera perpendicular a la inclinación de la cubierta y se apoyan sobre los *joists* que conformen la estructura de forma que coincidan con los nudos de los mismos.
- Se deben colocar las *joists* o vigas de techo de manera que se encuentren apoyadas directamente sobre los muros o columnas de la estructura.

En algunas estructuras de techo se realizan vanos para obtener iluminación y ventilación natural con el objetivo de reducir costos en instalaciones eléctricas y de ventilación, también pueden presentarse por razones arquitectónicas, aunque su uso no es muy frecuente en estructuras en forma de arco.

- Selección de elementos estructurales: aquí se lleva a cabo la selección de los elementos estructurales a utilizar para conformar la estructura en forma de arco, para la cual es necesario saber de antemano las dimensiones que tendrá la estructura para poner los claros libres o luces que tendrá cada elemento, a pesar que las dimensiones de los claros libres variarán de un proyecto a otro, existen valores recomendados para cada tipo de elemento que permiten verificar si el claro a tomar representa una solución segura. Sin embargo no quiere decir que las

dimensiones de los claros libres recomendados apliquen a todo tipo de estructuras, ya que esta etapa es de conceptualización y además se deben tener siempre en cuenta los factores económicos y funcionales.

Tabla VIII. **Claros libres (L) recomendados en elementos**

<b>Elemento</b>	<b>L (m)</b>	<b>L (pies)</b>
Viga de alma llena	$L \leq 10$	$L \leq 32$
Viga de alma abierta	$6 \leq L \leq 18$	$20 \leq L \leq 60$
Armadura	$12 \leq L \leq 38$	$50 \leq L \leq 125$

Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p.73.

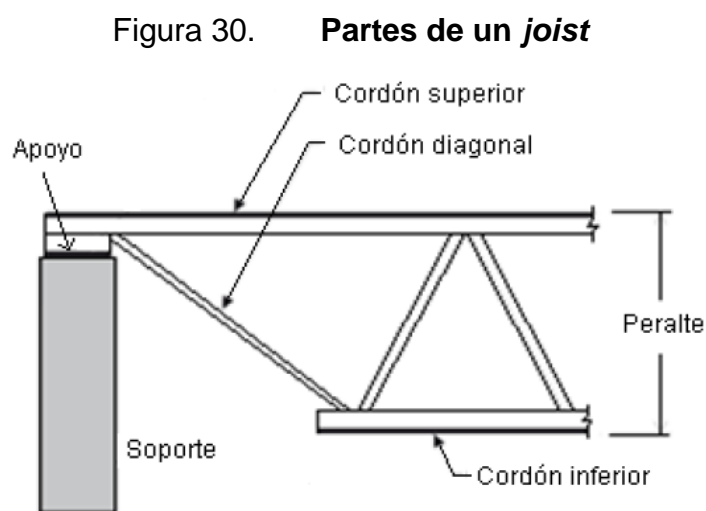
Una de las principales ventajas de utilizar armaduras, ya sean bidimensionales o tridimensionales, para llevar a cabo la estructuración de estructuras de acero con forma de arco, es que este tipo de elementos son capaces de cubrir mayores distancias que las vigas de alma abierta y alma cerrada, sin llegar a estar fuera de los límites recomendados. Uno de los principales factores que ayudan a este tipo de elementos a cubrir distintos valores de claros radica en que estos se pueden armar en diferentes configuraciones. Dichas configuraciones varían dependiendo de las necesidades que se tengan en el proyecto o de las limitaciones que se tengan en el mismo, sin embargo las diagonales que conforman dichas armaduras poseen ángulos que oscilan entre 30° y 45° respecto a la horizontal.

Para estructuras de gran tamaño comúnmente se utilizan tubos de acero para conformar los *joists*, que son miembros estructurales con un sistema de alma abierta conformado por un miembro que está simplemente apoyado. En lo que respecta a su geometría estos forman triángulos a lo largo de toda la luz del

elemento y se encuentran dispuestos en ángulos constantes, se usan triángulos debido a que es el único polígono que no sufre deformaciones.

Los *joists* pueden diseñarse de manera bidimensional o tridimensional sin llegar a presentar problemas de torsión, además que facilitan las instalaciones por su sistema de alma abierta, además de poder utilizarse de manera efectiva para cubrir grandes luces, el cual es el objetivo de optar por este tipo de elementos estructurales, sin embargo cuando se busque cubrir luces cortas es mejor optar por otro tipo de elementos, como lo pueden ser las vigas de alma llena. También se hace especial énfasis en el diseño estructural de estos elementos, debido a que posee una gran cantidad de puntos críticos, por lo que cada punto de unión podría llegar a representar un punto de falla.

Para realizar un correcto análisis sobre cualquier tipo de *joist*, es necesario conocer las partes que lo conforman, la parte longitudinal es llamada cordón superior o inferior, mientras que las diagonales son llamadas cordones diagonales.



Fuente: MONTERROSO, Josué. *Diseño y evaluación de vigas joist para estructuras de techos livianos, fabricados con bambú.* p.35.



- Separación de elementos estructurales: la separación de los elementos estructurales dependerá de los miembros estructurales que soporten dicha estructura, ya sean columnas, paredes, vigas de canal o vigas de coronamiento. Generalmente la separación entre elementos primarios es la misma que existe entre los elementos primarios, los cuales en este caso son los largueros y *joists* respectivamente. Las separaciones recomendadas para este tipo de elementos primarios son los siguientes:

Tabla IX. **Separación recomendada para *joists* y armaduras**

Claro o Luz	Separación
Menor a 10 metros o 32 pies	No mayor a 3.6 metros o 12 pies
Mayor a 18.3 metros o 60 pies	No mayor a 5 metros o 17 pies

Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p.76.

- Dimensionamiento preliminar: esta fase del diseño permite definir los resultados de la fase analítica, debido a que es una estimación de los resultados finales, sin embargo esta suele ser desproporcionada o incluso presentar elementos que terminen siendo disfuncionales para el diseño final de la estructura.

- Peralte

El claro de un *joist* no debe exceder 24 veces su peralte, ni ser menor que 30 veces, por lo que el predimensionamiento del mismo se expresa de la siguiente manera:

$$d = \frac{L}{24 \sim 30}$$

Donde:

L = claro del elemento a utilizar

d= peralte del joist

Usualmente en el caso de vigas de alma llena no se lleva cabo predimensionamiento del peralte, debido a que en la etapa analítica se determina dicha dimensión.

### **3.3. Fase analítica del proceso del diseño aplicado a estructuras de arco formadas por *joists* tridimensionales**

Posterior a la fase de conceptualización geométrica y estructural, se procederá a la fase de análisis y diseño estructural, las cuales están contenidas dentro de esta fase analítica. Como primera instancia se deben determinar las cargas a las que se verá expuesta la estructura, así como la respuesta que tendrá al estar sometida a las mismas. Dichas respuestas dan lugar a los esfuerzos y deformaciones que recaen sobre los elementos estructurales que conforman el sistema. Para llevar a cabo un análisis y diseño estructural que logre cumplir con las funciones estructurales que se busquen, es necesario basarse en reglamentos y códigos de diseño, buscando que estos sean aplicables para el país o la zona en que estará ubicada la edificación.

#### **3.3.1. Análisis de cargas**

- Cargas externas

Están conformadas por todas aquellas acciones externas a la estructura que provocan o inducen esfuerzos y deformaciones sobre la misma. Dentro de las acciones es posible mencionar las siguientes:

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Cargas de nieve
- Cargas de viento
- Cargas sísmicas
- Efectos de la temperatura
- Empuje de tierra

Dentro de las diferentes cargas listadas cabe resaltar que existen más tipos de las mismas, sin embargo no todas toman una gran relevancia al tratarse con estructuras de techo conformadas a base de joists tridimensionales con forma de arco, las cuales son el objetivo de este trabajo, por lo que las cargas externas que se tomarán en cuenta para este tipo de estructuras estarán basadas en aquellas consideradas por la norma AGIES-2010 NSE 2-10, sobre las demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección, las cuales son las siguientes:

- Cargas muertas (D)
  - Cargas vivas (L)
  - Cargas sísmicas (E)
  - Cargas de viento (W)
- 
- Cargas muertas (D)

Este tipo de cargas se representan con la letra “D” por su nombre en inglés: *dead load*, y están comprendidas por todas aquellas cargas de los elementos permanentes de una construcción, estas incluyen el peso propio de la estructura como tal, pero no se encuentran limitadas por el mismo, debido a los diferentes elementos que pueden conformar una estructura.

El cálculo de la carga muerta generalmente es sencillo, debido a que únicamente requiere determinar el volumen de cada uno de los elementos de la estructura para posteriormente ser multiplicado por el peso volumétrico de cada uno de ellos.

A pesar que el cálculo de las cargas muertas pareciera llevarse a cabo con bastante exactitud, por lo general suelen presentar un pequeño grado de incertidumbre debido a que las dimensiones especificadas en el proyecto suelen variar a las presentadas en obra, a modificaciones como elementos no estructurales o incluso a variaciones en los pesos volumétricos de los elementos. Todas estas variaciones podrían parecer despreciables, pero en realidad no lo son y es por ello que, cuando no se conocen los pesos unitarios de las cargas muertas con relativa certidumbre, es posible considerar incrementar el factor de mayoración a utilizar de 1.3 hasta 1.4 ó 1.5 de manera parcial.

- Cargas vivas (L)

Usualmente se representan con la letra “L” por su traducción en inglés *live loads*, este tipo de cargas son producidas por el uso y la ocupación de la estructura, sin embargo para cubiertas no accesibles, como en estructuras de techo, estas cargas son causadas por el mantenimiento que deben tener dichas estructuras que incluye materiales, equipo y trabajadores. Generalmente las cargas vivas de diseño especificadas en códigos constructivos son subjetivas, debido a que se postula una condición que sea lo más desfavorable para que la probabilidad de la estructura de llegar presentar una situación grave sea la menor posible, para luego poder determinar una carga uniforme teórica que llegue a ser similar a la acción real.

Los techos con forma curva necesitan de un menor mantenimiento en comparación con otras clases de techos, como bien lo es el techo a dos aguas. Si bien hay ciertos casos donde no se les brinda mantenimiento a este tipo de estructuras sin llegar a perjudicar a las mismas, sí existen estructuras que necesitan mantenimiento o tienen asignadas cargas vivas en casos específicos.

Dentro de los casos de cargas vivas específicas se encuentran las cargas vivas de cubiertas pesadas, las cuales se consideran pesadas si el peso propio de estas excede los 120 kg/m<sup>2</sup>. También se encuentran las cubiertas livianas, las cuales están conformadas por estructura de techos enlaminados, cubiertas con planchas livianas y cubiertas transparentes. Las cargas vivas de dichas cubiertas se deben aplicar a la proyección horizontal de las mismas.

Tabla X. **Cargas vivas para cubiertas**

<b>Tipo de Ocupación o uso</b>	<b>Wv (kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Cubiertas pesadas</b>	
Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100
Azoteas con inclinación mayor de 20°	75 <sup>a</sup>
Cubiertas usadas para jardín o para reuniones	500
<b>Cubiertas livianas</b>	
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 <sup>a</sup>

Nota: (a) sobre proyección horizontal

Fuente: elaboración propia, AGIES-2010 NSE 2-10 Tabla 3-1.

En el caso de las cubiertas pesadas se pueden llegar a reducir las cargas vivas uniformemente distribuidas (Wv) en función del área tributaria por medio de la multiplicación por un factor Kv. Pero esta ecuación solo aplica en áreas tributarias mayores a 15 m<sup>2</sup>.

$$K_v = (1 - 0.008(A_T - 15))$$

$$K_v \geq 0.77 - 0.23 \frac{M}{V}$$

Donde:

$A_T$  = área tributaria en m<sup>2</sup>

M = carga muerta total

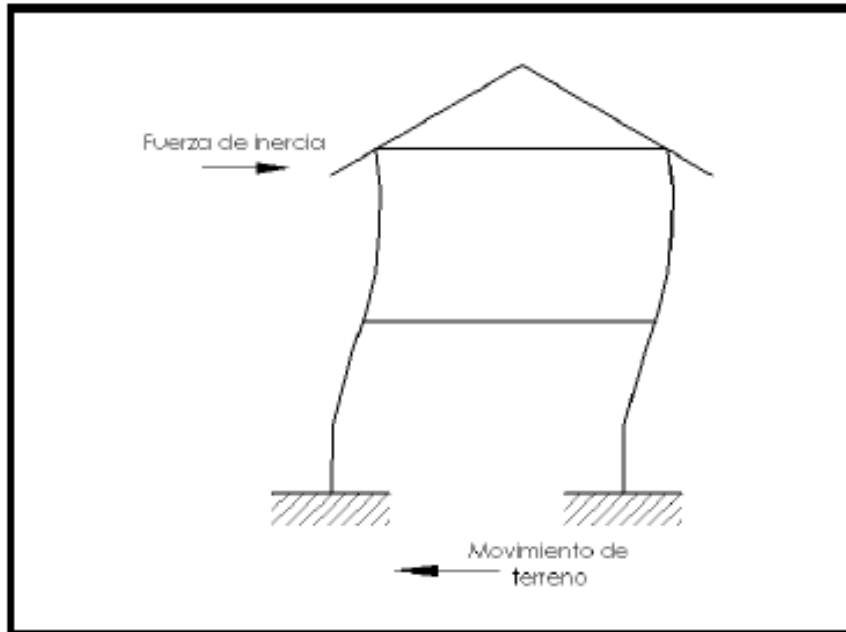
V = carga viva total

Tanto las cargas vivas como las cargas muertas se clasifican como cargas gravitacionales o bien como cargas permanentes en el caso de las cargas muertas y cargas variables a las cargas vivas, mientras que las cargas de sismo y cargas de viento se clasifican como cargas accidentales. Las cargas accidentales no están asociadas al funcionamiento de la estructura, sino que se encuentran relacionadas directamente a las acciones de la naturaleza, motivo por el cual pueden llegar a alcanzar altas intensidades en breves lapsos de tiempo.

- Cargas sísmicas (E)

Los efectos que producen los movimientos sísmicos sobre una edificación se transmiten por medio del suelo, que es el lugar de apoyo para toda edificación, dicho movimiento causa que la base de esta tienda a moverse en la misma dirección del sismo, sin embargo, debido a la ley de la inercia, toda la estructura se opondrá al movimiento sísmico, impidiendo de esta manera el desplazamiento de la misma, así como el movimiento de su base.

Figura 31. **Inercia producida por movimiento sísmico**

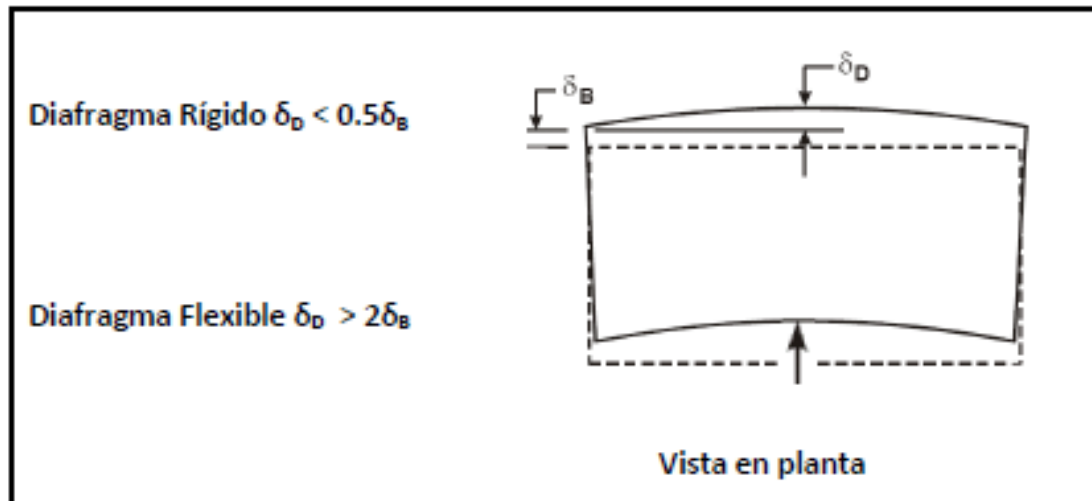


Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p. 84

Las estructuras de techo influyen directamente sobre la respuesta dinámica que tendrá una edificación, actuando en la misma como un diafragma, es decir que se encargarán de transmitir las fuerzas inducidas por un sismo hacia los elementos verticales (como columnas y muros) que son resistentes a las cargas laterales que ocasionan un movimiento sísmico. Debido a que la estructura se comporta como un diafragma, es necesario determinar si el mismo es rígido o flexible

Para llegar a determinar si un diafragma es rígido o flexible, se puede hacer de la siguiente manera: primero es necesario llegar a conocer su deformación ( $\delta_D$ ) y la deriva entrepiso promedio del sistema resistente a cargas laterales, que es paralela a la dirección a tratar ( $\delta_B$ ). Al tener dichos valores, se evalúan en las siguientes desigualdades:

Figura 32. Tipos de diafragmas



Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p. 85

- ✓ Diafragma rígido: este tipo de diafragmas distribuye las fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos verticales que la soportan en proporción a las rigideces relativas de los mismos, en el caso de ser muros, estos hacen que un muro trabaje únicamente en su dirección longitudinal. En este caso las paredes longitudinales funcionan como paredes de corte y las transversales como placas.

Por el hecho de ser rígidos no sufren de deformaciones axiales ni se llegan a flexionar bajo la acción de cargas pero pueden llegar a causar torsión. Las losas sólidas o nervadas de concreto reforzado son consideradas como diafragmas rígidos.



- ✓ Diafragma flexible: este tipo de diafragmas logran distribuir las fuerzas horizontales de manera tal que actúan como una viga continua simplemente apoyada sobre los elementos verticales resistentes a cargas axiales. En estos casos dichos elementos verticales (muros o columnas) son considerados rígidos, además que no se toma en cuenta ningún tipo de torsión, debido a que no existirá desplazamiento alguno del diafragma.

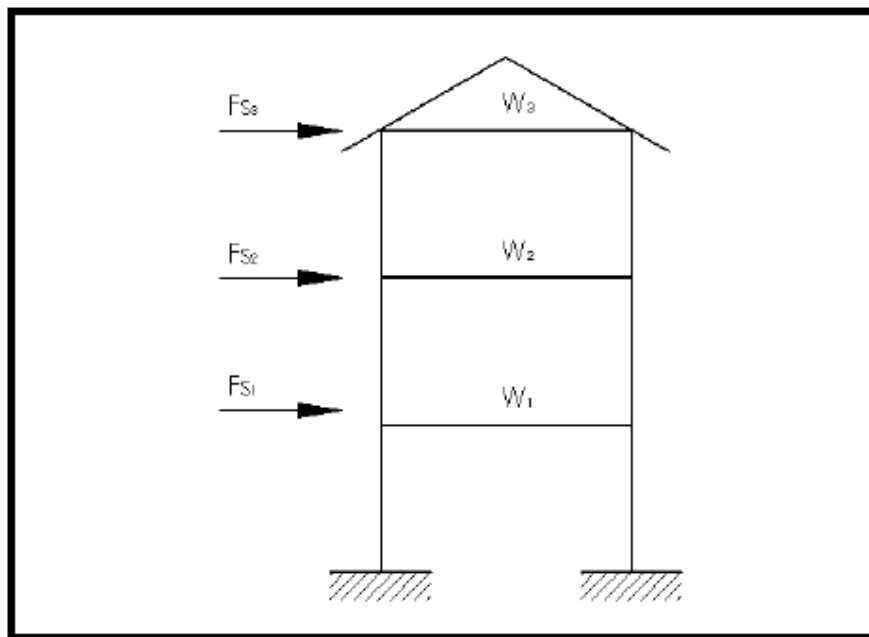
Los techos metálicos y los de madera son considerados como diafragmas flexibles que no causarán arrostramiento horizontal alguno a los elementos verticales resistentes a cargas axiales. En edificaciones de varios niveles, únicamente se permite la utilización de diafragmas flexibles en el último nivel.

Las reacciones resultantes de un diafragma flexible pueden ser determinadas empleando el análisis de una viga continua o asignando la carga a cada eje mediante áreas tributarias.

- La fuerza sísmica sobre el diafragma de techo se puede determinar empleando el método de la fuerza estática equivalente; el método de análisis modal dinámico; el método estático no-lineal de empujes incrementales *pushover*, o bien el análisis dinámico paso a paso, lineal o no-lineal. Dichos métodos se encuentran en la norma AGIES-2010 NSE 3-10, titulada Diseño Estructural de

Edificaciones, del conjunto de Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala, tomando en cuenta todas las limitaciones y parámetros expuestos en dichas normas.

Figura 33. **Distribución de fuerza sísmica**



Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p.86.

- Cargas de viento ( $W$ )

Toda estructura, elementos de cierre y componentes exteriores de la edificación que se encuentren expuestas a la acción del viento, deben ser diseñados para resistir las cargas exteriores ocasionadas por el mismo viento, suponiendo que este puede venir desde cualquier dirección horizontal, aunque la fuerza del viento sobre las estructuras se convierte en algo difícil de cuantificar con exactitud debido a que la misma naturaleza del viento es

variable. Sin embargo, sí es posible analizar el comportamiento de este elemento al ser un fluido, pudiendo llegar a determinar cargas razonables que estén determinadas por la velocidad del viento, la cual varía de acuerdo a diversos factores como: la ubicación geográfica de la estructura, condiciones topográficas del terreno, tipo de suelo sobre el que esté cimentada la estructura o bien el tipo de estructura que se encuentre alrededor de la misma.

Para llevar a cabo el diseño estructural, se considera que el viento puede llegar a actuar en por lo menos dos direcciones horizontales que son perpendiculares e independientes entre sí mismas, usualmente se seleccionan aquellas condiciones que sean las más desfavorables posibles para la estabilidad de la estructura.

Este tipo de estructuras ligeras pueden presentar problemas ocasionados por el levantamiento que puede ser generado por la fuerza del viento. Debido a esta posibilidad, se deben considerar nulas las cargas vivas que disminuyen el efecto del levantamiento.

Las estructuras obstaculizan el flujo del viento, lo que ocasiona que el mismo se desvíe para poder rodearla, esto hace que se produzcan presiones sobre dicha estructura. La cara de la estructura que es golpeada por las partículas del aire se denomina “barlovento”, sobre esta cara el viento ejerce una fuerza de empuje, mientras que en la cara opuesta, la cual se denomina “sotavento”, ocurre un efecto de succión originado por la separación de las estelas del flujo de aire. Estos dos efectos combinados dan origen a una fuerza de arrastre sobre dicha estructura. La presión de diseño de viento antes mencionada se determina de la siguiente manera:

$$P = C_e * C_q * q_s * I$$

Donde:

$P$  = presión de diseño del viento.

$C_e$  = coeficiente de exposición (debe obtenerse con base en la altura promedio del techo y posteriormente aplicarse a toda la altura del edificio).

$C_q$  = coeficiente de presión para la estructura o parte de la misma bajo ciertas consideraciones.

$q_s$  = presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros y conforme a la ubicación de la estructura de acuerdo al mapa de zonas de velocidad básica del viento (km/h).

$I$  = factor de importancia, el cual es 1.15 para obras esenciales y 1.10 para los otros tipos de obras (estipulados por AGIES-2010).

La presión de diseño establecida por la fórmula previamente descrita será la utilizada para realizar el diseño en estructuras de techo, dicha presión debe aplicarse de manera perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Los coeficientes y factores utilizados para el cálculo de la presión se obtienen con base en las siguientes tablas.

Figura 34. **Coefficiente de exposición Ce**

<b>ALTURA SOBRE EL NIVEL PROMEDIO DEL TERRENO (m)</b>	<b>Exposición D</b>	<b>Exposición C</b>	<b>Exposición B</b>
4.5	1.39	1.06	0.62
6.0	1.45	1.13	0.67
7.5	1.50	1.19	0.72
9.0	1.54	1.23	0.76
12.0	1.62	1.31	0.84
18.0	1.73	1.43	0.95
24.0	1.81	1.53	1.04
30.0	1.88	1.61	1.13
36.0	1.93	1.67	1.20
48.0	2.02	1.79	1.31
60.0	2.10	1.87	1.42
90.0	2.23	2.05	1.63
120.0	2.34	2.19	1.80

Alturas menores a 4.50m debe utilizar el factor  $C_e$  para 4.50m  
 Alturas mayores a 4.50m pueden ser interpoladas

Fuente: AGIES-2010. *Tabla 5.8 NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección.* p. 29.

Figura 35. **Presión de remanso del viento  $q_s$**

<b>Velocidad básica del viento (Km/h)</b>	<b>100</b>	<b>110</b>	<b>120</b>
<b>Presión (Pa)</b>	<b>474</b>	<b>573</b>	<b>682</b>

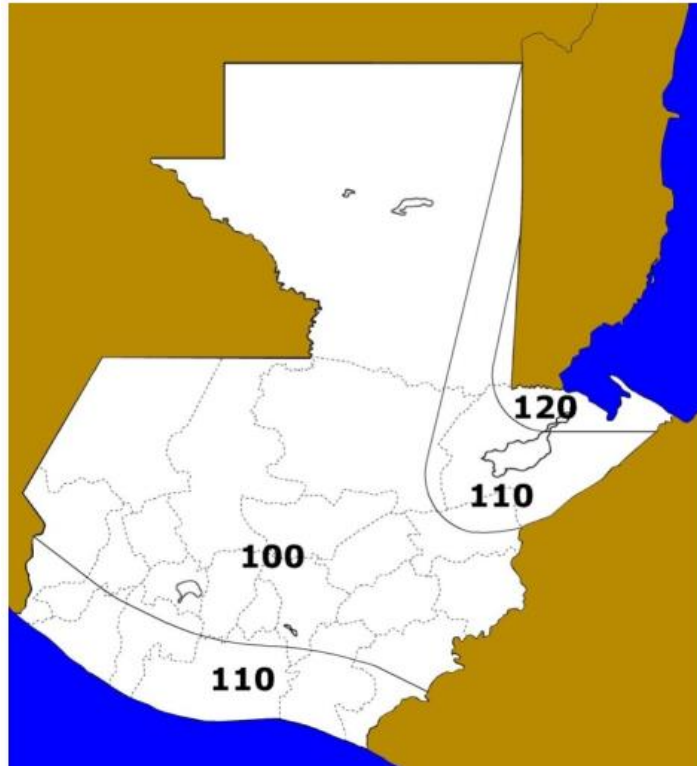
Fuente: AGIES-2010. *NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección.* p. 31.

Figura 36. Coeficiente de presión C<sub>q</sub>

ESTRUCTURA O PARTE DE LA MISMA	DESCRIPCIÓN	FACTOR C <sub>q</sub>
1. Estructuras y Sistemas Primarios	Muros: Muro en barlovento Muro en sotavento Techos: Viento perpendicular a la cumbrera Techo en sotavento o techo plano Techo en barlovento: Pendiente menor a 1:6 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 3:4 Pendiente mayor a 3:4 y menor a 1:1 Pendiente mayor a 1:1 Viento paralelo a la cumbrera y techo plano	0.8 hacia adentro 0.5 hacia fuera  0.7 hacia fuera  0.7 hacia fuera 0.9 hacia fuera ó 0.3 hacia adentro 0.4 hacia adentro 0.7 hacia adentro 0.7 hacia fuera
2. Elementos y componentes que no están en áreas de discontinuidad	Elementos de Muros: Todas las estructuras Estructuras encerradas y no encerradas Estructuras parcialmente encerradas Parapetos Elementos de Techos: Estructuras encerradas y no encerradas Pendiente menor a 7:12 Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1 Estructuras parcialmente encerradas Pendiente menor a 1:6 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12 Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1	1.2 hacia dentro 1.2 hacia fuera 1.6 hacia fuera 1.3 hacia dentro o hacia fuera  1.3 hacia fuera 1.3 hacia fuera o hacia dentro  1.7 hacia fuera 1.6 hacia fuera 0.8 hacia dentro 1.7 hacia adentro o hacia fuera
3. Elementos y componentes en áreas de discontinuidades	Esquinas de Muros Aleros de techos, cornizas inclinadas o cumbreras sin voladizos Pendiente menor a 1:6 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12 Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1 Voladizos en aleros de techos, cornizas inclinadas o cumbreras y toldos	2.3 hacia arriba 2.6 hacia fuera 1.6 hacia fuera 0.5 sumado a los valores anteriores
4. Chimeneas, tanques y torres sólidas	Cuadrado o rectangular Hexagonal u octogonal Redondo o elíptico	1.4 en cualquier dirección 1.1 en cualquier dirección 0.8 en cualquier dirección
5. Torres de estructuras abiertas	Cuadrado y rectangular Diagonal Normal Triangular	4.0 3.6 3.2
6. Accesorios de torres (escaleras, conductos, lámparas y ascensores)	Elementos cilíndricos 51 mm o menor diámetro Mayores de 51 mm de diámetro Miembros planos o angulares	1.0 0.8 1.3
7. Señalización, astas de bandera, postes de luz y estructuras menores		1.4 en cualquier dirección

Fuente: AGIES-2010. *Tabla 5.9 NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección.* p. 30.

Figura 37. **Mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (km/h)**



Fuente: AGIES-2010. *NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección*. p. 31.

- **Análisis de acciones internas**

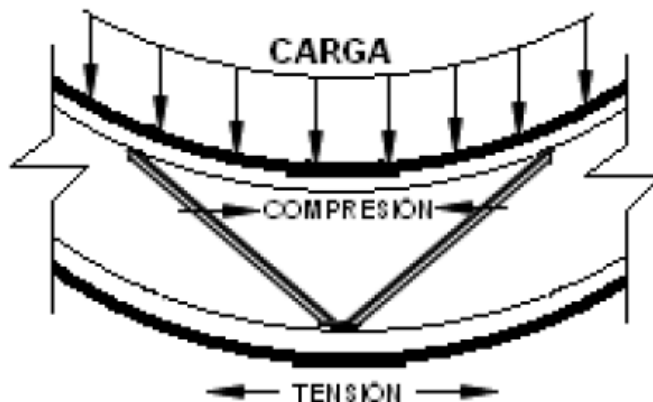
Las acciones internas son producidas por el efecto de las cargas externas sobre los elementos de la estructura y es por medio del análisis de estos efectos por el cual se pueden obtener los esfuerzos. Las acciones internas de los elementos estructurales deben contar con la capacidad de mantener las fuerzas externas en equilibrio y es por ello que a estas fuerzas internas se les asocian esfuerzos y deformaciones.

- Acciones internas en *joists*

Este tipo de elementos que se analizan como típicos elementos simplemente apoyados cuentan con un sistema de alma abierta y dependiendo del uso estos deben soportar las cargas de la cubierta o bien sea un entrepiso. Este elemento funciona a flexión cuando es sometido a cargas externas, trabajando las fibras del cordón superior a compresión, mientras que las fibras del cordón inferior trabajarán a tensión. Siendo así absorbidas las fuerzas de flexión por los cordones o cuerdas, mientras que la celosía absorbe y transmite la fuerza cortante hacia los apoyos

El número de cordones inferiores y superiores variará dependiendo de la forma geométrica del *joisty* si el mismo es tridimensional o bidimensional, sin embargo, al hacer énfasis en los *joists* tridimensionales, usualmente están conformados por dos cordones inferiores (cada uno trabajando a tensión) y uno superior (trabajando a compresión).

Figura 38. **Joist bajo la acción de carga**



Fuente: MONTERROSO, Josué. *Diseño y evaluación de vigas joist para estructuras de techos livianos, fabricados con bambú.* p. 37.



Cabe mencionar que la manera en la que trabajan el cordón inferior y el superior, es decir que el inferior trabaje a tensión y el superior trabaje a compresión, puede ser alterada bajo la influencia de la carga de viento, llegando a invertir dichas fuerzas.

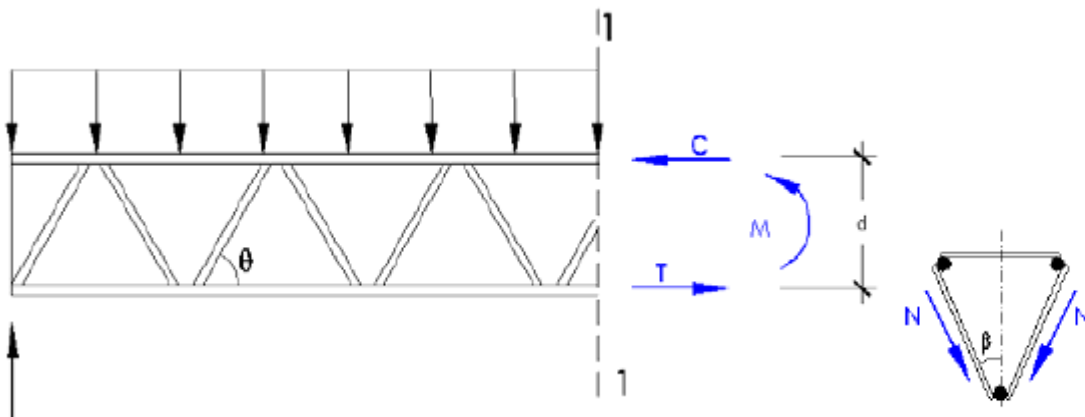
$$T = C$$

Donde:

T = Fuerza interna de tensión

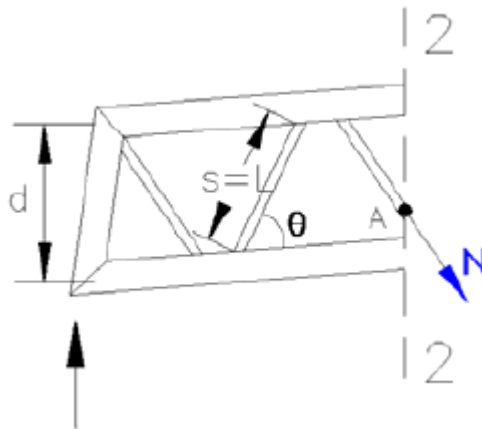
C = Fuerza interna de compresión

Figura 39. **Acciones internas en *joist* bajo acción de cargas**



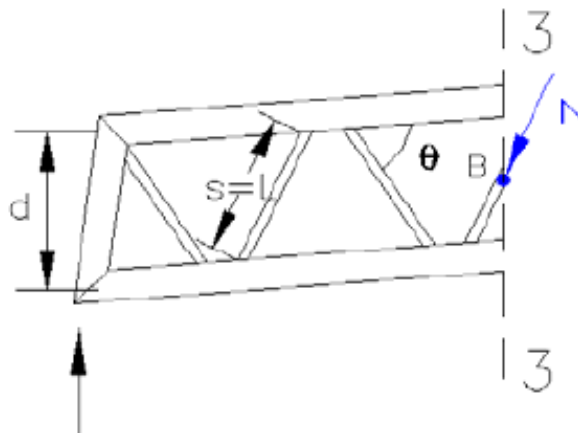
Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p. 97.

Figura 40. **Diagonal de joist en tensión**



Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD. p. 93.

Figura 41. **Diagonal de joist en compresión**



Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD. p. 93.

De acuerdo a los diagramas de los joists previos, se considera que el cortante máximo se localiza en los extremos de la viga, correspondiendo de esta manera al valor de la reacción en dicho punto. Las diagonales de la celosía

absorben la fuerza axial, dicha fuerza se puede calcular tomando como referencia un punto "A" y llevando a cabo el análisis de equilibrio.

$$Cd = N = \frac{V}{\text{sen}\theta} = \frac{V * s}{d}$$

Donde:

Cd o N= fuerza axial

V = cortante máximo (reacciones)

s = longitud de diagonal

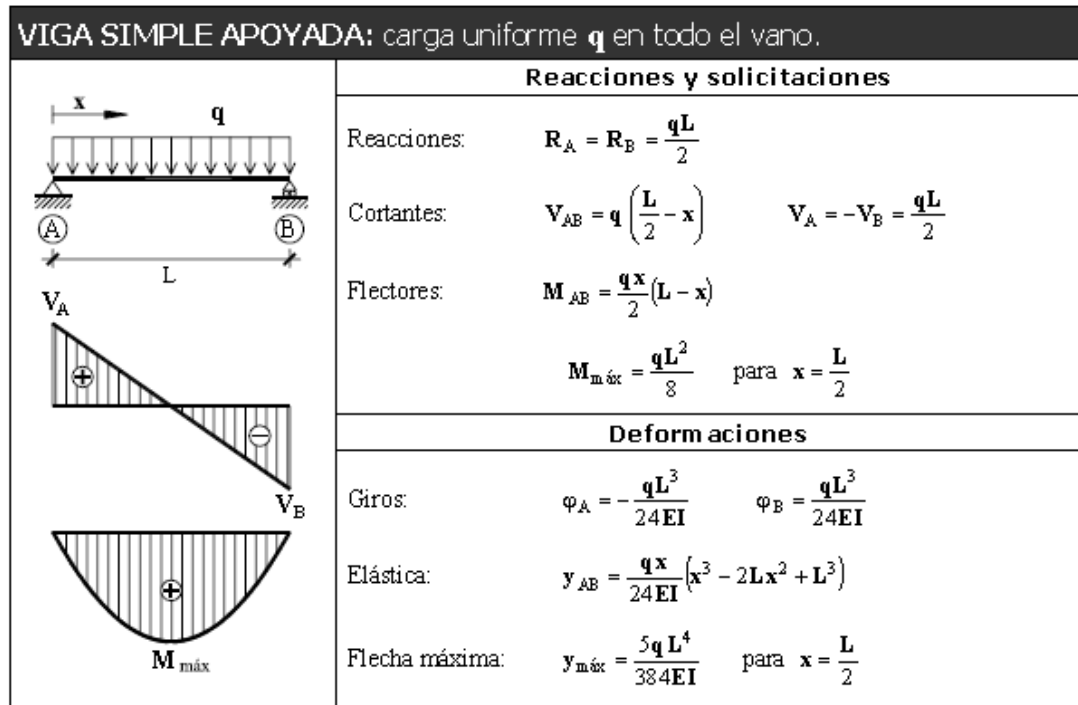
d = peralte del *joist*

- Momento sobre el *joist*

Los *joists* actúan como una viga simplemente apoyada, esto quiere decir que debe ser analizada como tal y también aplica para los *joists* con forma de arco. Se encontrarán bajo la acción de una carga uniformemente distribuida a lo largo de todo el elemento, por lo que debe realizarse el respectivo análisis de equilibrio estático.

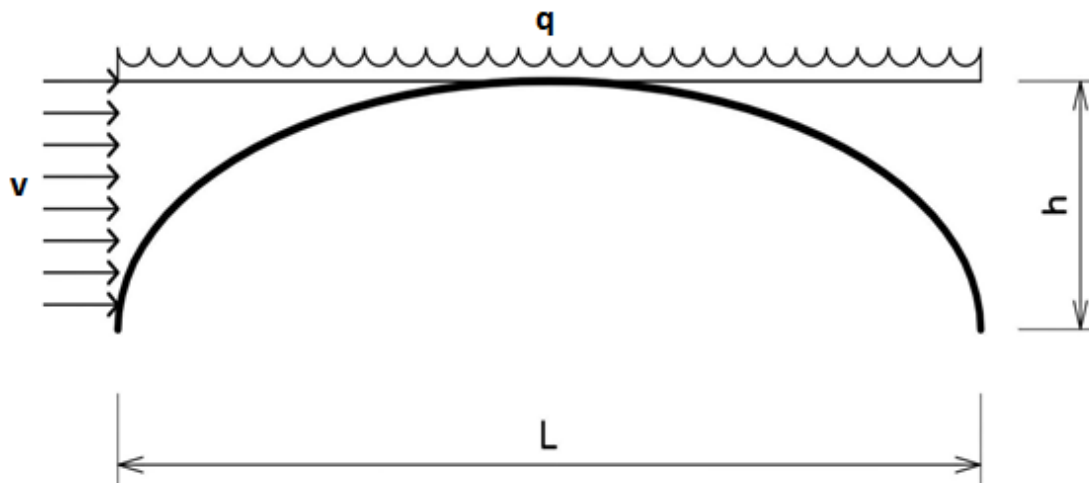
Las reacciones presentes en este tipo de diagramas presentan simetría, sin embargo, en el análisis de *joists* sus respectivos valores para las reacciones verticales no son idénticas, ya que a pesar que ambos apoyos absorben cargas verticales, también se ven afectados por la carga lateral de viento que actúa directamente sobre la estructura.

Figura 42. **Diagrama de corte y momento para viga simplemente apoyada con carga distribuida**



Fuente: GARCÍA, Mario. *Estructuras hiperestáticas*. [www.elrincondelingeniero.com/estructuras-hiperestaticas/](http://www.elrincondelingeniero.com/estructuras-hiperestaticas/). Consulta: 21 de agosto de 2018.

Figura 43. **Fuerza de viento sobre *joist* curvo**



Fuente: elaboración propia, empelando AutoCAD.

### 3.3.2. Análisis de esfuerzos

- Flexión

Los *joists* son elementos estructurales sometidos a flexión, al ser estructuras de techo se encuentran soportando cargas según el área tributaria de la cubierta sobre ellos. Se debe verificar que la resistencia de diseño sea mayor a la requerida por las cargas aplicadas, además las deflexiones que se produzcan sobre el *joist* deben permitir el uso adecuado del elemento. La acción de las cargas sobre los elementos que conforman un *joist* produce la deformación que da origen a esfuerzos de tensión o compresión sobre los cordones.

- Tensión

Los *joists* están sometidos a flexión, pero los elementos que conforman estos se encuentran funcionando a tensión y a compresión axial debido a la configuración geométrica que poseen. Dicho esfuerzo de tensión está dado por la siguiente expresión:

$$f = \frac{T}{A}$$

Donde:

f = esfuerzo de tensión actuante

T = magnitud de la carga de tensión actuante

A = área de la sección

Además de la resistencia a tensión actuante, es necesario tomar en cuenta el máximo esfuerzo a tensión en una estructura de acero estructural, el cual está directamente relacionado con la fluencia del acero. De acuerdo a la

sección 1.5.1.4.1 del AISC, el esfuerzo permisible (máximo) en las fibras extremas de secciones de acero (exceptuando al acero A514), simétricas respecto al plano de su eje menor y que soportan cargas en dicho plano, siempre y cuando se encuentren a tensión o a compresión, se expresa de la siguiente manera:

$$F_{cr} = 0.6 * F_y$$

Donde:

$F_{cr}$  = esfuerzo de tensión permisible o máximo

$F_y$  = punto de fluencia del acero (para acero A-36 es equivalente a 36,000 psi y este es adecuado para construir puentes y estructuras atornilladas o soldadas)

Para poder encontrar del área de acero que se encuentra trabajando a tensión, se puede hacer una igualación entre la fórmula del esfuerzo de tensión crítica con la fórmula para encontrar la tensión actuante.

- Compresión

Los elementos que se encuentran a compresión poseerán un comportamiento inicial de acortamiento que es proporcional al esfuerzo que genera la carga externa al actuar en el eje longitudinal de los mismos, en este caso del *joist*.

Cuando la carga que afecta al *joist* aumenta hasta un valor crítico, se origina una falla brusca denominada pandeo, dicha forma de flexionarse se verá directamente relacionada con las condiciones de sujeción en sus extremos. El

esfuerzo crítico de falla, según Euler, se encuentra descrito por la siguiente expresión:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\alpha L^2}$$

Donde:

$f_{cr}$  = esfuerzo crítico de falla

$E$  = módulo de Young del material

$I$  = momento de inercia mínimo de la sección transversal de la barra

$\alpha L$  = longitud de pandeo

$$\left[ \begin{array}{l} \alpha = 0.5 \text{ si está empotrado – empotrado} \\ \alpha = 0.7 \text{ si está articulado – empotrado} \\ \alpha = 2 \text{ si está libre – empotrado} \end{array} \right.$$

De acuerdo a las especificaciones AISC 360 - 16, a la longitud efectiva de un elemento a compresión se le conoce como “ $L_c$ ” o “ $KL$ ”, donde “ $K$ ” es el factor de longitud efectiva y, al igual que en el caso de Euler, se ve ligada a los parámetros de sujeción de los extremos del elemento. La longitud efectiva se utiliza para calcular la esbeltez de un miembro ( $L_c/r$ ).

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{KL}{r}$$

Donde:

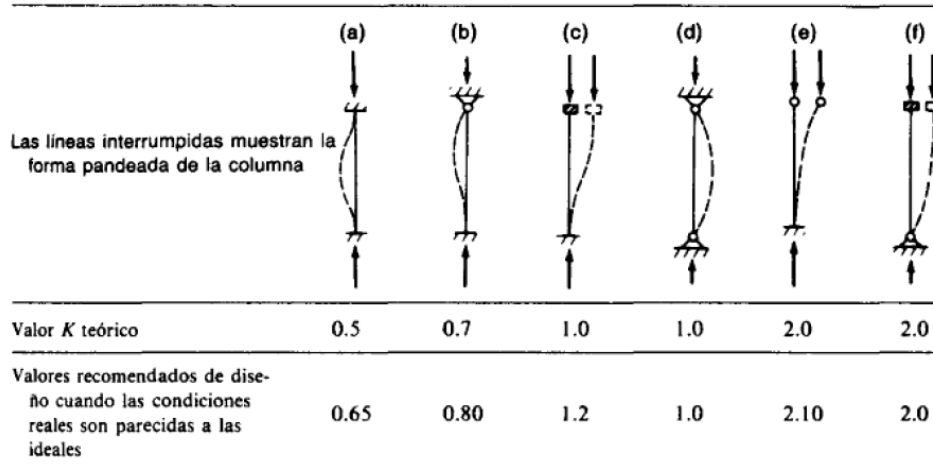
$K$  = factor de longitud efectiva

$KL = L_c$  = longitud efectiva del miembro

$L$  = longitud no arriostrada lateralmente del miembro

$r$  = radio de giro

Figura 44. Factor de longitud efectiva K



Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p.105.

La resistencia de compresión nominal  $P_n$  se debe determinar basándose en el estado límite de pandeo por flexión

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Donde:

$P_n$  = resistencia de compresión nominal

$F_{cr}$  = tensión de pandeo por flexión

$A_g$  = área bruta de la sección transversal de un miembro

### 3.3.3. Análisis de deformaciones

Las deformaciones existentes en una estructura de techo afectarán a las conexiones y al conjunto de miembros de una estructura, motivo por el cual es necesario tomar en cuenta dichas deformaciones para el diseño final de la misma. Además existen ciertas razones por las cuales es necesario hacer énfasis en el manejo de las deformaciones en las estructuras de acero en



general, claro ejemplo de esto es que, cuando existan deformaciones apreciables a simple vista, es muy probable que no lleguen a generar confianza en los usuarios de dicha estructura, a pesar que la misma no sobrepase los límites estipulados en el diseño estructural. Sin embargo, las deformaciones excesivas en los elementos también podrían llegar a provocar fallas en elementos adjuntos a la estructura de techo, como cubiertas, cielos falsos, entre otros.

El empozamiento de agua es uno de los principales factores que pueden provocar fallas en estructuras de techo debido a la deflexión producida por el peso que el agua de lluvia, que puede provocar una carga apreciable, motivo por el cual se busca que los techos cuenten con la capacidad de deshacerse del agua de lluvia, para lo cual existen las pendientes en los techos planos y en el caso de los techos curvos es la misma forma geométrica que permite realizar dicho bombeo.

- Deflexión en *joists*

Los *joists* son elementos primarios que funcionan como vigas simplemente apoyadas, motivo por el cual sus deformaciones pueden ser calculadas utilizando ecuaciones que se encuentran en función del claro libre, momento de inercia, módulos de elasticidad, entre otras. Las deflexiones han sido limitadas por la carga viva a 1/360 de la longitud de la luz aproximadamente, esto con el fin de que no se presenten grietas en la estructura. La ecuación que definirá la máxima deflexión en un *joist* es la siguiente:

$$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Donde:

$\Delta_{max}$  = deflexión máxima

w = carga uniformemente distribuida actuante

L = longitud del claro

E = módulo de elasticidad del acero

I = momento de inercia

Para el caso de los *joists*, el momento de inercia se calcula con base en las secciones transversales de los dos cordones, debido a que las diagonales no aportan un momento de inercia considerable con respecto al centroide de la sección del *joist*.

$$I = A_{c1} * d_1 + A_{c2} * d_2$$

Donde:

I = momento de inercia del *joist*

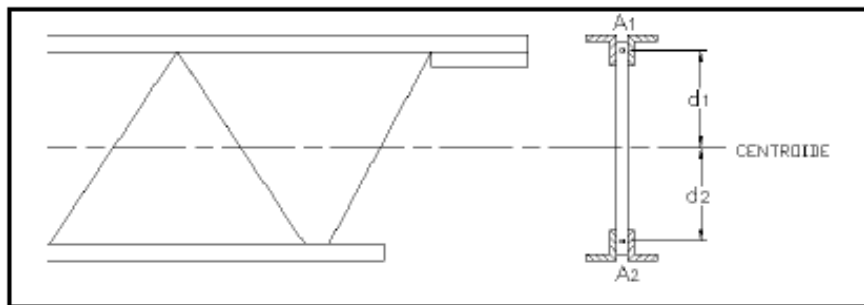
$A_{c1}$  = área de la sección transversal del cordón superior

$D_1$  = distancia del cordón superior al centroide de la sección transversal del *joist*

$A_{c2}$  = área de la sección transversal del cordón inferior

$D_2$  = distancia del cordón inferior al centroide de la sección transversal del *joist*

Figura 45. **Cálculo de inercia en *joist***



Fuente: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. p.112.

### 3.3.4. Métodos de diseño

Los métodos de diseño utilizados en el ámbito constructivo son desarrollados por instituciones internacionales, tales como el ACI (American Concrete Institute), el cual es empleado en Guatemala para la construcción de estructuras de concreto reforzado, sin embargo los *joists* son estructuras de acero estructural, por lo que están regidas por la AISC (American Institute of Steel Construction), esta institución ha establecido dos métodos de diseño:

- Método de diseño con base en esfuerzos permisibles (ASD)

Este método consiste en evaluar la resistencia permisible de los componentes estructurales, la cual debe ser mayor o igual a la resistencia determinada por las combinaciones de carga ASD. El diseño se realiza con base en la siguiente ecuación:

$$R_a = \frac{R_n}{\Omega}$$

Donde:

$R_a$  = resistencia requerida de acuerdo a las combinaciones de carga (será el valor absoluto de las mismas).

$R_n$  = resistencia nominal.

$\Omega$  = factor de seguridad.

$R_n/\Omega$  = resistencia permisible.

Este método no incrementará las cargas de servicio a diferencia del método LRFD. La variabilidad que existe al usar este método, así como la imprevisibilidad de la carga viva, son motivos para hacer que este método no sea tan fiable como el método LRFD.

- Método de resistencia última usando factores de carga (LRFD)

Este método consiste en hacer uso de los factores de carga para verificar que el valor de la resistencia de diseño de cada elemento estructural sea mayor o igual a la resistencia nominal obtenida con las respectivas combinaciones de carga LRFD. El diseño se realiza utilizando la siguiente ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

$R_u$  = resistencia requerida por las combinaciones LRFD

$R_n$  = resistencia nominal

$\phi$  = factor de resistencia

$\phi R_n$  = resistencia de diseño

Este método tiene como función principal asegurar la fiabilidad uniforme de las estructuras de acero frente a la acción de diferentes cargas, cosa que con el método ASD no es posible de lograr.

Tabla XI. **Factores de reducción de resistencia**

Símbolo	Valor	Descripción
$\phi$	0.90	Para elementos en tensión por fluencia
$\phi$	0.75	Para elementos en tensión por ruptura
$\phi$	0.85	Para elementos en compresión
$\phi$	0.90	Para elementos en flexión
$\phi$	0.90	Para elementos sometidos a esfuerzo cortante

Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD.* p.120.

### 3.3.5. Combinaciones de carga

Todo el proceso que conlleva la conformación de una estructura generalmente se encuentra regido por códigos, normas y/o especificaciones, las cuales contienen parámetros que deben seguirse para asegurar el comportamiento que las estructuras tendrán. Las normas utilizadas en Guatemala para garantizar la seguridad estructural están comprendidas por las Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala (AGIES), dichas normas NSE del año 2010 conllevan una reorganización, de manera que se hacen compatibles con las disposiciones de la norma ASCE/SEI 7-10.

AISC 360 – 16 establece que tanto las cargas como las combinaciones de cargas a utilizar serán aquellas que se encuentren estipuladas por la normativa de edificación aplicable, es decir que se usarán las combinaciones de carga estipuladas por AGIES-2010.

Tabla XII. **Combinaciones de carga AGIES-2010**

	<b>Método ASD</b>	<b>Método LRFD</b>
<b>Carga de Gravedad</b>	$M + V$	1.4M
	$M + (Vt \text{ o } PL \text{ o } AR)$	$1.3M + 1.6V + 0.5(Vt \text{ o } PL \text{ o } AR)$
	$M + 0.75V + 0.75(Vt \text{ o } PL \text{ o } AR)$	$1.3M + V + 1.6(Vt \text{ o } PL \text{ o } AR)$
<b>Carga de sismo</b>	$M + 0.70(Sv \pm Sh)$	$1.2 M + V + Sv \pm Sh$
	$M + 0.75V + 0.75*0.70(Sv \pm Sh)$	$0.9M - Sv \pm Sh$
	$0.80M \pm 0.70(Sv \pm Sh)$	
<b>Carga de viento</b>	$M \pm V$	$1.2M + V \pm 1.3 W + 0.5PL + 0.5Vt$
	$M + 0.75V + 0.75 PL \pm 0.75W$	$0.9M \pm 1.3W$
	$0.80M \pm W$	

Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de: AGIES-2010. *NSE 2-10 Combinaciones de carga para diseño estructural.*

Donde:

M = cargas muertas

V = cargas vivas (cargas que ya han sido reducidas)

Vt = cargas vivas de techo

Sh = carga sísmica horizontal

Sv = carga sísmica vertical

W = cargas de viento

PL= cargas de lluvia

Las combinaciones de carga dadas para la sección de carga de viento no se utilizarán en el diseño estructural de *joists* curvos tridimensionales hechos a base de acero estructural, debido a que estas combinaciones de carga se emplean cuando se considera el sismo y fuerza del viento como no concurrentes. Pero los *joists*, al ser estructuras de techo, sí se verán afectadas directamente por la fuerza del viento, por lo que la misma sí será concurrente.

### **3.3.6. Diseño de elementos de estructuras de techo elaborados con *joists* tridimensionales**

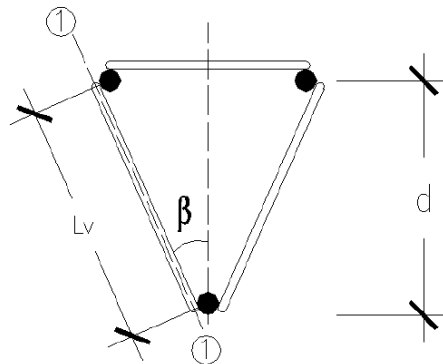
El diseño de estructuras de techo se realizará por medio del método de resistencia última (LRFD), tomando en cuenta el comportamiento de todos los elementos que conformarán la estructura ante la acción de las cargas externas, además, como se mencionó previamente, el método de esfuerzos permisibles (ASD) no es un método fiable, motivo por el cual no se hará énfasis en el mismo.

- Diseño del cordón

Los elementos que conforman el alma se encuentran bajo la acción de cargas axiales, siendo los cordones inferiores los que normalmente trabajan a tensión, mientras que los superiores lo hacen a compresión, pero se seleccionan con base en revisiones por esbeltez.

Los cordones que trabajen a compresión deben de ser analizados por pandeo, en dicho análisis debe establecerse la longitud libre no arriostrada de la cuerda, es decir, la distancia entre dos puntos de conexión del cordón y la diagonal.

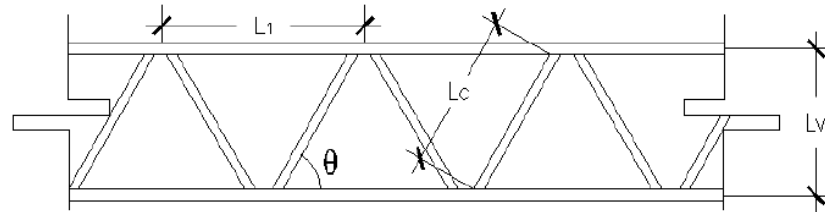
Figura 46. **Perfil transversal de *joist* tridimensional**



Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto.

*Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD. p. 129.*

Figura 47. **Perfil longitudinal de joist tridimensional**



Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de: CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto.  
*Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD.* p. 129.

$$L_v = \frac{d}{\cos\beta}$$

Donde:

$L_v$  = longitud entre cordón superior e inferior.

$d$  = peralte efectivo.

$\beta$  = ángulo formado por la proyección de la diagonal lateral sobre la sección transversal del joist y el eje de simetría.

$$L_c = \frac{L_v}{\sen\theta} = \frac{d}{\sen\theta\cos\theta}$$

Donde:

$L_c$  = longitud de la diagonal en la sección longitudinal.

$\theta$  = ángulo entre la diagonal y el cordón (cuando este ángulo es igual a  $60^\circ$ , entonces  $L_1 = L_c$ ).





## **4. EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ARCOS FORMADOS POR *JOISTS* TRIDIMENSIONALES A BASE DE PERFILES METÁLICOS PARA CUBRIR GRANDES LUCES**

### **4.1. Ejemplo de aplicación del proceso del diseño aplicado a estructuras de arcos formados por *joists* tridimensionales**

En este capítulo se visualizará el proceso de diseño estructural descrito en el capítulo 3, de una manera práctica en la que se debe definir, como primera instancia, el uso de la estructura, el sistema estructural a utilizar, ubicación, entre otros. Posteriormente se procederá a la fase conceptual y analítica del mismo.

#### **4.1.1. Características generales**

- Uso de la estructura y ubicación

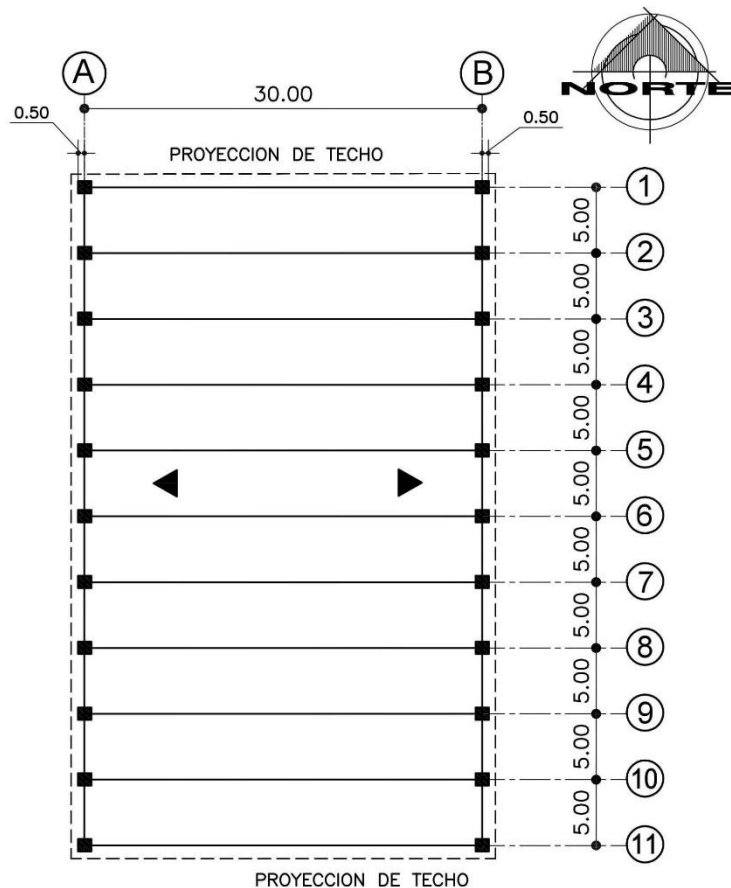
La estructura a utilizar en el desarrollo de este capítulo será la de una cancha deportiva(o bien un gimnasio), de la cual se analizará el techo, ya que será esta parte de la edificación la que estará conformada por arcos tridimensionales. La ubicación de este tipo de estructuras debe adecuarse al uso que se le dará a la misma, pues dependiendo del deporte al que se enfocará el diseño, existirá una variación en las dimensiones de la cancha. Además se debe tomar en cuenta la dirección en la que el techo bombeará la

precipitación para evitar estancamientos. En este caso la cancha deportiva estará ubicada en Escuintla, por lo que debe tomarse en cuenta en los cálculos que sean necesarios.

- Sistema estructural

La estructura estará conformada por un sistema de marcos (E1), dichos marcos soportarán toda la carga vertical y horizontal, los marcos serán elaborados de acero estructural A- 36, a su vez el techo estará conformado por *joists* tridimensionales en forma de arco, con su respectiva cubierta.

Figura 48. **Planta estructural**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

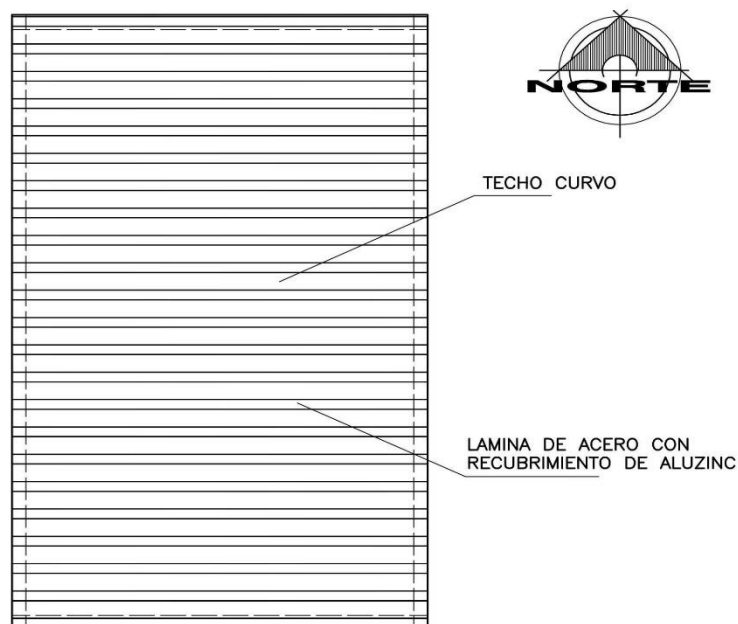
## 4.2. Fase conceptual del diseño del ejemplo

Esta fase está conformada por dos etapas: la configuración geométrica y la conceptualización estructural de la misma. La primera etapa se realiza principalmente por un arquitecto. Se asumirá que ambas etapas ya han sido realizadas, ya que se hará especial énfasis en la estructura de techo en forma de arco.

### 4.2.1. Conceptualización geométrica del arco tridimensional

En esta etapa se define la configuración que tendrá la planta y la elevación del techo en forma de arco, así como el material que servirá de cubierta, aleros, entre otros.

Figura 49. **Planta del techo**

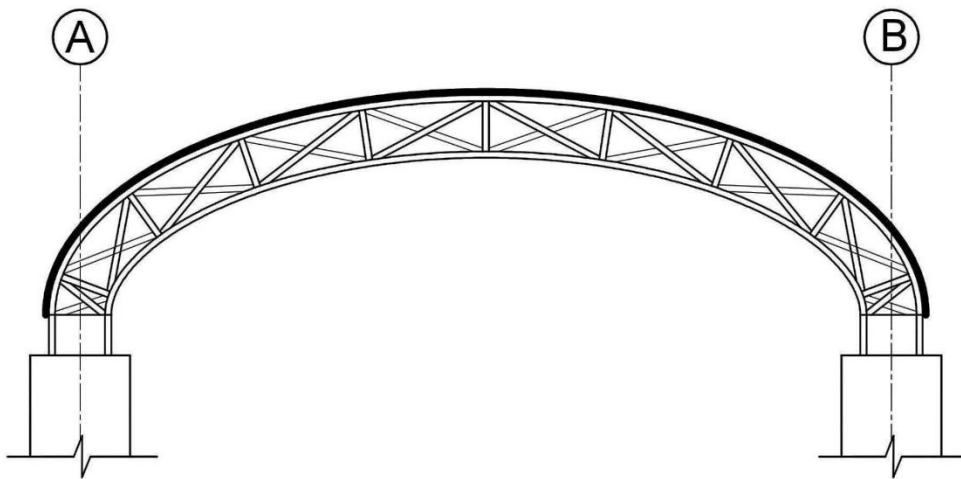


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- **Material de la cubierta**

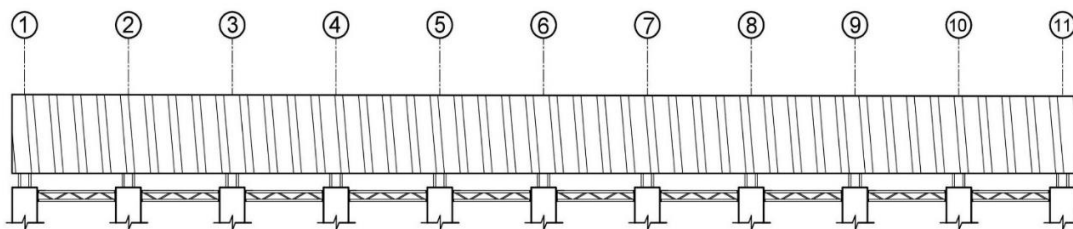
Para la cubierta se hará uso de láminas de acero recubiertas de aluzinc, de calibre 26 legítimo, con un espesor de 0.43mm y un peso de 4.1960 kg/m<sup>2</sup>

Figura 50. **Elevación frontal del techo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 51. **Elevación lateral del techo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

## **4.2.2. Conceptualización estructural del arco tridimensional**

La conceptualización geométrica está formada por la etapa de estructuración y la etapa del predimensionamiento, los cuales son empleados a continuación:

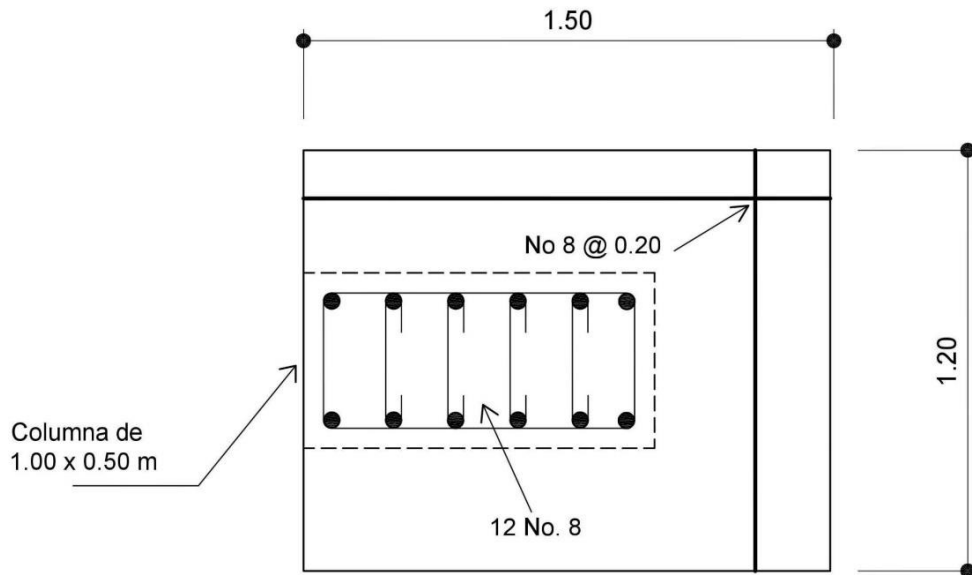
### **4.2.2.1. Estructuración de elementos**

Previo a la fase analítica se lleva a cabo una serie de pasos para realizar la estructuración de los elementos, dicho procedimiento puede variar dependiendo el proyecto, pero de manera general los pasos a seguir son los siguientes:

- Ubicación de apoyos y dirección de vertientes de la cubierta

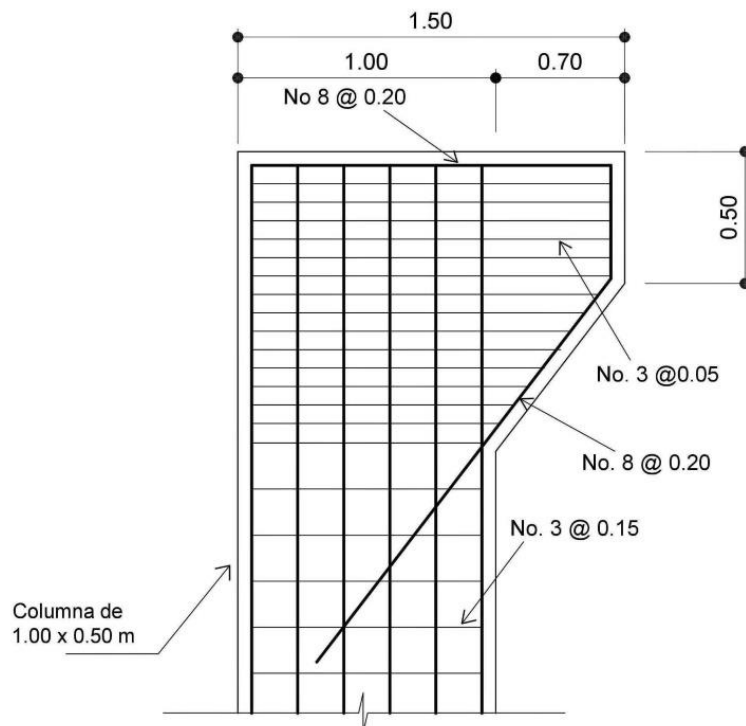
Los *joists* que conformen la estructura del techo deben ser ubicados en un lugar donde puedan reposar, en este caso la estructura cuenta con columnas de concreto reforzado de dimensiones de 50 x 100 cm y con una altura de 5 m, ubicadas en cada una de la intersecciones de los ejes, sin embargo, al tratarse de *joists* tridimensionales, es necesario contar con una mayor área para apoyar dichos elementos, es por ello que en cada columna habrá una ménsula de 1,50 x 1,20 m y es sobre este elemento que se encontrará apoyado cada *joist*.

Figura 52. **Planta de ménsula**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

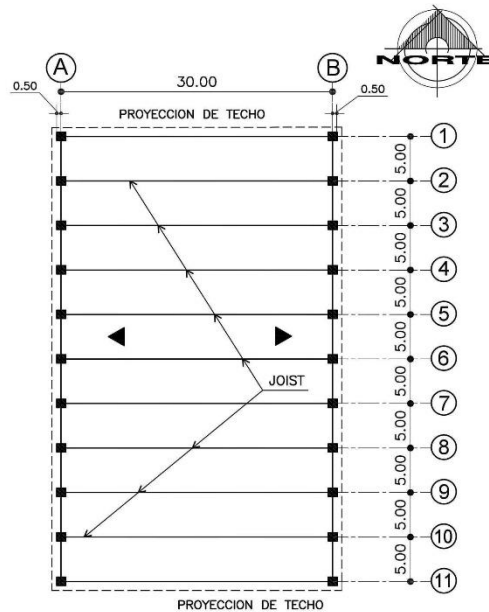
Figura 53. **Sección de ménsula**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Al ser una estructura en forma de arco, la cubierta contará con sus dos respectivas vertientes, en dirección a los lados más largos de la estructura:

Figura 54. Localización de apoyos y vertientes



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Disposición de elementos primarios

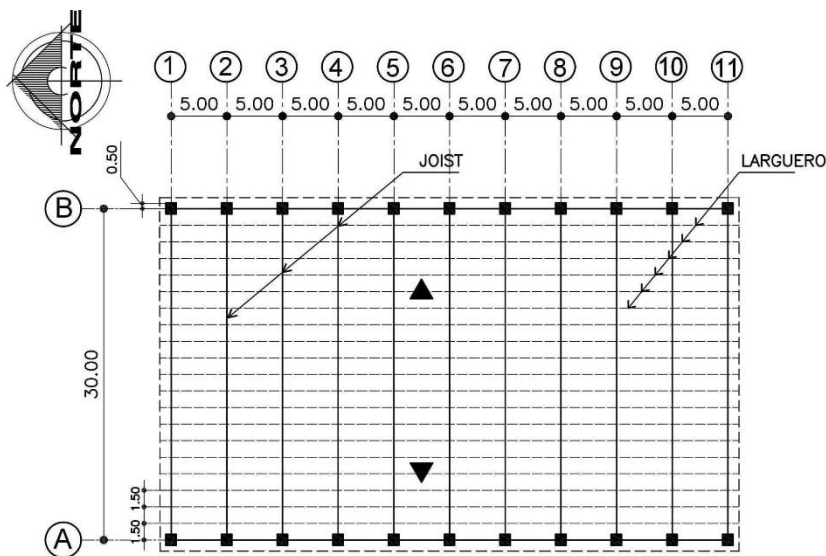
Los elementos primarios que se utilizarán para la estructuración del techo de la estructura serán *joists* tridimensionales en forma de arco, por lo que se estableció que cada uno de ellos estará colocado directamente sobre los ejes número, cubriendo los 30 metros que existen entre los marcos letra y contarán con una flecha máxima de 9,16 m, estos a su vez estarán sostenidos por columnas de concreto con dimensiones de 50 x 50 cm. Dichas columnas sostienen a los *joists* tridimensionales y estarán unidas mediante *joists* bidimensionales.



- Disposición y separación de elementos secundarios

Los largueros de techo deben estar situados a una distancia de separación comprendida entre 0.60 y 1.80 m., se propone colocar los largueros a cada 1.50 metros, ya que está dentro de las distancias permisibles. Dichos elementos se encontrarán colocados perpendicularmente a los ejes A y B, de la siguiente manera:

Figura 55. Disposición de largueros



Fuente: elaboración propia.

- Longitud de curva

Para el cálculo de la longitud de curva se hará uso de las fórmulas descritas en el capítulo 3. Se tendrá una flecha máxima igual a 9.16 m y una longitud de 30 m:

$$\text{Radio de curvatura} = \frac{\frac{L^2}{4} + f^2}{2f}$$

$$\text{Radio de curvatura} = \frac{\frac{30^2}{4} + 9.16^2}{2(9.16)}$$

$$\text{Radio de curvatura} = 16.86 \text{ m}$$

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{L}{2R}\right)$$

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{30 \text{ m}}{2(16.86\text{m})}\right)$$

$$\alpha = 62.83^\circ$$

$$\text{Longitud de curva} = \frac{\pi * R * \alpha}{90}$$

$$\text{Longitud de curva} = \frac{\pi * 16.86\text{m} * 62.83^\circ}{90}$$

$$\text{Longitud de curva} = 36.98\text{m}$$

#### 4.2.2.2. Predimensionamiento de elementos

La última etapa de la fase conceptual consiste en el predimensionamiento estructural de los elementos a utilizar, ya que la estructura estará conformada por *joists* tridimensionales es necesario realizar el predimensionamiento del peralte de dicho elemento, el cual se calcula mediante el siguiente criterio:

$$d = \frac{L}{24 \sim 30}$$

Donde:

$L = 30 \text{ m}$

$$d = \frac{30}{24}$$

$$d = 1.25\text{m} \sim 49 \text{ pulg}$$

### 4.3. Fase analítica del proceso del diseño del ejemplo

Esta fase está conformada por dos partes: la evaluación de las cargas externas y el diseño estructural, conformando así la etapa del cálculo estructural, en el que se definirán las dimensiones finales del *joist* tridimensional en forma de arco, que deberá soportar las cargas externas a las que se verá expuesto.

#### 4.3.1. Evaluación de cargas externas

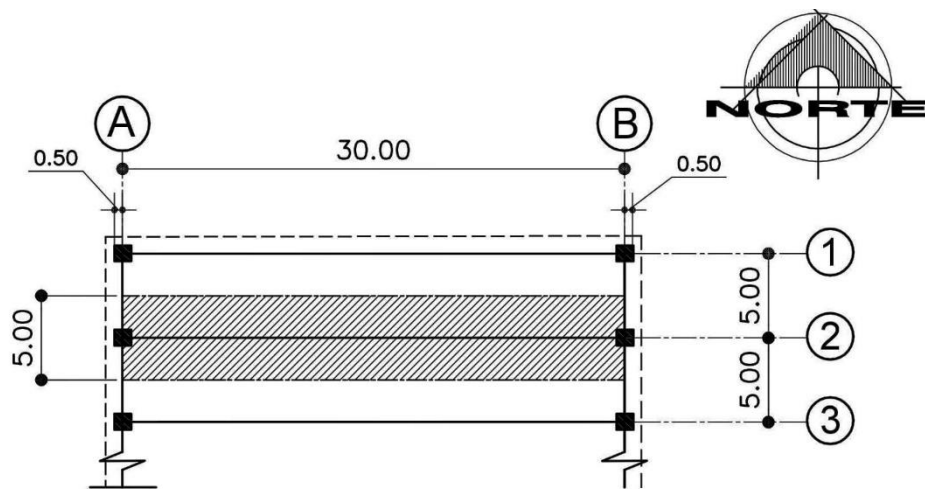
- Integración sobre cargas gravitacionales en *joist*

Datos:

- Peso propio de lámina de aluzinc, calibre 26 = 4.1960 Kg/m<sup>2</sup>.
- Utilizar acero estructural A-36 ( $F_y = 36 \text{ KSI}$ ).
- Peso propio de tubos de acero estructural A-36 (asumido de 3") = 11.28 Kg/m.
- Sobre carga = 50 Kg/m<sup>2</sup>.
- Carga de mantenimiento = 100 Kg/m<sup>2</sup>.
- Carga viva (techos de lámina) = 50 Kg/m<sup>2</sup>.
- Peso de tubo de 3" = 7.58 Lb/pie.
- Carga muerta.

Para la integración de la carga muerta es necesario conocer el área tributaria que corresponde al *joist* tridimensional.

Figura 56. Área tributaria



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\text{Área tributaria} = 5\text{m} * 30\text{m}$$

$$\text{Área tributaria} = 150\text{ m}^2$$

- Peso de lámina

$$\text{peso lámina} = 4.1960 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * \frac{150\text{m}^2}{30\text{m}}$$

$$\text{peso lámina} = 20.98\text{ Kg/m}$$

- Peso de *joist*

Se asume el uso de tubos de 3" de diámetro.

$$\text{peso de tubo} = 7.58 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} * \frac{1\text{Kg}}{2.205 \text{Lb}} * \frac{3.28 \text{pie}}{1\text{m}}$$

$$\text{peso de tubo} = 11.28 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

- Sobrecarga

$$\text{sobrecarga} = 50 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * \frac{150\text{m}^2}{30\text{m}}$$

$$\text{sobrecarga} = 250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

- Largueros

Para el cálculo de la carga lineal de los largueros es necesario determinar el peso por unidad de área y multiplicarlo por la separación de los largueros, considerando un 10 % adicional para considerar el peso propio de los mismos.

$$\text{Carga por unidad de área} = 50 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 4.1960 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga por unidad de área} = 54.20 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Separación de largueros} = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Carga largueros} = 54.20 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * 1.50\text{m} * 1.10$$

$$Carga\ largueros = 89.42\ Kg/m$$

$$CM_{total} = lámina + joist + larguero + sobrecarga$$

$$CM_{total} = 20.98 \frac{Kg}{m} + 89.82 \frac{Kg}{m} + 11.28 \frac{Kg}{m} + 250 \frac{Kg}{m}$$

$$CM_{total} = 371.68\ Kg/m$$

- Carga viva:

$$Carga\ viva = 50 \frac{Kg}{m^2} * \frac{150m^2}{30m}$$

$$Carga\ viva = 250\ Kg/m$$

- Carga de mantenimiento:

$$Carga\ de\ mantenimiento = 100 \frac{Kg}{m^2} * \frac{150\ m^2}{30m}$$

$$Carga\ de\ mantenimiento = 500 \frac{Kg}{m}$$

Para el cálculo de la carga última se utilizarán las combinaciones de carga de gravedad del AGIES-2010, correspondientes al método LRFD. Luego de evaluar cada una de las combinaciones (incluyendo sismo y viento), se tomará la carga última de mayor valor para realizar el diseño estructural del *joist*.

- $C_u = 1.4M$

$$C_u = 1.4\ M$$

$$C_u = 1.4 \left( 371.68 \frac{Kg}{m} \right)$$

$$C_u = 520.35\ Kg/m$$

- $Cu = 1.3M + 1.6V + 0.5Vt$

$$Cu = 1.3 M + 1.6V + 0.5 Vt$$

$$Cu = 1.3 \left( 371.68 \frac{Kg}{m} \right) + 1.6 \left( 250 \frac{Kg}{m} \right) + 0.5 \left( 500 \frac{Kg}{m} \right)$$

$$Cu = 1133.18 \text{ Kg/m}$$

- $Cu = 1.3M + V + 1.6Vt$

$$Cu = 1.3M + V + 1.6 Vt$$

$$Cu = 1.3 \left( 371.68 \frac{Kg}{m} \right) + \left( 250 \frac{Kg}{m} \right) + 1.6 \left( 500 \frac{Kg}{m} \right)$$

$$Cu = 1533.18 \frac{Kg}{m} = 1030.69 \frac{Lb}{pie}$$

- Integración de carga de viento

$$P = C_e * C_q * q_s * I$$

Donde:

P = presión de diseño del viento.

Ce = coeficiente de exposición (debe obtenerse en base a la altura promedio del techo y posteriormente aplicarse a toda la altura del edificio).

Cq = coeficiente de presión para la estructura o parte de la misma bajo ciertas consideraciones.

qs = presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros y conforme a la ubicación de la estructura de acuerdo al mapa de zonas de velocidad básica del viento (km/h).

I = factor de importancia, el cual es 1.15 para obras esenciales y 1.10 para los otros tipos de obras (estipulados por AGIES-2010).

La exposición que tendrá la estructura será del tipo C, debido a que tiene un suelo plano y el ambiente que lo rodea es generalmente abierto, llegándose a extender un mínimo de 0.75 kilómetros. La altura total de la edificación será de 14 m, debido a que las columnas tendrán una altura de 5 m y el *joist* tendrá una flecha máxima de 9.16 m.

- El coeficiente de exposición “Ce” se obtiene de la tabla 5.8 de la norma de seguridad estructural (NSE-2) de AGIES-2010, y es igual a 1.35 , siendo una estructura con una exposición del tipo C y una altura promedio de 14 m, pero como 14 es un valor intermedio entre 12 y 18 , se vio la necesidad de interpolar el valor de “Ce”
- Para el coeficiente de presión se emplea la tabla 5.9 de la norma de seguridad estructural (NSE – 2) de AGIES-2010, clasificando a la estructura como un sistema primario, obteniendo así un factor “Cq” de 0.4.
- Para el cálculo de la presión de remanso del viento es necesario tomar en cuenta la ubicación geográfica de la estructura, en este caso se encontrará ubicada en Escuintla, por lo que de acuerdo al mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala, en dicha región la velocidad será de 110 km/h, velocidad que corresponde a una presión de remanso “qs” igual a 573 Pa (de acuerdo a la tabla 5-3 de NSE-2).
- El factor de importancia “I” será igual a 1.10, debido a que una cancha deportiva no está clasificada como una obra esencial.



$$P = C_e * C_q * q_s * I$$

$$P = 1.35 * 0.4 * 573 * 1.10$$

$$P = 340.36 Pa$$

$$P = 340.36 Pa * \frac{1 \frac{Kg}{m^2}}{9.81 Pa}$$

$$P = 34.70 Kg/m^2$$

Finalmente se multiplica por la distancia de separación de cada *joist* tridimensional en forma de arco:

$$P = 34.70 \frac{Kg}{m^2} * 5m$$

$$P = 173.48 \frac{Kg}{m} = 116.62 \frac{Lb}{ft}$$

Para el cálculo de la carga última se utilizarán las combinaciones de carga de viento del AGIES-2010, correspondientes al método LRFD. Posteriormente se procederá al cálculo de la carga sísmica.

- $C_u = 1.2M + V + 1.3W + 0.5PL + 0.5Vt$

La carga de lluvia no aplica para la estructura en forma de arco, debido a que no existirán estancamientos de agua por la geometría de la estructura, por lo cual no se tomará en cuenta.

$$C_u = 1.2M + V + 1.3W + 0.5Vt$$

$$Cu = 1.2 \left( 371.68 \frac{Kg}{m} \right) + \left( 250 \frac{Kg}{m} \right) + 1.3 \left( 173.48 \frac{Kg}{m} \right) + 1.6 \left( 500 \frac{Kg}{m} \right)$$

$$Cu = 1171.54 \frac{Kg}{m}$$

- $Cu = 0.9M + 1.3W$

$$Cu = 0.9M + 1.3W$$

$$Cu = 0.9 \left( 371.68 \frac{Kg}{m} \right) + 1.3 \left( 173.48 \frac{Kg}{m} \right)$$

$$Cu = 557.44 \frac{Kg}{m}$$

- Integración de carga de sismo

Para la integración de la carga sísmica es necesario conocer el peso total de la estructura y el coeficiente sísmico, para posteriormente determinar el corte basal de la estructura.

- Peso de la estructura (W) =  $M + 25\% V$

- Carga muerta (M)

$$Lámina = 4.1960 \frac{Kg}{m^2} * 30m * 50m = 6,294Kg$$

$$Columnas = 2300 \frac{Kg}{m^3} * 0.50m * 0.50m * 5m * 22columnas = 63,250Kg$$

$$Joist = 11.28 \frac{Kg}{m} * 30m * 11joists = 3,722.40 Kg$$

$$Sobrecarga = 50 \frac{Kg}{m^2} * 50m * 30m = 75,000Kg$$

$$Largueros = 89.42 \frac{Kg}{m} * 30m = 2,682.60Kg$$

$$Mtotal = 150,949 Kg = 150.95 ton$$

- Carga viva (V)

$$V = 50 \frac{Kg}{m^2} * 50m * 30m = 75,000Kg$$

$$Vtotal = 75,000Kg = 75 ton$$

$$W = 150.95 ton + 0.25(75ton)$$

$$W = 169.70 ton$$

- Cálculo de coeficiente sísmico

Para la determinación del coeficiente sísmico se hará uso de NSE-2 y NSE-3 de AGIES-2010, ya que es en estas normas donde se encuentran todos los factores necesarios para el cálculo de dicho coeficiente, además se deben conocer los siguientes datos del lugar donde se edificará la estructura:

- Ubicación: Escuintla, Escuintla
  - $l_0 = 4$ <sup>1</sup>
  - $S_{cr} = 1.65g$
  - $S_{1r} = 0.60g$
- Suelo suave
  - Clase de sitio = E<sup>2</sup>
- Tipo de fuente sísmica “B” ubicada a 10 km
- Sismo ordinario
- Altura total de edificación = 14.16m

- Período de vibración empírico<sup>3</sup>

$$T_a = Kt(hm)^x$$

Para este caso,  $Kt = 0.047$  y  $x = 0.90$

$$T_a = 0.047(14.16m)^{0.90}$$

$$T_a = 0.51 \text{ s}$$

- Ajuste por intensidades sísmicas especiales<sup>4</sup>

$$S_{cs} = S_{c1} * F_a * N_a$$

$$S_{1s} = S_{1s} * F_v * N_v$$

$$N_a = 0.9$$

$$N_v = 1.0$$

$$F_v = 2.4$$

---

<sup>1</sup> AGIES-2010. *NSE 2 Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. p. 56.

<sup>2</sup> *Ibíd.* p.21.

<sup>3</sup> AGIES-2010. *NSE 3 Diseño estructural de edificaciones*. p. 25.

<sup>4</sup> *Op.cit.* p. 15

$$F_a = 0.9$$

$$S_{cs} = 1.65 * 0.9 * 1.0$$

$$S_{cs} = 1.485g$$

$$S_{1s} = 0.6 * 2.4 * 1.0$$

$$S_{1s} = 1.44g$$

- Factor de escala<sup>5</sup>

Para sismo severo, el factor de escala ( $K_d$ ) = 0.66

- Espectro calibrado al nivel del diseño<sup>6</sup>

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

$$S_{cd} = 0.66 * 1.485g$$

$$S_{cd} = 0.98g$$

$$S_{1d} = 0.66 * 1.44g$$

$$S_{1d} = 0.95g$$

- Período de transición<sup>7</sup>

$$T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}}$$

$$T_s = \frac{0.95g}{0.98g}$$

$$T_s = 0.97$$

---

<sup>5</sup> AGIES-2010. *NSE 2 Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. p. 16.

<sup>6</sup> *Ibíd.*

<sup>7</sup> *Ibíd.* p.15.

- Ordenada espectral<sup>8</sup>

$$Sa(T) = Scd \rightarrow Ta < Ts$$

$$Sa(T) = 0.98g$$

- Coeficiente sísmico<sup>9</sup>

$$Cs = \frac{Sa(T)}{R}$$

$R = \text{factor de reducción}^{10}$

$$Cs = \frac{0.98g}{8}$$

$$Cs = 0.12$$

- Verificación de valores mínimos

$$Cs \geq 0.044 Scd$$

$$Cs \geq 0.75 * Kd * S1r$$

$$0.12 \geq 0.044 * 0.98$$

$$0.12 \geq 0.043 \rightarrow OK$$

$$0.12 \geq \frac{0.75 * 6}{8}$$

$$0.12 \geq 0.056 \rightarrow OK$$

- Corte basal (Vb)

$$Vb = Cs * W$$

---

<sup>8</sup> AGIES-2010. NSE 2 Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección. p. 16.

<sup>9</sup> AGIES-2010. NSE 3 Diseño estructural de edificaciones. p. 24.

<sup>10</sup> *Ibíd.* p. 13.

$$Vb = 0.12 * 169.70 \text{ ton}$$

$$Vb = 20.36 \text{ ton} = 20,360 \text{ Kg}$$

Para el cálculo de la carga última se utilizarán las combinaciones de carga de sismo del AGIES-2010, correspondientes al método LRFD. Posteriormente se procederá al diseño del *joist*.

- $Cu = 1.2M + V + Sh$

$$Sh = 20360 \text{ Kg} \div 50 \text{ m}$$

$$Sh = 407.20 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$Cu = 1.2 \left( 371.68 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) + \left( 250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) + \left( 407.20 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right)$$

$$Cu = 1103.22 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

- $Cu = 0.9M + Sh$

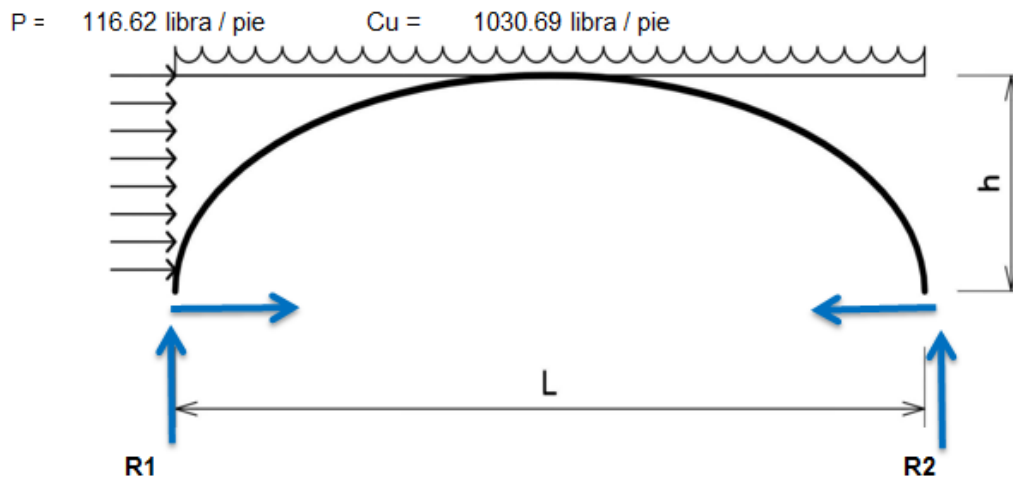
$$Cu = 0.9 \left( 371.68 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) + \left( 407.20 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right)$$

$$Cu = 741.71 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

### 4.3.2. Etapa de diseño estructural de elementos

En esta etapa se llevará a cabo el diseño estructural del *joist* tridimensional en forma de arco, ya que se conocen las cargas externas que afectarán directamente a la estructura, entonces es posible proceder al análisis de las fuerzas internas en dicho elemento, las cuales serán base del diseño de los elementos que conforman al *joist*.

Figura 57. Fuerzas que actúan en el *joist*



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Cálculo de reacciones

El diseño del *joist* se hará utilizando el sistema inglés, por lo que es necesario convertir las dimensiones de la estructura a las unidades equivalentes de dicho sistema.

$$L = 30m * \frac{3.28m}{1 pie}$$



$$L = 98.40 \text{ pies}$$

$$h = 9.16m * \frac{3.28m}{1 \text{ pie}}$$

$$h = 30.04 \text{ pies}$$

Previo al cálculo de las reacciones es necesario convertir las cargas distribuidas a cargas puntuales. Esto se hace multiplicando la carga distribuida por la longitud de la superficie de aplicación de la misma.

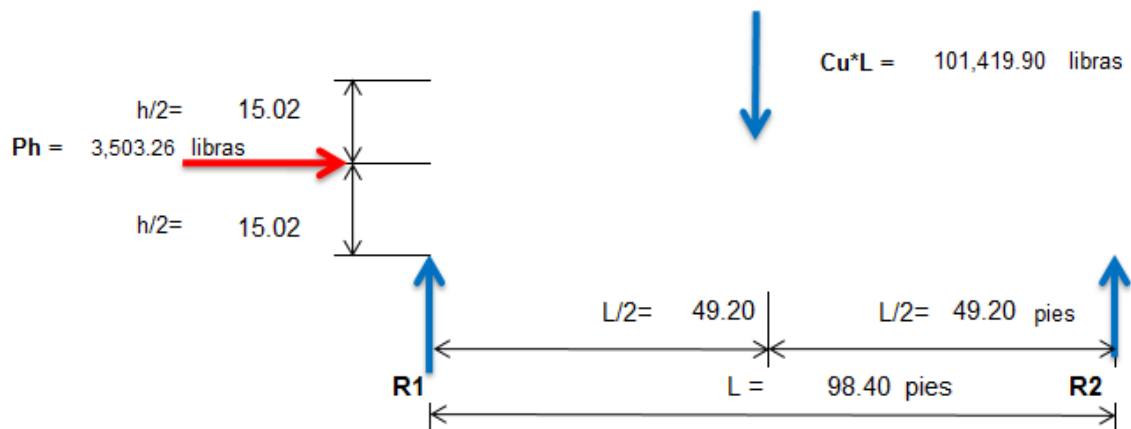
$$Cu * L = 1030.69 \frac{Lb}{pie} * 98.40 \text{ pie}$$

$$Cu * L = 101,419.90 \text{ Lb}$$

$$P * h = 116.62 \frac{Lb}{pie} * 30.04 \text{ pies}$$

$$P * h = 3,503.26 \text{ Lb}$$

Figura 58. Diagrama de cuerpo libre de joist



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\sum Fy = 0$$

$$R1 + R2 - Cu * L = 0$$

$$R1 + R2 = 101,419.90 \text{ Libras} \rightarrow \text{Ecuación 1}$$

$$\sum M1 = 0$$

$$P * h \left( \frac{h}{2} \right) + Cu * L \left( \frac{L}{2} \right) - R2 * L = 0$$

$$116.62 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} * 30.04 \text{ pies} (15.02 \text{ pies}) + 1030.69 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} * 98.40 \text{ pie} (49.20 \text{ pie}) - R2 * 98.40 \text{ pies} = 0$$

$$R2 = 51,244.69 \text{ Lb}$$

- Sustituyendo R2 en Ecuación 1:

$$R1 + 51,244.69 \text{ Lb} = 101,419.90 \text{ Lb}$$

$$R1 = 50,175.20 \text{ Lb}$$

- Cálculo de carga total

- Carga de viento total "Hv"

$$Hv = 3,503.26 \text{ Lb}$$

- Carga distribuida sobre joist "Hdist"

$$Hdist = \frac{Cu * L^2}{8h}$$

$$H_{dist} = \frac{1,030.69 \text{ Lb/pie} * (98.40 \text{ pies})^2}{8(30.04 \text{ pies})}$$

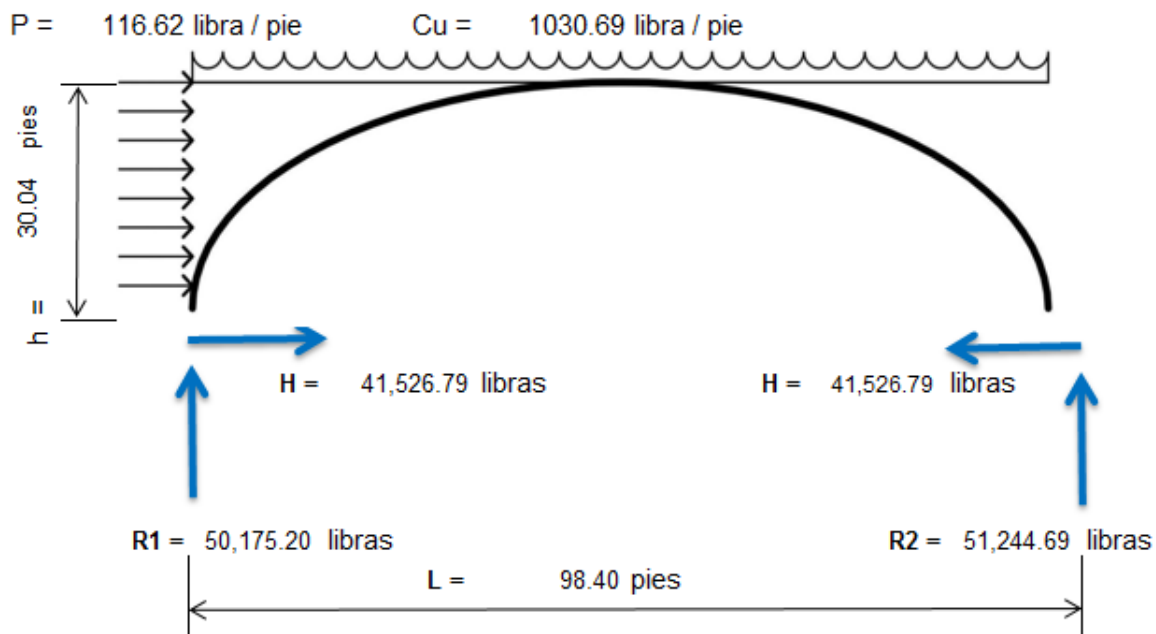
$$H_{dist} = 41,526.79 \text{ Lb}$$

$$H \text{ total o Carga total} = H_{viento} + H_{dist}$$

$$H \text{ total} = 3,503.26 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} + 41,526.71 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}}$$

$$H \text{ total} = 45,030.05 \text{ Lb}$$

Figura 59. **Reacciones en joist**



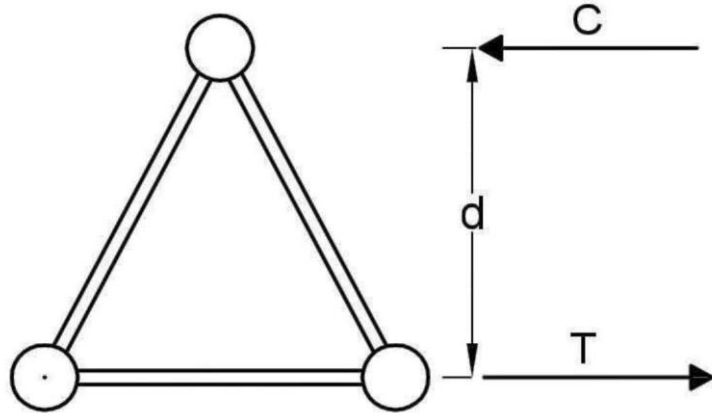
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$R_1 = 50,175.20 \text{ Lb} = 50.18 \text{ kip}$$

$$R_2 = 51,244.69 \text{ Lb} = 51.24 \text{ kip}$$

$$H_{total} = 45,030.05 \text{ Lb} = 45.03 \text{ kip}$$

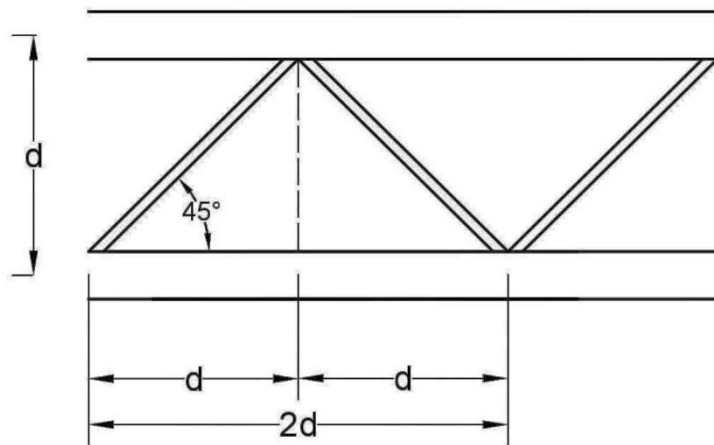
Figura 60. **Fuerzas de tensión y compresión en joist**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$C = T = 45.03 \text{ kip}$$

Figura 61. **Diagonales**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$d = 49.21''$$

$$l' = 2d = 98.42''$$

- Diseño de cordón inferior

Como primera instancia se debe calcular el máximo esfuerzo por tensión que soportará el acero estructural A – 36, el cual será el esfuerzo permisible, y se calcula con la siguiente fórmula:

$$Ft = 0.60 Fy$$

$$Ft = 0.60 (36 KSI)$$

$$Ft = 21.60 KSI$$

Una vez obtenido el esfuerzo a tensión que soportará el acero, se procede a calcular el área, la cual servirá para determinar el tamaño de tubos a utilizar para el cordón inferior:

$$Esfuerzo (Ft) = \frac{F}{A} = \frac{T}{A}$$

$$A = \frac{T}{Ft}$$

$$A = \frac{45.03 kip}{21.60 KSI}$$

$$A = 2.08 pulg^2$$

Como el cordón inferior contará con dos tubos, se propone emplear dos tubos de 3" de diámetro, por lo que el área de acero será la siguiente:

$$\text{Área de tubo de 3"} = 2.23 pulg^2$$

$$A_s = 2 * 2.23 \text{ pulg}^2$$

$$A_s = 4.46 \text{ pulg}^2$$

$$F_t = \frac{T}{A}$$

$$F_t = \frac{45.03 \text{ kip}}{4.46 \text{ pulg}^2}$$

$$F_t = 10.10 \text{ KSI} < 21.60 \text{ KSI}$$

*se usarán 2 tubos standart de 3"*

- Diseño de cordón superior

Para el diseño del cordón superior es necesario hacer tanteos, ya que hay que hacer chequeo por esbeltez.

Datos:

- C = 45.03 kip
- K = 1
- L' = 98"
  
- Asumiendo un tubo de 2"<sup>11</sup>
  - A = 1.07 pulg<sup>2</sup>
  - r = 0.787 pulg

$$E = \frac{KL'}{r}$$

---

<sup>11</sup> AISC. *Manual of steel construction LRFD, second edition.* p. 126.

$$E = \frac{1 * 98.42 \text{ pulg}}{0.787 \text{ pulg}}$$

$$E = 125.06$$

- Para  $E = 125$ 
  - $Fa \text{ máx.}^{12} = 9.55 \text{ KSI}$

$$Fa \text{ aplicado} = \frac{C}{A}$$

$$Fa \text{ aplicado} = \frac{45.03 \text{ kip}}{1.07 \text{ pulg}^2}$$

$$Fa \text{ aplicado} = 42.08 \text{ KSI}$$

$$Fa \text{ aplicado} < Fa \text{ máx.}$$

$$42.08 \text{ KSI} < 9.55 \text{ KSI} \longrightarrow \text{No cumple}$$

Debido a que la condición de " $Fa \text{ aplicado} < Fa \text{ máx.}$ ", no se cumple, entonces es necesario realizar el proceso anterior con un diámetro diferente de tubo.

Datos:

- $C = 45.03 \text{ kip}$
- $K = 1$
- $L' = 98''$

---

<sup>12</sup> PARKER, Harry. *Ingeniería simplificada para arquitectos y constructores*. p. 158.

- Asumiendo un tubo de 4"<sup>13</sup>
  - $A = 3.17 \text{ pulg}^2$
  - $r = 1.51 \text{ pulg}$

$$E = \frac{Kl'}{r}$$

$$E = \frac{1 * 98.42 \text{ pulg}}{1.51 \text{ pulg}}$$

$$E = 65.18$$

- Para  $E = 65$ 
  - $Fa \text{ máx.}^{14} = 16.94 \text{ KSI}$

$$Fa \text{ aplicado} = \frac{C}{A}$$

$$Fa \text{ aplicado} = \frac{45.03 \text{ kip}}{3.17 \text{ pulg}^2}$$

$$Fa \text{ aplicado} = 14.21 \text{ KSI}$$

$$Fa \text{ aplicado} < Fa \text{ máx.}$$

$$14.21 \text{ KSI} < 16.94 \text{ KSI} \longrightarrow \text{Si cumple}$$

*se usará 1 tubo standart de 4" para el cordón superior*

---

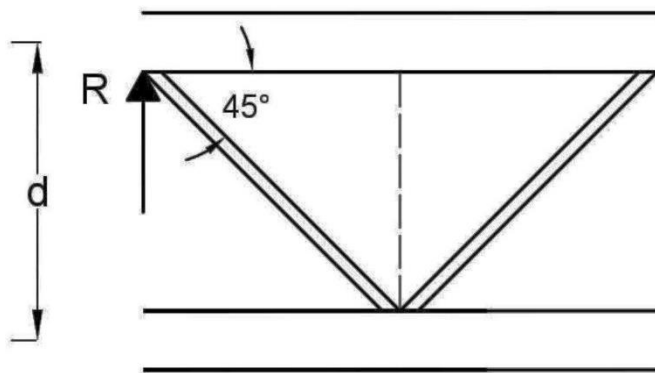
<sup>13</sup> AISC. *Manual of steel construction LRFD, second edition.* p. 126.

<sup>14</sup> PARKER, Harry. *Ingeniería simplificada para arquitectos y constructores.* p. 158.



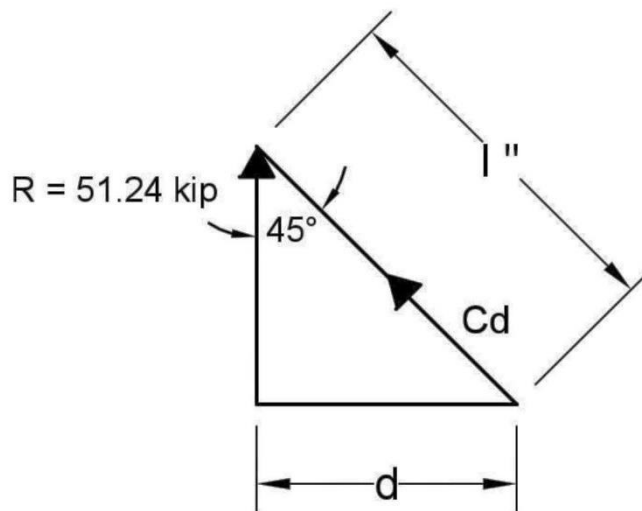
- Diseño de diagonales

Figura 62. **Reacción actuando sobre la diagonal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 63. **Análisis de fuerzas en la diagonal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Del análisis anterior se pueden deducir las siguientes fórmulas:

$$l'' = \frac{d}{\text{Sen } 45^\circ}$$

$$Cd = \frac{R}{\text{Cos}45^\circ}$$

$$l'' = \frac{49.21 \text{ pulg}}{\text{Sen } 45^\circ}$$

$$l'' = 69.59 \text{ pulg}$$

$$Cd = \frac{51.24 \text{ kip}}{\text{Cos}45^\circ}$$

$$Cd = 72.46 \text{ kip}$$

Debido a que se está diseñando un *joist* tridimensional, este contará con dos diagonales, por lo que la fuerza “Cd” estará soportada por el conjunto de los mismos, motivo por el cual se diseña cada diagonal para la mitad del valor de la fuerza “Cd”.

$$Cd = \frac{72.46 \text{ kip}}{2}$$

$$Cd = 36.23 \text{ kip}$$

Nuevamente se procede a realizar tanteos para la comprobación por esbeltez.

- Asumiendo un tubo de 3”<sup>15</sup>
  - $A = 2.23 \text{ pulg}^2$
  - $r = 1.16 \text{ pulg}$

---

<sup>15</sup> AISC. *Manual of steel construction LRFD, second edition.* p. 126.

$$E = \frac{Kl''}{r}$$

$$E = \frac{1 * 69.59 \text{ pulg}}{1.16 \text{ pulg}}$$

$$E = 60$$

- Para E = 60
  - Fa máx.<sup>16</sup> = 17.43 KSI

$$Fa \text{ aplicado} = \frac{C}{A}$$

$$Fa \text{ aplicado} = \frac{36.23 \text{ kip}}{2.23 \text{ pulg}^2}$$

$$Fa \text{ aplicado} = 16.25 \text{ KSI}$$

$$Fa \text{ aplicado} < Fa \text{ máx.}$$

$$16.25 \text{ KSI} < 17.43 \text{ KSI} \longrightarrow \text{Si cumple}$$

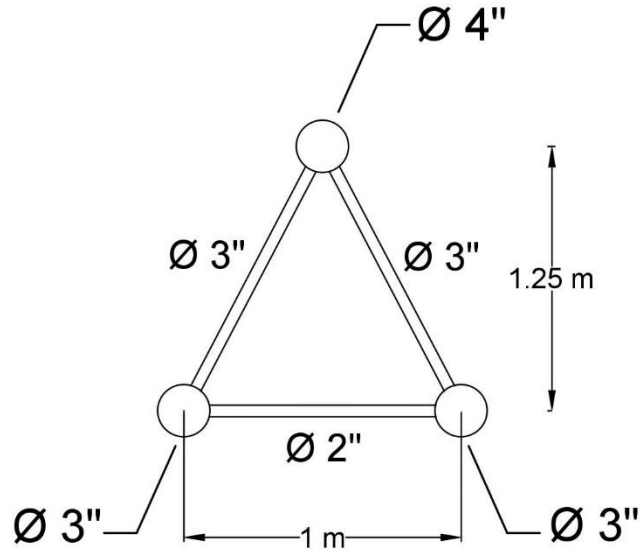
se usarán tubos *standart* de 3" para las diagonales

Las *breizas* de *joist* deberán tener un diámetro menor al de los cordones, es por ello que las mismas tendrán un diámetro de 2 pulgadas y estarán ubicadas en la parte inferior de la estructura.

---

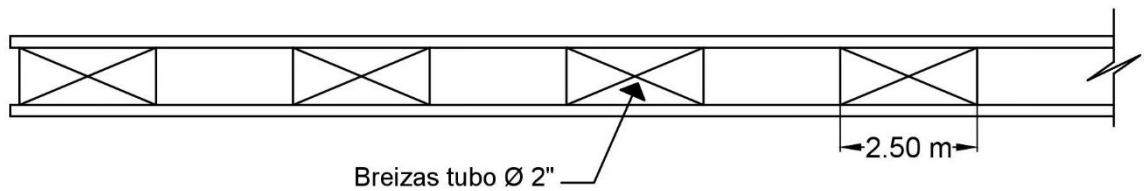
<sup>16</sup> PARKER, Harry. *Ingeniería simplificada para arquitectos y constructores*. p. 158.

Figura 64. **Detalle final de joist**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 65. **Breizas del joist**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

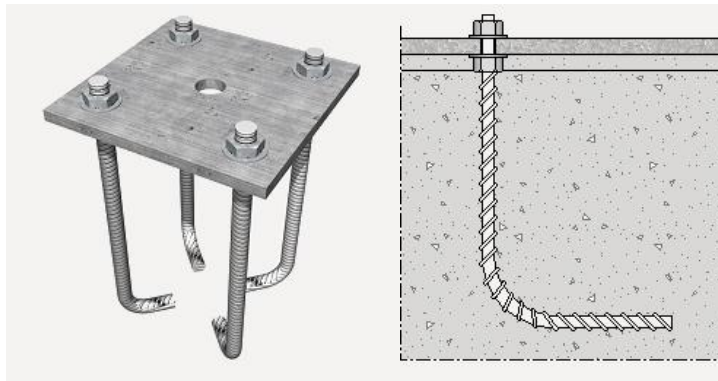
#### 4.4. Apoyos

Debido a las consideraciones tomadas en el diseño estructural del joist tridimensional en forma de arco, se buscará que los apoyos sean simplemente apoyados, ya que de esta manera no generarán momento en las mismas y contarán con dos reacciones, correspondientes a los ejes X e Y.

#### 4.4.1. Diseño de apoyos

En los apoyos deberán existir conexiones que sean capaces de colaborar con la estabilidad de la estructura de techo, además de transmitir la carga a las columnas de concreto sobre las cuales descansará el *joist*, dicha estructura se encontrará apoyada sobre una platina de acero (por cada cordón) que estará unida a la ménsula de concreto por medio de pernos embebidos.

Figura 66. **Platina de apoyo embebida**



Fuente: CYPE. *Platina de apoyo*

*embebida*.[www.generadordeprecios.info/obra\\_nueva/Estructuras/Acero/Pilares/EAS006\\_Placa\\_de\\_anclaje\\_con\\_pernos\\_atornil.html](http://www.generadordeprecios.info/obra_nueva/Estructuras/Acero/Pilares/EAS006_Placa_de_anclaje_con_pernos_atornil.html). Consulta: diciembre de 2018.

#### 4.5. Uniones

Las uniones en elementos de acero estructural solían hacerse, la mayoría de veces, por medio de remaches. Conforme el paso de los años su uso ha disminuido de manera acelerada debido al incremento del uso de soldaduras y atornillado con pernos o tornillos de alta resistencia.

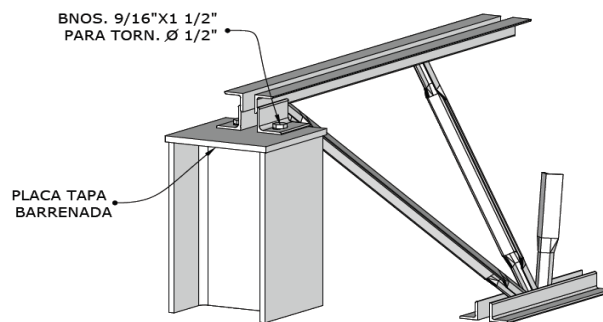
Para este ejemplo se usarán platinas cuyas conexiones entre el *joist* tridimensional en forma de arco y las columnas de concreto, serán atornilladas,

debido a que el montaje de este tipo de conexiones se realiza en poco tiempo y a que requiere de mano de obra menos especializada en comparación a uniones con remaches o soldaduras.

#### 4.5.1. Diseño de uniones

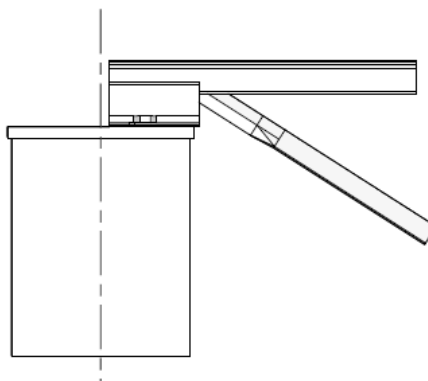
El diseño de las uniones debe adecuarse a los detalles de una unión atornillada a la columna, los cuales se muestran a continuación:

Figura 67. **Perspectiva de unión atornillada**



Fuente: ESJ. *Largueros de alma abierta, detalles de conexión*.[www.esj.mx/pdf/Detalles\\_de\\_Conexion.pdf](http://www.esj.mx/pdf/Detalles_de_Conexion.pdf). Consulta: 3 de diciembre de 2018.

Figura 68. **Elevación de unión atornillada**



Fuente: ESJ. *Largueros de alma abierta, detalles de conexión*.[www.esj.mx/pdf/Detalles\\_de\\_Conexion.pdf](http://www.esj.mx/pdf/Detalles_de_Conexion.pdf). Consulta: 3 de diciembre de 2018.

Se aprecia en los detalles anteriores que la platina que une al *joist* se encuentra directamente anclada a la columna, sin embargo este no será el caso para el *joist* tridimensional, ya que se utilizarán 3 platinas en total (1 para cada cordón).

- Tornillos

Para el diseño de la conexión atornillada es necesario tomar en cuenta los diferentes diámetros de tornillo existentes, así como el de los agujeros en los que irán los tornillos.

Tabla XIII. Dimensiones nominales de agujeros

Diámetro del tornillo (plg)	Diámetro del tornillo (mm)	Dimensiones de los agujeros			
		Estándar (ST) (diámetro)	Sobredimensionados (SD) (diámetro)	De ranura corta (AC) (ancho x long)	De ranura larga (AL) (ancho x long)
1/2	12.7	12.7	15.9	14.3 x 17.6	14.3 x 31.8
5/8	15.9	17.5	20.6	17.5 x 22.2	17.5 x 39.7
3/4	19	20.6	23.8	20.6 x 25.4	20.6 x 47.6
7/8	22.2	23.8	27	23.8 x 28.6	23.8 x 55.6
1	25.4	27	31.8	27 x 33.3	27 x 63.5
≥ 1 1/8	≥ 28.5	d + 1.6	d + 7.9	(d+1.6) x (d+9.5)	(d+1.6) x (2.5xd)

Fuente: GUZMÁN SALINAS, Óscar. *Diseño de conexiones con AISC-LRFD-1999*. p. 25.

Para la selección de diámetro de tornillos del tipo A307, se realiza un diseño por corte, correspondiente al sujetador, en el cual se debe determinar la resistencia de diseño por cortante utilizando la siguiente fórmula para su cometido:

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi R_n$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

$R_n$  = resistencia nominal por cortante.

$$R_n = F_v * A_v$$

Donde:

$A_v$  = área nominal del tornillo.

$F_v$  = esfuerzo cortante último, este se encuentra definido por la Tabla J3.2 del AISC como 1690 kg/cm<sup>2</sup>, por lo tanto la fórmula se resume de la siguiente manera:

$$R_n = F_v * A_v = 1690 \text{ kg/cm}^2 * A_v$$

Al calcular las resistencias a corte simple de los diferentes diámetros de tornillo, se obtiene la siguiente tabla:

Tabla XIV. **Resistencia a corte simple para tornillos estándar**

DIÁMETRO COMERCIAL (plg)	d (cm)	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA (kg)
3/8	0.95	0.71	900
1/2	1.27	1.27	1610
5/8	1.59	1.99	2522
3/4	1.91	2.87	3638
7/8	2.22	3.87	4905
1	2.54	5.07	6426
1 1/8	2.86	6.42	8137
1 1/4	3.18	7.94	10064
1 3/8	3.49	9.57	12130
1 1/2	3.81	11.40	14450

Fuente: GUZMÁN SALINAS, Óscar. *Diseño de conexiones con AISC-LRFD-1999*. p. 35.

La selección final de diámetro de tornillo o perno a emplear se realiza por medio de tanteos que determinarán la cantidad necesaria de tornillos a utilizar por conexión, lo cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$N.T. = \frac{V}{v}$$



Donde:

N.T. = número de tornillos

V = corte actuante en la unión

v = corte unitario ( $\phi R_n$ )

$$V = 42.53 \text{ kip}$$

- Probando usar tornillo con  $\phi = 5/8$ "

$$v = 2522 \text{ Kg} * \frac{2.205 \text{ Lb}}{1 \text{ Kg}} * \frac{1 \text{ kip}}{1000 \text{ Lb}}$$

$$v = 5.56 \text{ kip}$$

$$N.T. = \frac{42.53 \text{ kip}}{5.56 \text{ kip}}$$

$$N.T. = 8 \text{ tornillos}$$

- Probando usar tornillo con  $\phi = 3/4$ "

$$v = 3638 \text{ Kg} * \frac{2.205 \text{ Lb}}{1 \text{ Kg}} * \frac{1 \text{ kip}}{1000 \text{ Lb}}$$

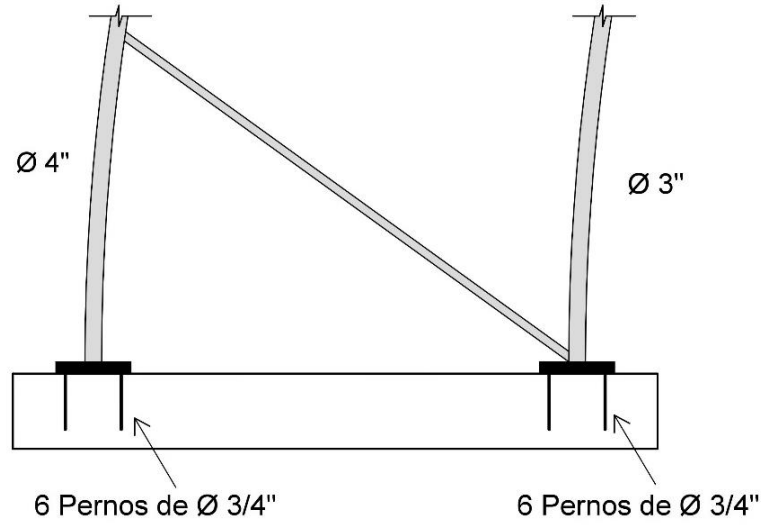
$$v = 8.02 \text{ kip}$$

$$N.T. = \frac{42.53 \text{ kip}}{8.02 \text{ kip}}$$

$$N.T. = 6 \text{ tornillos}$$

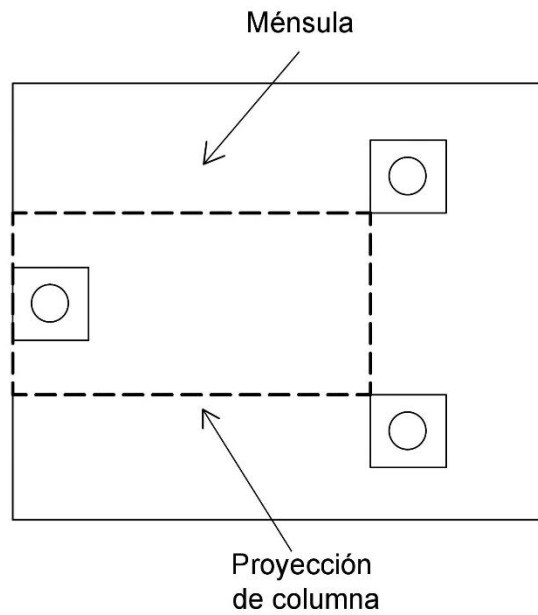
se usarán 6 tornillos  $\phi 3/4$ "

Figura 69. Elevación atornillada de joist



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 70. Planta de unión atornillada



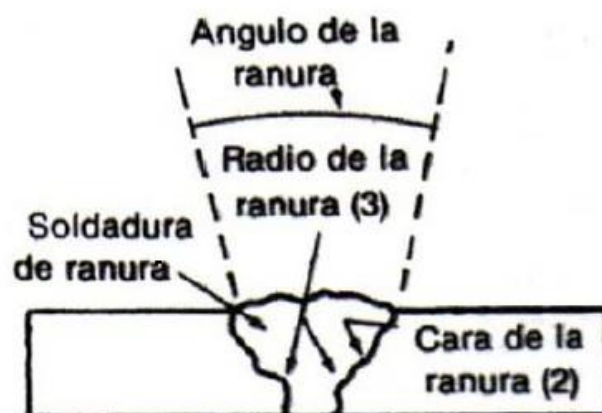
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

#### 4.6. Soldaduras

La soldadura estructural consiste en realizar la unión o conexión de los elementos a conectar por medio de calentar dicho material y fundirlo. Dicha soldadura logra otorgar simplicidad a los detalles del diseño, también logra el peso mínimo en la estructura, así como resultar en una fabricación simple para las juntas en las que un miembro de superficie plana (como una platina) vaya a ser unido a un tubo estructural cuya superficie es curva.

Para llevar a cabo la unión del tubo del *joist* con la platina que servirá de conexión con la columna de concreto que soportará dicha estructura, se hará una soldadura de ranura, es decir que se hará una holgura entre los bordes de las piezas, ya que debido a la forma circular de la sección de los tubos se hace necesario crear una ranura en la placa para que la unión por soldadura tenga una buena sujeción, además este tipo de soldadura es más resistente que la soldadura de filete.

Figura 71. Corte transversal en soldadura de ranura



Fuente: GUZMÁN SALINAS, Óscar. *Diseño de conexiones con AISC-LRFD-1999*, p.107.

## CONCLUSIONES

1. La utilización de las especificaciones AISC-360-16 permitió establecer los lineamientos a seguir en el proceso de diseño estructural del *joist* tridimensional en forma de arco, permitiendo considerar factores externos que afectan el desempeño de la estructura, siendo los más relevantes: las cargas vivas, cargas de techo y la carga de viento.
2. Un *joist* actúa como una viga simplemente apoyada, sin importar si dicho elemento es lineal o tiene forma curva, motivo por el cual se recurre a utilizar una platina para soportar el *joist* tridimensional, ya que es un apoyo simple y es eficaz para realizar la conexión del *joist* al elemento que la soportará.
3. El uso de *joist* tridimensionales en forma de arco representa una opción bastante eficaz y económica al momento de buscar una alternativa al uso tradicional del concreto, con la cual se busca cubrir luces de gran tamaño sin llegar a incurrir en grandes gastos, esto gracias a la gran versatilidad que poseen dichos elementos de acero estructural. Además el montaje de un *joist* no requiere mano de obra tan especializada, lo que reduce el costo de la misma.
4. El proceso de estructuración de arcos formados a partir de *joists* tridimensionales se pudo realizar bajo los lineamientos estipulados por AISC-360-16 y las normas AGIES-2010, como consecuencia de ello se pudo desarrollar las etapas del diseño estructural de manera eficaz al momento de ejemplificar la metodología requerida.

5. El correcto desempeño de una estructura de techo dependerá del análisis y diseño estructural, así como del montaje de la misma. Sin la etapa de diseño y el análisis de cargas, no es posible llegar a determinar la capacidad estructural que se debe llegar a soportar, lo que ocasiona inseguridad estructural debido a las fallas que pueden llegar a ocurrir. La deformación permanente es el tipo de falla más común al cual son susceptibles las estructuras carentes de diseño o en su consecuencia con un mal diseño, dicha falla se presenta cuando el material se ha sometido a un esfuerzo mayor a su límite elástico, además, en el peor de los casos puede llegar a suceder una falla por separación parcial o incluso total, lo cual debe ser analizado para determinar la gravedad del problema.
  
6. El sistema que conforma una estructura en forma de arco principalmente está compuesto por un *joist* tridimensional, el cual a su vez consta de un cordón superior que actúa a compresión, uno inferior, que trabaja a tensión, y sus respectivas diagonales. El *joist* poseerá una cubierta de lámina y estará sostenido por una platina o cualquier otro apoyo simple en cada uno de sus extremos, en los cuales se encentrarán las mismas ancladas a las columnas de la edificación.

## RECOMENDACIONES

1. Para lograr obtener mejores resultados en el proceso de estructuración, se debe apegar el diseño estructural a los códigos y normativos de construcción que sean aplicables para edificaciones en acero estructural, además de eliminar los peligros que pueden contraer los procesos de diseño y construcción que se elaboran de manera empírica.
2. Utilizar ménsulas en los apoyos de un sistema de *joists* tridimensionales, debido a que estos elementos requieren de una mayor área para reposar en comparación a los *joists* bidimensionales, los cuales pueden estar apoyados directamente sobre una columna.
3. No se debe menospreciar la fuerza que el viento ejerza sobre una estructura de techo, ya que es la principal acción externa a la que se verá expuesta una estructura de techo, a su vez dicha fuerza será la causante de que la magnitud de las reacciones del *joist* no sea la misma. Además la reacción más crítica servirá para el cálculo de las diagonales del *joist*
4. Utilizar un diámetro menor de tubería para las breizas de unión en comparación al diámetro de los tubos que conforman tanto el cordón inferior como el superior del *joist*, esto debido a que los esfuerzos a que estarán sometidas las breizas serán menores.

5. Los largueros o elementos secundarios de techo no deben estar espaciados a una distancia mayor de 1.80 metros, ya que de lo contrario habrá dificultad para apoyar las láminas que servirán de cubierta, además que se dificulta el trabajo para los obreros que estarán a cargo del mantenimiento de dicha estructura.
  
6. Realizar el diseño de la ménsula, se hace imprescindible tomar en cuenta el peralte del *joist* y el tamaño de las platinas, debido a que la ménsula debe tener una longitud mayor o igual que la suma de la longitud del peralte más dos veces la longitud de la platina, ya que de lo contrario dicho elemento no contará con suficiente área para apoyar el *joist* tridimensional.
  
7. Cabe recalcar que, a pesar que las estructuras en forma de arco formadas a partir de *joists* tridimensionales se utilizan principalmente en estructuras de techo, no es el único uso que se les da, ya que también se emplean para la construcción de puentes vehiculares debido a su capacidad para cubrir grandes luces, durabilidad y ergonomía.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala, AGIES NSE 2-10 demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. Guatemala: AGIES, 2010. 63 p.
2. \_\_\_\_\_ . *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala, AGIES NSE 3-10 diseño estructural de edificaciones*. Guatemala: AGIES, 2010. 44 p.
3. Asociación Latinoamericana del Acero. *Especificación ANSI/AISC 360-16 para construcciones de acero- versión en español*. Santiago de Chile, Benjamín 2944 5to piso Los Condes AISC-360-16, 2016. 307 p.
4. CRUZ ROVIRA, Carlos Alberto; FIGUEROA CATALÁN, Paolo Roberto; HERNÁNDEZ CASTILLO, Carlos Leonardo. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, 2012. 464 p.
5. DÍAZ GODÍNEZ, Saúl. *Manual de diseño y cálculo de estructuras*. México, 2008. 169 p.



6. GÓMEZ VILLAGRAN, Laura Mabely. *Procedimiento recomendado para el diseño estructural de un edificio de 4 niveles, formado con marcos de concreto reforzado, utilizando las normas AGIES 2002*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2004. 105 p.
7. GONZÁLEZ, Alejandro. *Análisis geométrico de cubiertas*. México: UNAM, 1993. 101 p.
8. MONTERROSO SALAZAR, Josué Jonattan. *Diseño y evaluación de vigas joist para estructuras de techos livianos, fabricadas con bambú*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2014. 183 p.
9. OVANDO FERNÁNDEZ, Erwin Ovando. *Diseño y cálculo de una pasarela de metal*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2011. 187 p.
10. PARKER, Harry. *Ingeniería simplificada para arquitectos y constructores*. México: Limusa, 1988. 363 p.

## ANEXOS

### Anexo 1. Esfuerzos unitarios permisibles para columnas de acero A36

Miembros principales y secundarios $Kl/r$ no mayor de 120						Miembros principales $Kl/r$ de 121 a 200				Miembros secundarios <sup>†</sup> $l/r$ de 121 a 200			
$\frac{Kl}{r}$	$F_a$	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$	$\frac{l}{r}$	$F_{as}$	$\frac{l}{r}$	$F_{as}$
$r$ kips/plg <sup>2</sup>		$r$ kips/plg <sup>2</sup>		$r$ kips/plg <sup>2</sup>		$r$ kips/plg <sup>2</sup>		$r$ kips/plg <sup>2</sup>		$r$ kips/plg <sup>2</sup>		$r$ kips/plg <sup>2</sup>	
1	21.56	41	19.11	81	15.24	121	10.14	161	5.76	121	10.19	161	7.25
2	21.52	42	19.03	82	15.13	122	9.99	162	5.69	122	10.09	162	7.20
3	21.48	43	18.95	83	15.02	123	9.85	163	5.62	123	10.00	163	7.16
4	21.44	44	18.86	84	14.90	124	9.70	164	5.55	124	9.90	164	7.12
5	21.39	45	18.78	85	14.79	125	9.55	165	5.49	125	9.80	165	7.08
6	21.35	46	18.70	86	14.67	126	9.41	166	5.42	126	9.70	166	7.04
7	21.30	47	18.61	87	14.56	127	9.26	167	5.35	127	9.59	167	7.00
8	21.25	48	18.53	88	14.44	128	9.11	168	5.29	128	9.49	168	6.96
9	21.21	49	18.44	89	14.32	129	8.97	169	5.23	129	9.40	169	6.93
10	21.16	50	18.35	90	14.20	130	8.84	170	5.17	130	9.30	170	6.89
11	21.10	51	18.26	91	14.09	131	8.70	171	5.11	131	9.21	171	6.85
12	21.05	52	18.17	92	13.97	132	8.57	172	5.05	132	9.12	172	6.82
13	21.00	53	18.08	93	13.84	133	8.44	173	4.99	133	9.03	173	6.79
14	20.95	54	17.99	94	13.72	134	8.32	174	4.93	134	8.94	174	6.76
15	20.89	55	17.90	95	13.60	135	8.19	175	4.88	135	8.86	175	6.73
16	20.83	56	17.81	96	13.48	136	8.07	176	4.82	136	8.78	176	6.70
17	20.78	57	17.71	97	13.35	137	7.96	177	4.77	137	8.70	177	6.67
18	20.72	58	17.62	98	13.23	138	7.84	178	4.71	138	8.62	178	6.64
19	20.66	59	17.53	99	13.10	139	7.73	179	4.66	139	8.54	179	6.61
20	20.60	60	17.43	100	12.98	140	7.62	180	4.61	140	8.47	180	6.58
21	20.54	61	17.33	101	12.85	141	7.51	181	4.56	141	8.39	181	6.56
22	20.48	62	17.24	102	12.72	142	7.41	182	4.51	142	8.32	182	6.53
23	20.41	63	17.14	103	12.59	143	7.30	183	4.46	143	8.25	183	6.51
24	20.35	64	17.04	104	12.47	144	7.20	184	4.41	144	8.18	184	6.49
25	20.28	65	16.94	105	12.33	145	7.10	185	4.36	145	8.12	185	6.46
26	20.22	66	16.84	106	12.20	146	7.01	186	4.32	146	8.05	186	6.44
27	20.15	67	16.74	107	12.07	147	6.91	187	4.27	147	7.99	187	6.42
28	20.08	68	16.64	108	11.94	148	6.82	188	4.23	148	7.93	188	6.40
29	20.01	69	16.53	109	11.81	149	6.73	189	4.18	149	7.87	189	6.38
30	19.94	70	16.43	110	11.67	150	6.64	190	4.14	150	7.81	190	6.36
31	19.87	71	16.33	111	11.54	151	6.55	191	4.09	151	7.75	191	6.35
32	19.80	72	16.22	112	11.40	152	6.46	192	4.05	152	7.69	192	6.33
33	19.73	73	16.12	113	11.26	153	6.38	193	4.01	153	7.64	193	6.31
34	19.65	74	16.01	114	11.13	154	6.30	194	3.97	154	7.59	194	6.30
35	19.58	75	15.90	115	10.99	155	6.22	195	3.93	155	7.53	195	6.28
36	19.50	76	15.79	116	10.85	156	6.14	196	3.89	156	7.48	196	6.27
37	19.42	77	15.69	117	10.71	157	6.06	197	3.85	157	7.43	197	6.26
38	19.35	78	15.58	118	10.57	158	5.98	198	3.81	158	7.39	198	6.24
39	19.27	79	15.47	119	10.43	159	5.91	199	3.77	159	7.34	199	6.23
40	19.19	80	15.36	120	10.28	160	5.83	200	3.73	160	7.29	200	6.22

\*Reproducida del *Manual de la Construcción en Acero* con autorización del American Institute of Steel Construction.

†Para miembros secundarios  $K$  se toma como la unidad.

Fuente: PARKER, Harry. *Ingeniería simplificada para arquitectos y constructores*. p. 158.

## Anexo 2. Propiedades y dimensiones para tuberías de acero

PIPE Dimensions and properties										
Dimensions				Weight per ft lbs Plain Ends	Properties					
Nominal Diameter	Outside Diameter	Inside Diameter	Wall Thickness		Area	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>J</i>	<i>Z</i>
in.	in.	in.	in.		in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>
<b>Standard Weight</b>										
1/2	0.840	0.622	0.109	0.85	0.250	0.017	0.041	0.261	0.034	0.059
3/4	1.050	0.824	0.113	1.13	0.333	0.037	0.071	0.334	0.074	0.100
1	1.315	1.049	0.133	1.68	0.494	0.087	0.133	0.421	0.175	0.187
1 1/4	1.660	1.380	0.140	2.27	0.669	0.195	0.235	0.540	0.389	0.324
1 1/2	1.900	1.610	0.145	2.72	0.799	0.310	0.326	0.623	0.620	0.448
2	2.375	2.067	0.154	3.65	1.07	0.666	0.561	0.787	1.33	0.761
2 1/2	2.875	2.469	0.203	5.79	1.70	1.53	1.06	0.947	3.06	1.45
3	3.500	3.068	0.216	7.58	2.23	3.02	1.72	1.16	6.03	2.33
3 1/2	4.000	3.548	0.226	9.11	2.68	4.79	2.39	1.34	9.58	3.22
4	4.500	4.026	0.237	10.79	3.17	7.23	3.21	1.51	14.5	4.31
5	5.563	5.047	0.258	14.62	4.30	15.2	5.45	1.88	30.3	7.27
6	6.625	6.065	0.280	18.97	5.58	28.1	8.50	2.25	56.3	11.2
8	8.625	7.981	0.322	28.55	8.40	72.5	16.8	2.94	145	22.2
10	10.750	10.020	0.365	40.48	11.9	161	29.9	3.67	321	39.4
12	12.750	12.000	0.375	49.56	14.6	279	43.8	4.38	559	57.4
<b>Extra Strong</b>										
1/2	0.840	0.546	0.147	1.09	0.320	0.020	0.048	0.250	0.040	0.072
3/4	1.050	0.742	0.154	1.47	0.433	0.045	0.085	0.321	0.090	0.125
1	1.315	0.957	0.179	2.17	0.639	0.106	0.161	0.407	0.211	0.233
1 1/4	1.660	1.278	0.191	3.00	0.881	0.242	0.291	0.524	0.484	0.414
1 1/2	1.900	1.500	0.200	3.63	1.07	0.391	0.412	0.605	0.782	0.581
2	2.375	1.939	0.218	5.02	1.48	0.868	0.731	0.766	1.74	1.02
2 1/2	2.875	2.323	0.276	7.66	2.25	1.92	1.34	0.924	3.85	1.87
3	3.500	2.900	0.300	10.25	3.02	3.89	2.23	1.14	8.13	3.08
3 1/2	4.000	3.364	0.318	12.50	3.68	6.28	3.14	1.31	12.6	4.32
4	4.500	3.826	0.337	14.98	4.41	9.61	4.27	1.48	19.2	5.85
5	5.563	4.813	0.375	20.78	6.11	20.7	7.43	1.84	41.3	10.1
6	6.625	5.761	0.432	28.57	8.40	40.5	12.2	2.19	81.0	16.6
8	8.625	7.625	0.500	43.39	12.8	106	24.5	2.88	211	33.0
10	10.750	9.750	0.500	54.74	16.1	212	39.4	3.63	424	52.6
12	12.750	11.750	0.500	65.42	19.2	362	56.7	4.33	723	75.1
<b>Double-Extra Strong</b>										
2	2.375	1.503	0.436	9.03	2.66	1.31	1.10	0.703	2.62	1.67
2 1/2	2.875	1.771	0.552	13.69	4.03	2.87	2.00	0.844	5.74	3.04
3	3.500	2.300	0.600	18.58	5.47	5.99	3.42	1.05	12.0	5.12
4	4.500	3.152	0.674	27.54	8.10	15.3	6.79	1.37	30.6	9.97
5	5.563	4.063	0.750	38.59	11.3	33.6	12.1	1.72	67.3	17.5
6	6.625	4.897	0.864	53.16	15.6	66.3	20.0	2.06	133	28.9
8	8.625	6.875	0.875	72.42	21.3	162	37.6	2.76	324	52.8

The listed sections are available in conformance with ASTM Specification A53 Grade B or A501. Other sections are made to these specifications. Consult with pipe manufacturers or distributors for availability.

Fuente: AISC. *Manual of steel construction LRFD, second edition*. p. 126.