



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE
ACERO DE REFUERZO O DE HORMIGÓN”**

**TRABAJO PRÁCTICO DE
EXAMEN DE GRADO DE CARÁCTER COMPLEXIVO**

AUTOR:

AQUINO PINCAY RICARDO FABIÁN

TUTOR:

Ing. VILLO VERA RAÚL, MSc.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2024

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA

ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS Y PREDIMENSIONAMIENTO DE
ESTRUCTURAS DE ACERO DE REFUERZO O DE
HORMIGÓN”**

**TRABAJO PRÁCTICO DE EXAMEN DE GRADO DE
CARÁCTER COMPLEXIVO**

AUTOR:

AQUINO PINCAY RICARDO FABIÁN

TUTOR:

Ing. VILLAO VERA RAÚL, MSc.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2024

DEDICATORIA

La presente tesis se lo dedico a Dios, por haberme permitido llegar a ser profesional.

A mis queridos padres y hermanos que me brindaron su apoyo incondicional y confianza para poder culminar mis estudios superiores.

Ricardo Fabián, Aquino Pincay

CERTIFICACIÓN DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado “ANÁLISIS Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE REFUERZO O DE HORMIGÓN”, elaborado por el estudiante RICARDO FABIAN AQUINO PINCAY de la Carrera de Ingeniería civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, me permito declarar que una vez analizado en el sistema Anti plagio COMPILATIO, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con 9 % de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe. Adjunto Informe de Análisis Copilatio.



Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc

C.I.: 0924204290

DOCENTE TUTOR



TESIS RICARDO FABIAN AQUINO PINCAY

9%
Textos
sospechosos



8% **Similitudes**
< 1% similitudes entre comillas (ignorado)
0% entre las fuentes mencionadas (ignorado)
< 1% **Idiomas no reconocidos**

Nombre del documento: TESIS RICARDO FABIAN AQUINO PINCAY.docx
ID del documento: 1bb4541787bd8d400d80a3eb7183fe4c7bd582de
Tamaño del documento original: 13,23 MB

Depositante: RAUL ANDRES VILLAO VERA
Fecha de depósito: 18/6/2024
Tipo de carga: Interface
fecha de fin de análisis: 18/6/2024

Número de palabras: 22.508
Número de caracteres: 147.424

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	www.importaceros.com https://www.importaceros.com/wp-content/uploads/2021/01/importaceros-cubiertas-2021.pdf 2 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (293 palabras)
2	www.importaceros.com Cubierta Quito Ecuador ▢ Cubiertas de Acero, Zinc o Me... https://www.importaceros.com/ecuador-quito/cubiertas-metlicas/	1%		Palabras idénticas: 1% (282 palabras)
3	dspace.ups.edu.ec http://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/21527/1/UJPS-CT009472.pdf 21 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (260 palabras)
4	www.amevirtual.gob.ec http://www.amevirtual.gob.ec/wp-content/uploads/2017/05/MTOP_NEC-SE-DS.pdf 28 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (168 palabras)
5	acero-center.com.ec https://acero-center.com.ec/wp-content/uploads/2023/09/Catalogo-Kubiteja-Tradicional-2023_compr...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (144 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	Documento de otro usuario #8-83277 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (40 palabras)
2	repositorio.uide.edu.ec https://repositorio.uide.edu.ec/bitstream/37000/1545/1/IT-UIDE-1107.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (33 palabras)
3	repositorio.uchile.cl https://repositorio.uchile.cl/bitstream/2250/103984/3/ef-carrasco_sn.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (35 palabras)
4	queith.net Fases del Diseño Estructural para Techos. - Katherine Montero https://queith.net/2020/08/24/fases-diseno-estructural-para-techos/	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (38 palabras)
5	dspace.ucuenca.edu.ec https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/21682/3/Tesis.pdf.txt	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (34 palabras)

Fuentes ignoradas Estas fuentes han sido retiradas del cálculo del porcentaje de similitud por el propietario del documento.

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	dspace.ucuenca.edu.ec https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/5291/4/Monografia.pdf.txt	2%		Palabras idénticas: 2% (549 palabras)

APROBACIÓN DEL TUTOR

Certifico en mi calidad de Tutor del trabajo de titulación denominado “ANÁLISIS Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE REFUERZO O DE HORMIGÓN”, elaborado por el estudiante RICARDO FABIAN AQUINO PINCAY de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

TUTOR



Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc

La Libertad, a los 19 días del mes de junio del año 2024.

CARTA DE ORIGINALIDAD

Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, Ph.D.
Directora de la Carrera de Ingeniería Civil
Universidad Estatal Península de Santa Elena

Cumpliendo con los requisitos exigidos, envío a Uds. La Tesina Titulada "ANÁLISIS Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE REFUERZO O DE HORMIGÓN", para que se considere la Sustentación, señalando lo siguiente:

1. La investigación es original
2. Ni existen compromisos ni obligaciones financieras con organismos estatales ni privados que puedan afectar el contenido, resultados o conclusiones de la presente investigación.
3. Constatamos que la persona designada como autor es el responsable de generar la versión final de la investigación.
4. El tutor certifica la originalidad de la investigación y el desarrollo de la misma cumpliendo con los principios éticos.

Autor: Aquino Pincay Ricardo Fabian

Firma: 

N° de cédula: 0929386077

Correo: r.aquinopincay@upse.edu.ec

Tutor: Ing. Villao Vera Raúl, MSc.

Firma: 

N° de cédula: 0924204290

Correo: rvillao@upse.edu.ec

AUTORIZACIÓN

Yo, **Aquino Pincay Ricardo Fabián**

Autorizo a la Universidad Península de Santa Elena la publicación en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación, **Análisis y predimensionamiento de estructuras de acero de refuerzo o de hormigón**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

EL AUTOR:



Aquino Pincay Ricardo Fabián

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	iii
CERTIFICACIÓN DE ANTIPLAGIO	iv
APROBACIÓN DEL TUTOR	vi
LISTA DE FIGURA	xiv
LISTA DE TABLAS	xviii
LISTA DE ECUACIONES	xix
RESUMEN	xx
ABSTRACT	xxi
CAPITULO 1: GENERALIDADES ANTECEDENTES	1
1.1.BASES Y DATOS PARA PREDIMENSIONAMIENTOS DE ESTRUCTURAS	1
1.2. DESCRIPCIÓN PARA PREDIMENSIONAMIENTO	2
1.3. INTRODUCCIÓN	3
1.4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.5. JUSTIFICACIÓN	4
1.6. OBJETO DEL ESTUDIO	4
1.7. UBICACIÓN DONDE SE CONSTRUIRÁ	5
1.8. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	6
1.8.1. Objetivo general	6
1.8.2. Objetivos específicos	6
CAPITULO 2: Marco Teórico	7

2.1. Antecedentes Investigativos	7
2.2. Marco legal	7
2.3. Modelación Estructural	8
2.4. Secciones Compuestas	8
2.4.1. Principales características de la sección compuesta	9
2.4.2. Propiedades de los materiales que componen una sección compuesta. (Conceptos para Redimensionamientos)	10
2.4.2.1. Propiedades mecánicas del hormigón.	10
2.4.2.2. Propiedades mecánicas del acero estructural.	13
2.5. Columnas Compuestas	14
2.6. Vigas Compuestas	17
2.6.1. Viga-Losa Compuestas (Interacción Viga-Losa).	20
2.6.2. Elementos constituyentes de una losa compuesta.	20
2.7. Análisis Estructural	22
2.7.1. Análisis sísmico dinámico modal espectral	22
2.8. Peligro Sísmico	22
2.8.1. Sismo de diseño y factor zona Z	23
2.8.2. Clasificación del suelo en el sitio	23
2.8.3. Coeficientes de perfil de suelo	24
2.8.4. Espectro de Diseño	24
2.8.5. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	25
2.8.6. Derivas de piso	25
2.8.7. Regularidad/configuración estructural	26

2.8.8. Carga sísmica reactiva W	27
2.8.9. Periodo de vibración	28
2.8.10. Factor de reducción	29
2.8.11. Cortante Basal	29
2.9. Diseño Estructural	29
2.9.1. Diseño con LRFD (Diseño por factores de carga y resistencia)	30
2.9.2. Definición de las cargas de diseño	31
2.9.3. Clasificación de las secciones según su relación ancho/espesor	31
2.9.4. Criterio Columna Fuerte-Viga débil	32
2.9.5. Conectores	32
2.9.6. Estados límites de falla	34
2.9.6.1. Estados límites de resistencia	35
2.9.6.2. Estados límites de servicio	37
CAPITULO 3: PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ESTRUCTURAS METÁLICAS PARA CUBIERTAS A BASE DE PERFILERÍA METÁLICA.	38
3.1. INTRODUCCIÓN	38
3.2. PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	40
3.2.1. ETAPAS DEL PROCESO DE DISEÑO	41
3.3. FASE CONCEPTUAL DEL DISEÑO APLICADO A ESTRUCTURAS DE CUBIERTA	46
3.3.1. ETAPA DE CONCEPTUALIZACIÓN GEOMÉTRICA.	46
3.3.1.1. Configuración geométrica del techo.	48
3.3.1.2. Etapa de estructuración	55

3.3.1.3. Etapa de estructuración.....	56
3.4. FASE DE ANALÍTICA (FASE DE CÁLCULO) APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO.....	65
3.4.1. ETAPA DE ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS DE CUBIERTA.....	66
3.4.1.1. Análisis de cargas	66
3.4.2. ETAPA DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	73
3.4.2.1. Métodos de diseño.....	76
3.4.3. ETAPA DE REVISIÓN	77
3.5. PLANOS ESTRUCTURALES DE CUBIERTA METÁLICA.....	77
CAPITULO 4: EJECUCIÓN DEL MODELO PRELIMINAR EN SOFTWARE SAP 2000	80
4.1. SIMBOLOGÍA BASE.....	81
4.2. DEFINICIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	84
4.3. INGRESO DE CARGAS	86
CAPITULO 5: RESULTADOS	95
5.1. Resultados de la Modelación	95
5.1.1. Participación Modal de las Masas	95
5.1.2. Comparación de Análisis Dinámico con el Análisis Estático.....	96
5.1.3. Cumplimiento de Estados Límites de Servicio.....	101
5.1.3.1. Deformaciones Permisibles por Cargas Gravitacionales.....	101
5.1.3.2. Desplazamiento Lateral.....	103
5.1.4. Esfuerzos en Elementos	106
5.2. Refuerzo de la Estructura	111

5.2.1. Ejecución del Modelado de Sistema de Reforzamiento Estructural en SAP200	112
5.2.2. Sistema de Reforzamiento Estructural	112
5.2.2.1. Definiciones de los Elementos Estructurales	113
5.2.2.2. Participación Modal de las Masas	114
5.2.2.3. Comparación de Análisis Dinámico con el Análisis Estático	115
5.2.3. Cumplimiento de Estados Límites de Servicio	118
5.2.3.1. Desplazamiento Lateral	118
5.2.3.2. Relación Demanda-Capacidad	119
CONCLUSIONES	120
RECOMENDACIONES	121
REFERENCIAS	122
ANEXOS	124

LISTA DE FIGURA

Figura 1	5
Figura 2	11
Figura 3	14
Figura 4	15
Figura 5	16
Figura 6	16
Figura 7	18
Figura 8	19
Figura 9	19
Figura 10	20
Figura 11	21
Figura 12	25
Figura 13	27
Figura 14	27
Figura 15	33
<i>Figura 16</i>	33
Figura 17	34
Figura 18	35
Figura 19	36
Figura 20	36
Figura 21	37

Figura 22.	52
Figura 23.	52
Figura 24.	53
Figura 25.	54
Figura 26.	60
Figura 27.	62
Figura 28.	64
Figura 29.	65
Figura 30.	69
Figura 31.	70
Figura 32.	71
Figura 33.	72
Figura 34.	74
Figura 35.	79
Figura 36.	81
Figura 37.	82
Figura 38.	83
Figura 39.	85
Figura 40.	85
Figura 41.	86
Figura 42.	87
Figura 43.	88
Figura 44.	89

Figura 45.	90
Figura 46.	90
Figura 47.	92
Figura 48.	93
Figura 49.	94
Figura 50.	95
Figura 51.	98
Figura 52.	99
Figura 53.	100
Figura 54.	102
Figura 55.	102
Figura 56.	103
Figura 57.	104
Figura 58.	104
Figura 59.	105
Figura 60.	106
Figura 61.	107
Figura 62.	107
Figura 63.	108
Figura 64.	109
Figura 65.	110
Figura 66.	111
Figura 67.	113

Figura 68.	114
Figura 69.	114
Figura 70.	117
Figura 71.	118
Figura 72.	118
Figura 73.	119

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	12
Tabla 2.	23
Tabla 3.	24
Tabla 4.	26
Tabla 5.	28
Tabla 6.	31
Tabla 7.	42
Tabla 8.	50
Tabla 9.	51
Tabla 10.	68
Tabla 11.	75
Tabla 12.	81
Tabla 13.	84
Tabla 14.	84
Tabla 15.	84
Tabla 16.	87
Tabla 17.	96
Tabla 18.	96
Tabla 19.	97
Tabla 20.	101
Tabla 21.	103

Tabla 22.	113
Tabla 23.	115
Tabla 24.	115
Tabla 25.	116

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1.	28
Ecuación 2.	29
Ecuación 3.	30
Ecuación 4.	32

“ANÁLISIS Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE REFUERZO O DE HORMIGÓN”

Autor: Aquino Pincay Ricardo Fabián

Tutor: Ing. Raúl Villao Vera

RESUMEN

La presente tesis de “Análisis y predimensionamiento de estructuras de acero de refuerzo o de hormigón”. Tiene como propósito principal es analizar sistema estructural del galpón industrial mediante el análisis sismorresistente, usando criterios del diseño concurrente permitió plasmar de manera concreta las necesidades del cliente, se determinó que, el galpón industrial aporticada es la mejor opción en cuanto a los requerimientos planteados. Con un análisis computacional donde se verificó la relación demanda/capacidad de una viga y una columna crítica, esto mediante el proceso analítico establecido en el AISC y se comprobó que el software aplicaba de manera correcta la normativa, habiendo una diferencia menor al 1% entre ambos resultados.

Palabras claves: galpón Industrial, predimensionamiento, pórticos, sismoresistente

ABSTRACT

This thesis, titled "Analysis and Preliminary Design of Steel Reinforcement or Concrete Structures," aims to analyze the structural system of the industrial warehouse through seismic resistance analysis. Using concurrent design criteria allowed us to concretely capture the client's needs, and it was determined that the industrial portal frame is the best option in terms of the stated requirements. A computational analysis verified the demand/capacity ratio of a critical beam and column using the analytical process established in the AISC, confirming that the software correctly applied the standards, with a difference of less than 1% between the results.

Keywords: Industrial warehouse, preliminary design, portal frames, seismic resistance

CAPITULO 1: GENERALIDADES ANTECEDENTES

1.1. BASES Y DATOS PARA PREDIMENSIONAMIENTOS DE ESTRUCTURAS.

Este Proyecto tiene como objetivo explicar las Bases e Ilustrar la aplicación de los métodos que se emplean en la Práctica del Análisis y Diseño de Estructuras Metálicas para lograr un resultado óptimo y una seguridad adecuada entre los diferentes efectos para los cuales esté expuesto.

En este debemos indicar que para las Bases de Apoyo de la Galpón Predimensionaremos con el Área mínima en Columnas de Hormigón Armado considerando el 1% al 3% del Área Gruesa, y partiendo de esto Nuestro Análisis y Predimensionamiento se fijará más en GALPÓN Y SU CAPACIDAD PORTANTE para las cargas calculas y modeladas en el espectro a ser calculado

El Acero Estructural es considerado como un material óptimo para la construcción de diversas edificaciones debido a las muchas ventajas con respecto a otros materiales. La materia prima para la fabricación del acero es el mineral de hierro, coque y caliza. Mineral de hierro: tiene u color rojizo debido al óxido de hierro.

Para obtener una tonelada de arrabio, se requieren aproximadamente las siguientes cantidades de materia prima:

- 1600 Kg. de material de hierro
- 700 Kg. de coque
- 200 Kg. de piedra caliza
- 4000 Kg de aire inyectado gradualmente

Los hornos de hoyo abierto se cargan con las cantidades indicadas, mismo que se introducen con algo de chatarra para reciclarlo mediante grúas mecánicas. Además, se agregan 200 Toneladas de arrabio líquido para

completar la carga. Dentro del horno, la carga formada por 1/3 de chatarra y 2/3 partes de arrabio. Se refina por calor producido al quemar gas natural o aceite diesel y alcanzar temperaturas mayores a los 1650 °C.

Durante 10 horas se mantiene la mezcla en ebullición eliminando las impurezas y produciendo así el acero, Algunos otros elementos como silicio, manganeso, carbono, etc, son controlados en la proporción requerida para el acero a producir. La caliza fundida aglutina las impurezas de la carga retirándola de acero líquido y formando la escoria que flota en la superficie. Mientras tanto se realizan pruebas para verificar la calidad del acero.

Cuando la colada alcanza las especificaciones y condiciones requeridas se agregan “ferroligas” (Substancias para hacer aleaciones con el hierro y dar propiedades especiales)

Después de alcanzar las condiciones de salida, la colada se “pica” con un explosivo detonado eléctricamente, permitiendo la salida del acero fundido para recubrirse en ollas de 275 toneladas c/u de donde se vacía a los lingotes de 9 a 20 toneladas.

1.2. DESCRIPCIÓN PARA PREDIMENSIONAMIENTO

El presente trabajo propone realizar un diseño de una edificación de tres plantas con sección compuesta empleando el método LRFD (Diseño por factores de carga y resistencia), además efectuar un análisis dinámico utilizando el espectro de diseño para conocer los diferentes parámetros tales como: Deriva de piso (Desplazamientos) y periodos presentes en la estructura.

Para este análisis se utiliza el software SAP 2000, el mismo que determina con mayor precisión el comportamiento de la estructura en respuesta ante un evento sísmico.

En los capítulos del presente texto se da una introducción a la modelación y análisis estructural de edificaciones con secciones compuestas, para lo cual se emplean las diferentes normas y códigos tales como: NEC-15, ACI-318, AISC2010, Publicaciones del IPAC, que se aplican en los diferentes procesos del diseño estructural.

1.3. INTRODUCCIÓN

La finalidad del presente trabajo es realizar un diseño para una edificación de tres plantas con sección compuesta, considerando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) para la parte sísmica y modelándolo a través del software Sap 2000. El programa permite realizar un análisis más preciso, el cual determina diferentes parámetros al momento de establecer un diseño sismo resistente.

El método dinámico espectral, utilizado para determinar la participación de la masa (90%) y derivas de piso de la edificación sea esta METÁLIZA O DE HORMIGÓN ARMADO, considerando el espectro de diseño como componente primordial, el cual se lo define mediante el tipo de suelo en la NEC-15 con el objeto de establecer las posibles respuestas a partir de sus deformaciones en los elementos de la edificación y frecuencias en cada nivel o piso.

Referente al diseño y comportamiento estructural ante un evento sísmico de fuerte magnitud, los diferentes criterios a considerar en este tipo de proyectos han ido evolucionando gracias al avance de investigaciones en el área que ofrecen mejoras para poder implementarlas en las diferentes etapas del diseño, reduciendo el porcentaje de pérdidas humanas y daños estructurales.

1.4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Actualmente en el Ecuador, los acontecimientos de los últimos años como el sismo de 7.8 grados en la escala de Richter del 16 de abril del 2016, que afecto grandemente a la población de la zona costera ocasionando enormes

daños debido a las deficiencias en el cálculo estructural y los diferentes procedimientos empleados en la ejecución de estos que causan pérdidas humanas y materiales.

Nuestro país se encuentra en la zona denominada Cinturón de Fuego del Pacífico que es de alta peligrosidad sísmica, lo que hace tomar conciencia al momento que se va a diseñar una estructura, tomando en cuenta las diferentes consideraciones al ejecutar el proyecto, las cuales nos brindan los diferentes métodos tales como: Análisis dinámico espectral y Análisis no lineal a emplearse en el diseño sísmico, con la ayuda de un software que nos permite conocer los diferentes comportamientos de la estructura.

1.5. JUSTIFICACIÓN

Ante los últimos acontecimientos en el país, el INGENIERO CIVIL tiene como objetivo principal mitigar los daños que presentan las diferentes estructuras ante sismos de magnitud considerable, por lo que en el presente trabajo se efectúa un diseño para una GALPÓN INDUSTRIAL mediante el software SAP 2000 para simular el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico.

Las estructuras deben diseñarse para soportar las diferentes fuerzas que se producen durante un suceso sísmico, presentándose de forma imprevista, para esto se deben realizar los diseños estructurales, siguiendo la NEC-15 así como Normas y Códigos Internacionales.

1.6. OBJETO DEL ESTUDIO

El objeto del presente estudio es diseñar una ESTRUCTURA METÁLICA que cumpla con todos los parámetros requeridos, realizando un pre-dimensionamiento tomando como guía la NEC-15 y otras normativas,

efectuando un análisis dinámico para entender el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos.

1.7. UBICACIÓN DONDE SE CONSTRUIRÁ

El presente proyecto que se pretende concebir está Ubicado en la Parroquia José Luis Tamayo del Cantón Salinas de la Provincia de Santa Elena, el cual será un aporte importante para diferentes análisis estructurales a realizarse y así poder contribuir a futuras generaciones de Ingenieros Civiles.

Figura 1.

Ubicación.



Nota: PLANO GENERAL SALINAS

1.8. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.8.1. Objetivo general

Realizar un modelamiento, análisis y diseño estructural para el galpón Industrial aplicando las normas NEC-15, AISC 2010 mediante el software SAP 2000.

1.8.2. Objetivos específicos

- Modelar el Galpón Industrial con sección Predimensionada a través del software Sap 2000.
- Diseñar la estructura aplicando el método LRFD (Diseño por factores de carga y resistencia).
- Determinar si el galpón cumple con los parámetros de diseño sísmico establecidos en la NEC-15.

CAPITULO 2: Marco Teórico

2.1. Antecedentes Investigativos

Los diseños estructurales están supeditados a las diferentes normas (NEC; ACI318; AISC), el profesional en el área debe priorizar la integridad del ser humano al momento de realizar los diseños de las diferentes estructuras. Países como Ecuador y México sufrieron el colapso total y parcial de las estructuras, en el año 2016 y 2017 con magnitudes de 7.8 y 7.1 en la escala Richter respectivamente.

Las Estructural Metálicas y losas combinadas aparecieron hasta finales de la década de 1930 para suplir las losas de hormigón armado, a estas no se las proyectaba como secciones compuestas, sino simplemente como secciones parciales de acero y hormigón sin elementos conectores. En 1950 en San Luis (EE.UU.) fue la primera vez que se dio un sistema compuesto de placa colaborante que para conseguir adherencia entre los dos elementos incorpora una serie de hilos de acero soldados transversalmente a la placa.

En España en 1966 se hizo una publicación sobre la primera obra dedicada a la integración de sección compuesta, en dicha publicación se propone el cálculo mediante análisis elástico, y la comprobación de las secciones mediante el criterio de tensiones admisibles. El American Institute of Steel Construction (AISC), es un instituto regulador en la industria del acero y diseño estructural, cuya misión es hacer del acero el material líder en un proceso constructivo, (Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, 2015).

2.2. Marco legal

El presente proyecto se va a fundamentar en normas y especificaciones técnicas para la construcción de edificaciones dentro del territorio ecuatoriano. Las normas de construcción son obligatorias implementarlas para cumplir con los requerimientos básicos de construcción, utilizando las siguientes:

- AISC 360-10; American Institute of Steel Construction.
- NEC-SE-AC; Estructura de Acero.
- NEC-SE-HM; Estructuras de Hormigón Armado.
- NEC-SE-DC; Peligro Sísmico, diseño sismorresistente.
- ACI 318-14; American Concrete Institute.

2.3. Modelación Estructural

Definimos por modelación estructural al proceso por el cual se genera una idea matemática mediante el cual se representa el comportamiento de la estructura. Por ello este proceso nos conlleva a la toma de decisiones con respecto a los siguientes aspectos: geometría de la estructura, propiedades de los materiales que la componen, magnitud y ubicación de las cargas permanentes y variables, los diferentes componentes que la representan, las conexiones internas entre estos elementos, los apoyos externos y la interacción de la estructura con el suelo, (López Delgado, 1997).

2.4. Secciones Compuestas

En el mundo de la construcción la combinación más frecuente de materiales es la que se da entre el acero y el hormigón, no importa si estos trabajan juntos o por separados, estos sirven para soportar las diferentes cargas a la cual será sometida la estructura.

El detalle, diseño y propiedades de los materiales ligados a las partes de acero de refuerzo en la construcción compuesta deben cumplir con las solicitaciones de diseño para concreto reforzado y barras de refuerzo, estipuladas por la normativa de edificación, (American Institute of Steel Construction, 2010).

Ventajas principales de la construcción compuesta:

- Optimización del material
- Claros libres más grandes
- Mayor resistencia a la corrosión

- Mayor resistencia a incendios
- Rapidez de construcción
- Menor costo de construcción

Desventajas principales de la construcción compuesta:

- Uso de conectores especiales y trabajo adicional respecto a la construcción convencional, para lograr que el acero y el hormigón trabajen en conjunto.
- Es necesario combinar dos especialidades (construcción en concreto reforzado y en acero).
- Implica dos materiales que conforman un elemento estructural o dos que trabajan conjuntamente y que se deforman como una unidad.

2.4.1. Principales características de la sección compuesta

Las características básicas de una estructura compuesta son las siguientes:

- Aspecto Estructural
- Aspecto Constructivo
- Aspecto Estético

Aspecto Estructural: Una construcción compuesta consta de tres elementos fundamentales:

- Hormigón
- Metal
- Conector

El área de hormigón está obligada a deformarse en conjunto con el acero por la acción de cargas permanentes y accidentales, por esto la función de los conectores es la de evitar o controlar los deslizamientos relativos de ambos materiales.

Aspecto Constructivo

- La sección hormigón se la puede fabricar in situ o prefabricarse en taller.
- La sección acero puede ser formada por perfiles laminados o plegados, placas, tubos; soldadas, atornillada; con disposición de alma llena, celosía o aligerada, etc.
- La conexión se la puede realizar antes o después del endurecimiento del hormigón, etc.

Aspecto Estético: La construcción con sección compuesta nos proporciona nuevas combinaciones que nos brindan las diferentes formas del acabado de la estructura.

2.4.2. Propiedades de los materiales que componen una sección compuesta. (Conceptos para Redimensionamientos)

2.4.2.1. Propiedades mecánicas del hormigón.

Para la construcción de estructuras de hormigón simple, reforzado, preesforzado, etc., utilizamos las propiedades mecánicas del hormigón en estado de fraguado, entre las que mencionamos:

- Resistencia a la compresión
- Módulo de elasticidad
- Ductilidad
- Resistencia a la tensión
- Resistencia al corte
- Flujo plástico

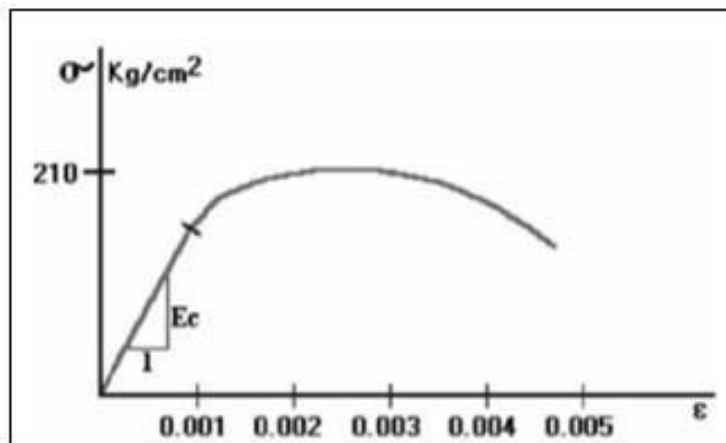
Resistencia a la compresión: Esta se determina mediante muestras cilíndricas estandarizadas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, estas serán llevadas hasta el estado de rotura aplicándoles cargas en aumento durante cierto tiempo de una forma rápida, evaluándose la resistencia del concreto a los 28 días del fraguado.

La resistencia a la compresión de hormigones normales es de 210 – 280 Kg/cm² y de mediana resistencia es de 350 – 420 Kg/cm² los cuales están dominados por la relación agua/cemento y por el nivel de compactación, mientras que > 420 Kg/cm² influye la resistencia de los agregados.

Módulo de elasticidad. - En la figura #2 se presenta que la pendiente de la curva en el rango del comportamiento lineal lleva el nombre de Módulo de Elasticidad del material o Módulo de Young, cuyo símbolo es E_c .

Figura 2.

Módulo Elasticidad Hormigón.



Nota: Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, (2015)

Ductilidad: La definimos como la capacidad que tiene un material de deformarse no linealmente, (Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, 2015).

En la tabla 1 se menciona los valores aproximados de ductilidad por deformación de los hormigones, en función de la resistencia a la compresión.

Tabla 1.

Índice de ductilidad por deformación

Resistencia a la Compresión (Kg/cm²)	Índice de Ductilidad por deformación
210	4.5 – 6.0
280	3.5 – 4.5
350	3.0 – 3.5
420	2.5 – 3.0
630	2.0 – 2.5
840	1.5 – 2.0

Nota: Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, (2015)

Resistencia a la tensión: Esta resistencia varía entre el 8 y 15% de la resistencia a la compresión, por lo que el hormigón es un material que no tiene resistencia a la tracción. Por esta razón es que en el hormigón armado los esfuerzos de tracción son asimilados por el acero estructural, (McCormac & Brown, 2011).

Resistencia al corte: Ya que las fuerzas cortantes se transforman en tracciones diagonales, la resistencia al corte del hormigón (V_c) en elementos pre-esforzados tiene órdenes de magnitud y comportamiento iguales a la resistencia a la tracción, (American Concrete Institute, 2014).

Flujo plástico: Si el hormigón es sometido a cargas de larga duración, el material se deforma de manera instantánea en el momento inicial de la carga y una deformación adicional a largo plazo como producto del flujo plástico del hormigón, esta depende de su resistencia. Para hormigones de 210 – 280 Kg/cm² la deformación diferida es 2.2 veces mayor que la deformación instantánea.

2.4.2.2. Propiedades mecánicas del acero estructural.

El acero está compuesto de hierro, que contiene carbono y pequeñas cantidades de otros elementos químicos metálicos, según su forma se clasifica en:

- **Perfiles estructurales:** Son piezas de acero laminado cuya sección transversal puede ser en forma (I, H, T).
- **Barras:** Son piezas de acero laminado, cuya sección transversal puede ser circular, hexagonal o cuadrada en cualquier tamaño.
- **Planchas:** Son productos planos de acero laminado fabricados a altas temperaturas.

Se utiliza acero en las estructuras para resistir los esfuerzos de tracción, este material es ideal para combinarse técnicamente con el hormigón simple, con lo que se forman el hormigón armado y pre-esforzado.

Rango de comportamiento elástico: Se lo define como el rango en que el acero es sometido a esfuerzos de tracción, sin que esta sufra deformaciones permanentes.

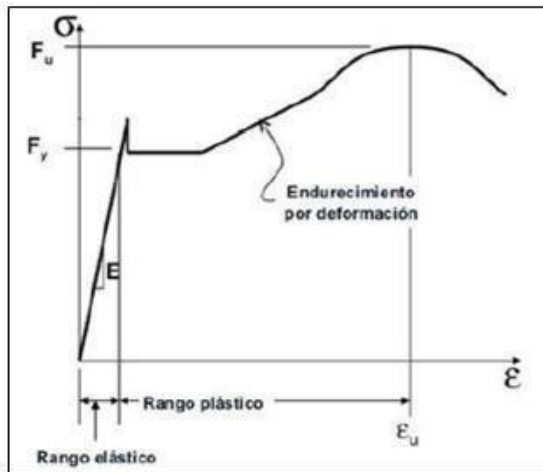
Esfuerzo de fluencia: Se define como el esfuerzo en el cual el acero se sigue deformando sin la necesidad de incrementar los esfuerzos de tracción y se lo identifica con la nomenclatura f_y .

Resistencia a la rotura: Se define como el mayor esfuerzo que puede soportar el acero, previo al colapso del material, se lo identifica con la nomenclatura f_u .

En la figura #3 se representa que el esfuerzo de rotura es mayor al esfuerzo de fluencia.

Figura 3.

Esfuerzo – deformación del acero



Nota: Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, (2015)

Módulo de elasticidad: Se la identifica como la pendiente de la recta que representa el rango elástico de los materiales y en el acero se lo representa como es.

Se puede asumir el valor de $E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$.

Ductilidad: Es la característica que tiene un material para admitir grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión, (McCormac & Csernak, 2015).

2.5. Columnas Compuestas

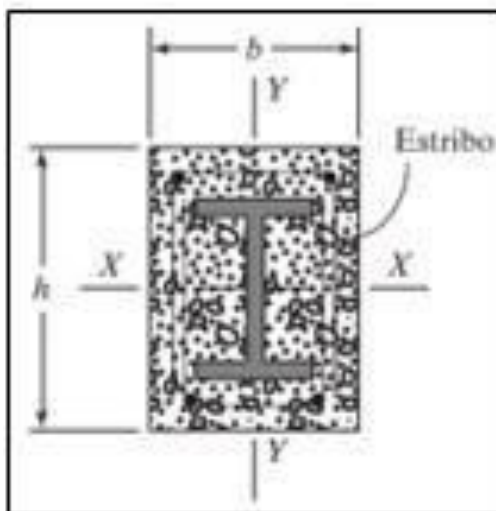
Normalmente las columnas son de hormigón armado o de acero, pero hay ocasiones en que los esfuerzos que deben resistir (tales como tracción, compresión, momento y corte) son muy grandes para elementos convencionales de diseño. En estos casos se pueden diseñar columnas con sección compuesta de acero y hormigón armado.

En las columnas compuestas tenemos dos tipos, la primera son las que el perfil de acero se encuentra embebidas en el hormigón, ya las segunda en la que el hormigón se encuentra dentro de un perfil de acero cerrado.

El primer tipo se las denominan “Steel Reinforced Concrete” (SRC) (figura #4).

Figura 4.

Columna SRC

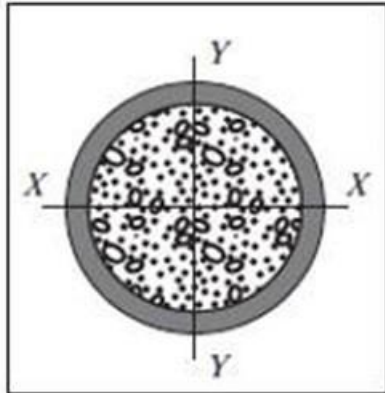


Nota: McCormac & Csernak, (2015).

El otro tipo de columnas son las “Concrete Filled Tube” (CFT) (figura#5); corresponde a un perfil tubular de acero que rodea el hormigón o “Rectangular Concrete Filled Tube” (RCFT) (figura #6) cuando el perfil es rectangular.

Figura 5.

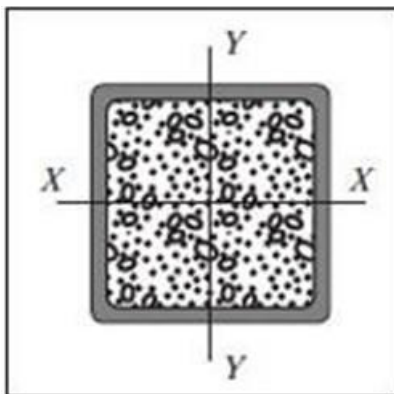
Columna CFT



Nota: McCormac & Csernak, (2015).

Figura 6.

Columna RCFT



Nota: McCormac & Csernak, (2015).

En el American Institute of Steel Construction, (2010), código I2.1. y I2.2.; se menciona las columnas con el perfil de acero embebidas y rellenas en hormigón.

Ventajas principales de las columnas compuestas:

- Se los pueden usar en edificios altos y bajos, se ahogan en concreto para mejorar apariencia o como protección contra el fuego.
- En edificios altos el tamaño de las columnas compuestas es menores que las de concreto reforzado bajo las mismas cargas.
- Ahorro de espacios en los pisos de los edificios.
- En edificios muy altos en ocasiones se colocan en las esquinas columnas muy grandes para aumentar la resistencia a momentos laterales.

Desventajas principales de las columnas compuestas:

- El flujo plástico en las secciones compuestas pueden ser un problema.
- Un problema al usarlas en edificios altos es la dificultad de controlar la rapidez y magnitud de sus acortamientos respecto a los muros de cortante y a las columnas de acero adyacentes.
- Es la falta de conocimientos relativos a la adherencia mecánica entre el concreto y los perfiles de acero.

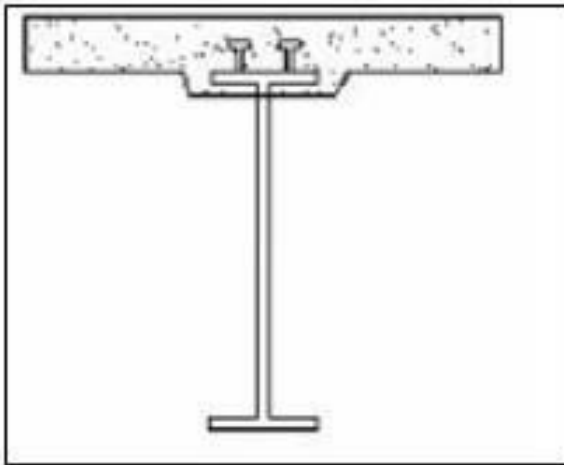
2.6. Vigas Compuestas

Si tenemos una losa de concreto que está apoyada sobre vigas de acero (figura 7), y no existen medios para transferir los esfuerzos cortantes entre ambos elementos, se tiene una sección en la que trabajan por separado, pese a esto esta construcción es segura, porque la losa se flexiona junto con la viga cuando se aplican cargas. En este tipo de vigas el eje neutro en ocasiones queda dentro de la losa (figura 8), por lo que la parte superior del eje neutro queda en compresión y la parte inferior queda en tensión. Se puede lograr una gran resistencia haciendo que trabajen juntos la losa de concreto y la viga de acero, (Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, 2015).

Se muestra la viga de acero de estos pisos compuestos pueden estar rara vez por lo caro que resulta embebidas en el concreto (figura 9), (McCormac & Csernak, 2015).

Figura 7.

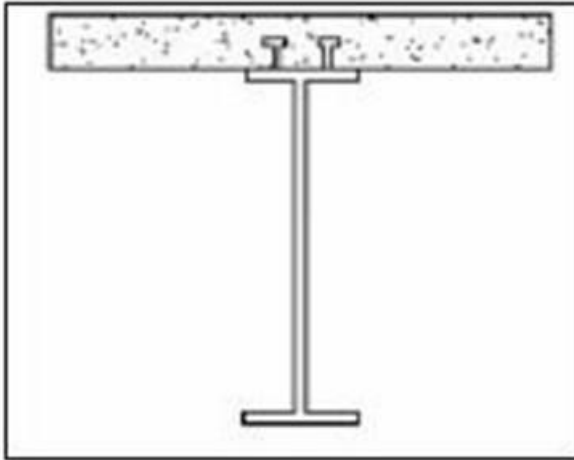
Eje neutro dentro de la losa



Nota: Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, (2015)

Figura 8.

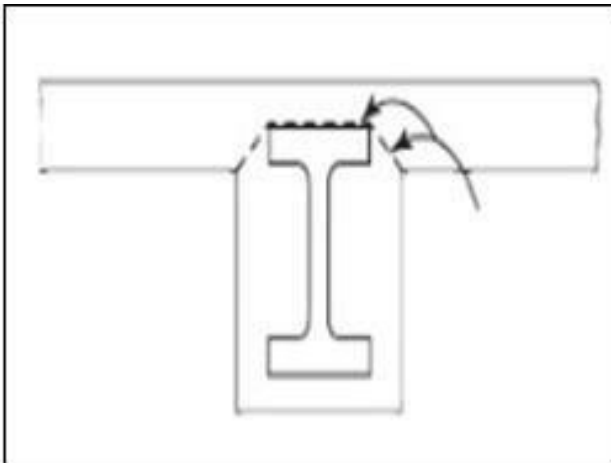
Losa de concreto sobre viga acero



Nota: Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, (2015)

Figura 9.

Viga de acero embebida en concreto



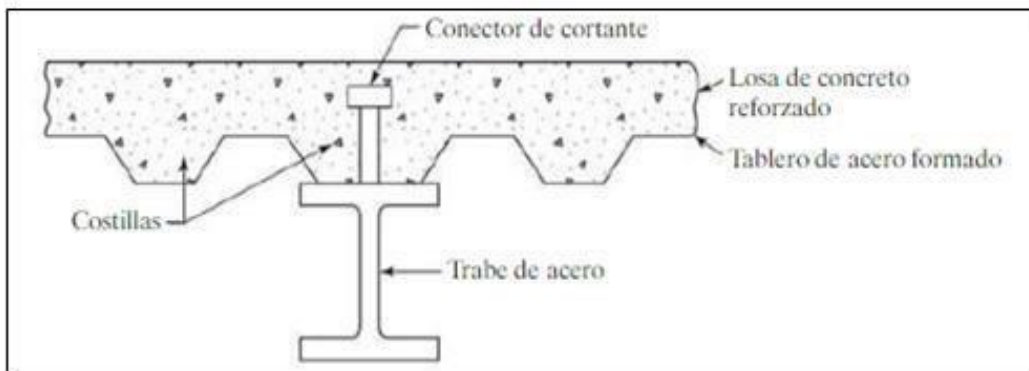
Nota: McCormac & Csernak, (2015).

2.6.1. Viga-Losa Compuestas (Interacción Viga-Losa).

Una losa compuesta cuyo esquema se lo representa en la figura #10, está formada por una placa colaborante de acero, usada como encofrado durante la construcción de la losa capaz de soportar el hormigón vertido, la armadura metálica, la armadura de refuerzo y las cargas de ejecución mismas que funcionan solidariamente con el hormigón una vez fraguado, (Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, 2015).

Figura 10.

Esquema constructivo Viga-Losa



Fuente: McCormac & Csernak, (2015).

2.6.2. Elementos constituyentes de una losa compuesta.

- Placa colaborante: En esta clase de losa se emplean diversos tipos de placas perfiladas; en la figura #11 se muestran algunos. Se presentan diferentes formas, profundidades y separaciones entre nervios, anchos, recubrimiento lateral, rigidizadores planos y conexiones mecánicas entre la placa colaborante de acero y el hormigón, (Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, 2015).

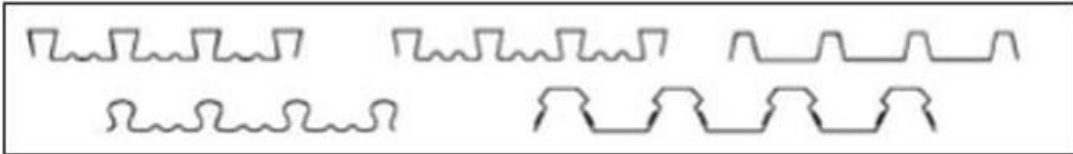
Las características principales de la placa perfilada son las siguientes:

- Espesores comprendidos entre 0.75 mm y 1.5 mm, en la mayoría de los casos entre 0.75 mm y 1 mm.

- Profundidades que van desde 40 mm hasta 80 mm.

Figura 11.

Tipos de placas metálicas



Nota: Espinoza Quezada & Rodríguez Fernández, (2015)

En relación con la forma de la sección de hormigón pueden establecerse los siguientes tipos:

- Losas rectangulares, o con nervios reducidos, que se apoyan directamente sobre las secciones metálicas.
- Losas rectangulares con nervios muy peraltados apoyados directamente sobre la sección metálica.
- Losas rectangulares o con nervios reducidos que recubren las secciones metálicas.
- Losas rectangulares con nervios peraltados que recubren las secciones metálicas.
- Secciones de hormigón inferior colaborante que recubre parte del perfil metálico.

En relación con la constitución de la losa y de sus nervios, pueden establecerse los siguientes grupos:

1. Losas fabricadas in situ.
2. Losas semi-prefabricadas.
3. Losas prefabricadas.

2.7. Análisis Estructural

Lo definimos como el estudio del comportamiento de la estructura, la estructura es dato y mediante su análisis obtenemos el funcionamiento bajo determinadas condiciones. Se necesita analizar una estructura si queremos conocer cómo es su deformación ante una hipotética carga. El análisis válida o inválida las decisiones de diseño, cuando no se cuenta con procedimientos de cálculo capaces de definir la estructura, (Cárceles. J. A. G., 1990).

2.7.1. Análisis sísmico dinámico modal espectral

Al estar las edificaciones sometidas a eventos sísmicos estas tienen un comportamiento dinámico y no estático, y para analizarlas se requiere de factores por motivo de la irregularidad tanto del suelo como por la manera de ser construidas las edificaciones, (Alcalá, 2014).

Para este análisis trabajamos con las masas de la estructura que son de dos tipos la primera son las masas traslacionales (eje X, Y) siempre y cuando la estructura está desplazada en estos ejes y como segundo tipo son las masas rotacionales (eje Z); podemos decir que es la suma de un análisis modal y un análisis espectral.

El análisis modal es el estudio de la vibración que tienen las estructuras, esto me da como información el periodo y el porcentaje de la masa participativa.

En el análisis espectral utilizamos en sí el espectro de respuesta aquí obtengo el desplazamiento y las acciones de las fuerzas (carga axial, carga cortante, momento flector

2.8. Peligro Sísmico

Definimos peligro sísmico como la medición de la frecuencia e intensidad de un sismo para un sitio determinado. En obras de mayor importancia se deben efectuar estudios de riesgo sísmico y para pequeñas estructuras se puede

diseñar con estudios de zonificación sísmica de cada país, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

2.8.1. Sismo de diseño y factor zona Z

El factor de zona Z simboliza a la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, además este factor se lo expresa como fracción de la aceleración de la gravedad, estos varían de 0.15 hasta mayor a 0.5, que se identifican de intermedio hasta muy alta de peligro sísmico dependiendo del lugar de construcción, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

La zonificación sísmica para el diseño proviene del estudio de peligro sísmico del lugar de construcción con el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 475 años), hay varias categorías de frecuencia y amenaza sísmica, de lo cual el sismo de diseño a considerar será el más severo, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Tabla 2.

Factor de zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015)

2.8.2. Clasificación del suelo en el sitio

Corresponde a 30 metros de perfil del sitio que representa a los tipos de suelo A, B, C, D, E, F; en el cual el perfil del suelo más bajo está representado por A (roca dura), que da una fuerza sísmica de diseño baja; por otro lado, las clases de suelo más altas C, D y E dan fuerza de diseño más alta; ya establecido la clase de suelo a utilizar determinamos los factores de sitio para el espectro de respuesta, (McCormac & Brown, 2011).

Tabla 3.

Perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción
A	Perfil de roca competente
B	Perfil de roca de rigidez media
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda
D	Perfiles de suelos rígidos
E	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas
F	Este tipo de perfil requiere una evaluación realizada en el sitio por un Ingeniero Geotecnista

Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015).

2.8.3. Coeficientes de perfil de suelo

Los coeficientes de perfil del suelo son valores de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

- Fa: Amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
- Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.
- Fs: Comportamiento no lineal de los suelos.
- Los coeficientes Fa, Fd, Fs a utilizarse se seleccionará de la tabla (Ver Anexo 1)

2.8.4. Espectro de Diseño

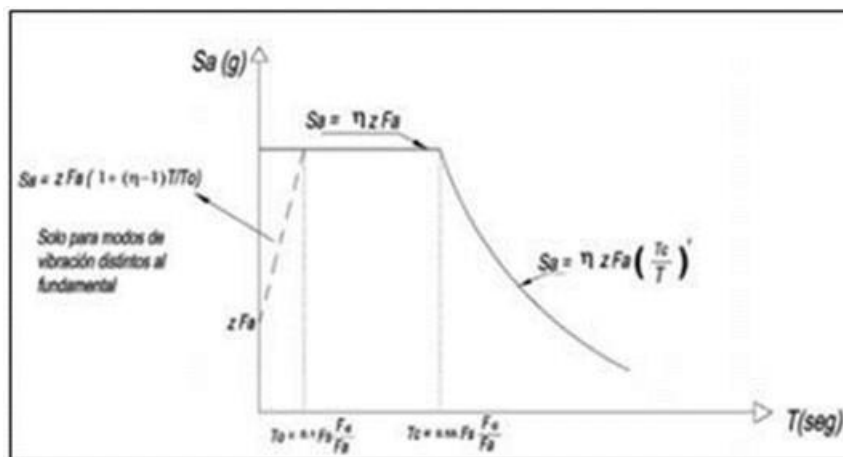
Se basa esencialmente en las características tectónicas, sismológicas, geológicas y tipo de suelo donde se elaborará la construcción. Es de tipo elástico y tiene una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5% para

poder interpretar los efectos dinámicos del sismo de diseño, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Los factores n y r dependen de la región y tipo de suelo donde se construirá la edificación.

Figura 12.

Espectro elástico de diseño



Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015).

2.8.5. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

El empleo del edificio es una consideración importante para el diseño sísmico, el factor I tiene como objetivo incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, ya que por sus distintas características de empleo deben permanecer operativas o sufrir el menor daño posible durante y después de la ocurrencia del sismo, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

2.8.6. Derivas de piso

Es un desplazamiento lateral de un piso de la estructura con respecto al piso siguiente, a partir de la cual se mide en dos puntos posicionados en la misma

dirección vertical de la edificación haciendo la diferencia del desplazamiento superior con el inferior, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Tabla 4.

Derivas de piso

Estructura de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015).

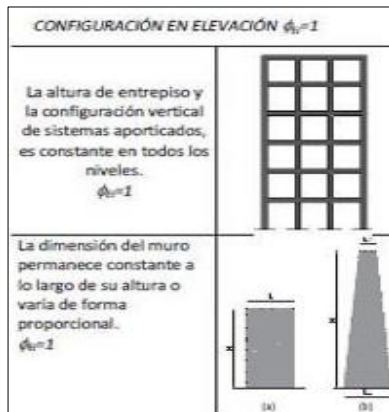
2.8.7. Regularidad/configuración estructural

La configuración estructural de una edificación debe ser lo más regular posible para que tenga un buen desempeño sísmico, tanto en planta como en elevación, hay casos en que la configuración es más compleja ya que presentan cambios de rigidez de la estructura, estas modificaciones deben eludirse para evitar acumulación de daño en algunos componentes en relación de la ductilidad del sistema y por lo cual no se la recomienda, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Los valores para utilizar se seleccionarán de las figuras #13 y #14 que se presentan a continuación:

Figura 13.

Configuraciones estructurales recomendadas



Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015)

Figura 14.

Configuraciones estructurales no recomendadas



Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015).

2.8.8. Carga sísmica reactiva W

Caso general: $W = D$, siendo D la carga muerta total de la estructura.

Caso especial: bodegas y almacenaje se considera por lo menos el 25% de la carga viva del piso más la carga muerta de la estructura.

2.8.9. Periodo de vibración

El periodo de vibración T es el valor más alto que se presenta en la estructura en la dirección horizontal, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Ecuación 1.

Periodo vibración

$$T = C_t * h n^\alpha$$

Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015)

La tabla 5 nos presenta los valores de C_t y α , los cuales dependen del tipo de estructura:

Tabla 5.

Valores C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramientos	0,072	0,8
Con arriostramientos	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0,055	0,75

Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015).

2.8.10. Factor de reducción

Este factor nos permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, el cual es utilizado siempre y cuando las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con una adecuada ductilidad, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

El coeficiente R a utilizarse se seleccionará de la tabla (Ver Anexo 3).

2.8.11. Cortante Basal

Lo definimos como la fuerza total de diseño por cargas laterales, que se la aplica en la base de la estructura, es el resultado del sismo de diseño con o sin reducción. Se lo identifica con la letra V.

Ecuación 2.

Cortante Basal

$$V = \frac{S_a(T_a)I}{R E P} W$$

Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015)

2.9. Diseño Estructural

Lo definimos como el proceso general que nos lleva a la definición de una estructura. La incógnita es la estructura y los datos son los requisitos generales como el tipo de edificio, las alturas, las partes estructurales, etc. Para diseñar la estructura se debe definir todos sus elementos, lo que nos lleva al cálculo de todos ellos. El diseño dispone el orden del proceso de determinación usando las herramientas disponibles en cada nivel, (Cárceles. J. A. G., 1990).

2.9.1. Diseño con LRFD (Diseño por factores de carga y resistencia)

Este método de diseño se fundamenta en las definiciones de estado límite. Este término se refiere a describir una condición en que la estructura o una parte de ella dejan de llevar a cabo su función. Existen dos tipos de estados límites el de resistencia y el de servicio.

Esta especificación se concentra en requisitos relativos a los estados de resistencia y le brinda al proyectista un cierto grado de libertad en el de servicio. Esto no quiere decir que el estado de servicio no sea relevante, pero hay que darle más importancia a la seguridad de la gente. Incluye características de los procesos de diseño integradas con el diseño último, el diseño plástico y el diseño al límite o el diseño por colapso.

En este método las cargas de trabajo o servicio se las multiplica por unos factores de seguridad que son mayores que 1.0 en la que obtenemos las cargas factorizadas llamadas cargas últimas (Q_u) las cuales son utilizadas para el diseño de la estructura.

Proporcionamos la estructura para que tenga una resistencia última de diseño necesaria para resistir las cargas factorizadas. Cada estado límite se basa en cargas externas empleadas a la estructura cuando se sobrepasa los valores previstos en dependencia de la naturaleza de la carga, (Coronel Urgiles, 2016).

La filosofía de diseño del LRFD se representa en la siguiente ecuación:

Ecuación 3.

Filosofía LRFD

$$R_u \leq \phi R_n$$

Nota: NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015)

2.9.2. Definición de las cargas de diseño

La carga muerta y viva, además de la carga accidental se las multiplica por unos factores de carga o de seguridad, aquí obtenemos cargas factorizadas, por lo cual el diseño lo realizamos con tales cargas, (McCormac & Brown, 2011).

Entre las combinaciones de cargas tenemos:

Tabla 6.

Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga Primaria
$U= 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U= 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U= 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U= 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U= 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U= 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U= 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Nota: American Concrete Institute, (2014).

Según la (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015) la resistencia requerida debe ser al menos igual al desenlace de las cargas mayoradas en la combinación de cargas mostradas en la Tabla 6.

2.9.3. Clasificación de las secciones según su relación ancho/espesor

Los miembros en un sistema resistente a carga sísmica (SRCS), deben tener alas continuamente conectadas al alma y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder los valores mostrados en la tabla Ver, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

2.9.4. Criterio Columna Fuerte-Viga débil

Este criterio tiene como objetivo contar con un sistema estructural en el cual las columnas por lo general sean más fuertes que las vigas con el fin de forzar el estado límite de fluencia por flexión en las últimas mencionada, (NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Ecuación 4.

Criterio Columna fuerte-viga débil

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}} \geq 1.0$$

Donde:

ΣM_{pc} .- Suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a las juntas.

ΣM_{pv} .-Suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a las juntas.

2.9.5. Conectores

Se conoce como conector al elemento que asegura el trabajo en conjunto del acero estructural con el hormigón. Se debe conocer acerca de los sistemas de anclajes, que son de dos tipos; el primero por medio de conectores soldados y el segundo por medio de un sistema de pernos clavados.

- Conector empernado.

Figura 15.

Conector empernado



Nota: McCormac & Csernak, (2015).

- Conector soldado.

Figura 16.

Conector soldado



Nota: (McCormac & Csernak, 2015)

Los conectores se dividen en función de su flexibilidad en tres grupos:

- 1) Rígidos.
- 2) Flexibles o semirrígidos.
- 3) Deslizantes o muy flexibles.

Conectores rígidos: Aquí se producen movimientos de deslizamientos entre el hormigón y la sección metálica muy pequeñas aun estando próximas las acciones a la rotura de la conexión.

Figura 17.

Conector rígido



Nota: Construcciones y Aceros S.A., n.d.

Conectores flexibles: En este se producen débiles deslizamientos entre el acero y el hormigón, y relativamente elevado cuando las acciones sobre el conector se aproximan a la rotura de este.

Conectores deslizantes: Aquí se producen grandes deslizamientos entre el hormigón y el acero que deben estar incluidos en el cálculo.

2.9.6. Estados límites de falla

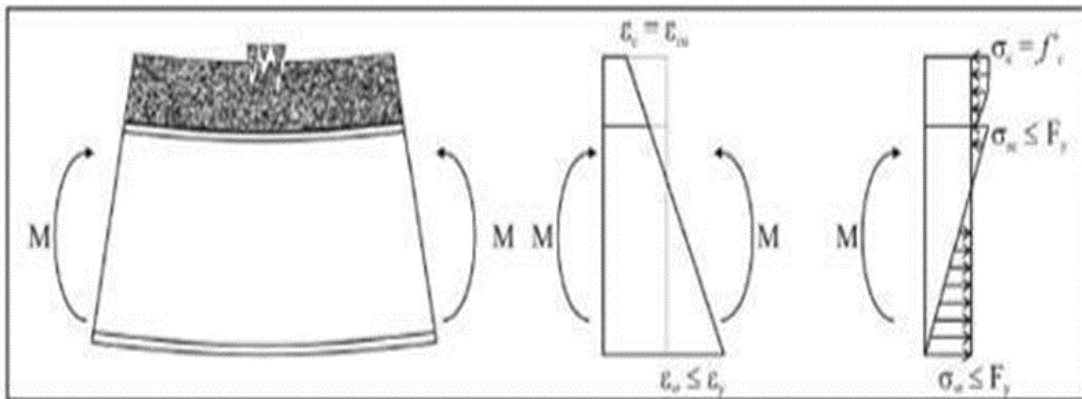
Se conoce a este punto como la condición en la cual un elemento estructural o toda la estructura dejan de llevar a cabo la función para la cual fue construida. Hay dos clases de estados límites de falla, tenemos el de resistencia y el de servicio, en los cuales el calculista debe de prevenirlos, más que todo el estado de resistencia, ya que implica la seguridad de la vida humana.

2.9.6.1. Estados límites de resistencia

Falla a compresión del hormigón: Esta se produce en elementos a flexión cuando en la fibra superior del hormigón se sobrepasa la capacidad de resistencia a la compresión f'_c , en la cual se produce la falla sin que el acero haya alcanzado una fluencia significativa.

Figura 18.

Falla a compresión del hormigón

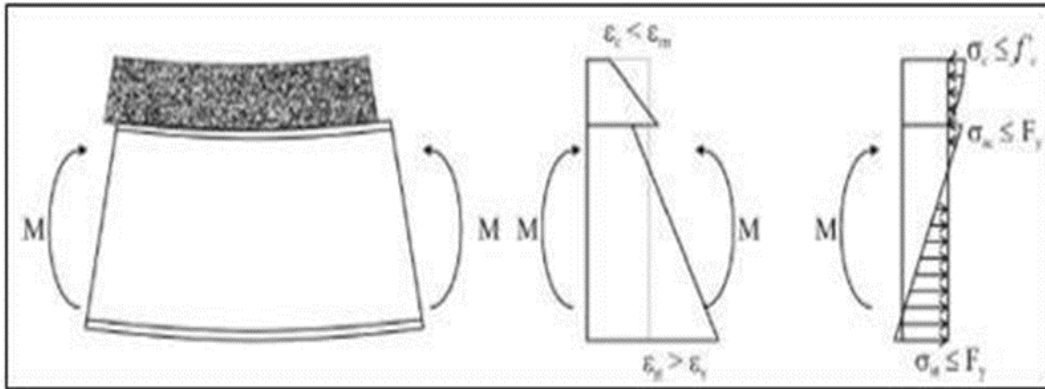


Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022)

Plastificación del acero: Este comportamiento es inverso al anterior, el acero alcanza la fluencia antes de que el componente de hormigón sobrepasa su f'_c , esto se presenta en elementos a flexión.

Figura 19.

Plastificación del acero

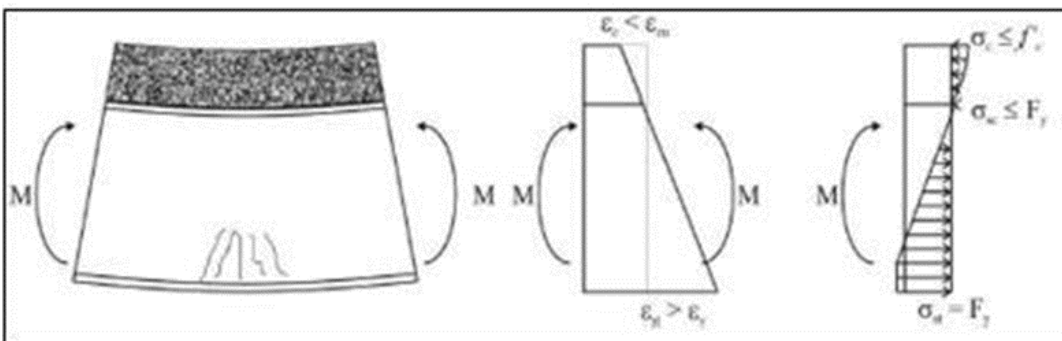


Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022)

Pérdida de acción compuesta: Este se da cuando falla el conector entre el acero y el hormigón, por lo cual se obtiene un evento por separado entre los dos elementos.

Figura 20.

Pérdida de acción compuesta



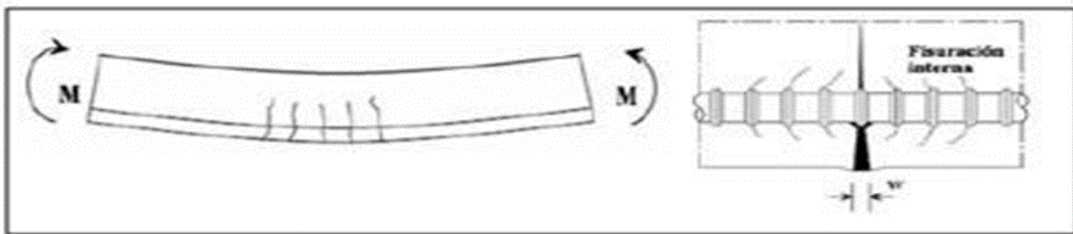
Fuente: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

2.9.6.2. Estados límites de servicio

Fisuración: Esta afecta a la durabilidad de los elementos ya que se puede transformar en un canal de humedad que terminará afectando al acero.

Figura 21.

Fisuración



Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022)

CAPITULO 3: PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ESTRUCTURAS METÁLICAS PARA CUBIERTAS A BASE DE PERFILERÍA METÁLICA.

3.1. INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente el diseño de las estructuras de CUBIERTA se enfoca en el cálculo de las acciones sobre esta y las dimensiones de los elementos estructurales que la conforman, pero en realidad el diseño de estas estructuras, como cualquier otra, debe de partir de un proceso en el cual se conceptualice y luego se realice la parte del cálculo. La parte conceptual del diseño es esencial para el diseñador estructural, ya que a diferencia de la parte de análisis y diseño no se realizan cálculos numéricos, y se establece la ubicación de elementos estructurales, se selecciona los elementos estructurales y un dimensionamiento preliminar de estos; en conclusión, es una parte del proceso del diseño que requiere mucho criterio y creatividad por parte del diseñador, ya que cada edificación posee condiciones diferentes y se necesita que estas características estén incluidas para realizar el diseño completo de las estructuras de techo, algo que muy difícilmente se puede procesar mediante un software de aplicación como en las partes de análisis y diseño.

Es importante tener en cuenta que el techo es la parte de una edificación que queda expuesta al exterior y en la mayoría de los casos se proyecta su configuración geométrica en función del aspecto estético; por tanto, es un punto delicado establecer la forma del techo de manera que resulten elementos de las estructuras de techo con dimensiones grandes, pesadas y con conexiones altamente congestionadas de elementos. Es por esta razón que se hace necesario un trabajo de conjunto del diseñador arquitectónico y estructural para proyectar un sistema de techos que sea seguro, económico y con apariencia estética agradable.

El proceso del diseño estructural para estructuras de techos debe incluir las partes principales de estructuración, análisis y diseño, basándose en el comportamiento adecuado de los elementos, conexiones y funcionamiento satisfactorio de la estructura. En este capítulo se describe tal proceso del diseño aplicado a estructuras de techo a base de perfiles metálicos, el cual comienza con una breve descripción de cada una de las etapas del proceso y las consideraciones hechas para su ejecución.

En la parte conceptual de diseño se brindan lineamientos generales para lograr una conceptualización geométrica y estructural en el diseño de estructuras de techo. Estos lineamientos son los más comunes y esenciales, y en muchos casos puede darse la posibilidad de incluir otros aspectos para realizar esta parte del diseño. En este contexto el diseñador debe de exponer toda su creatividad en esta parte aún si se cuenta con lineamientos como los que aquí se describen.

En la parte de cálculo, denominada en este capítulo como fase analítica, se considera la aplicación de acciones a las estructuras de techos según lo descrito en el **Capítulo 1**. Para el diseño o dimensionamiento de los elementos estructurales es necesario contar con un método que tome en cuenta la eficiencia del material estructural bajo distintos esfuerzos de diseño y bajo diferentes tipos de acciones o solicitaciones sobre cada elemento. En el presente capítulo se toma como referencia el método de diseño por resistencia última (LRFD) y las especificaciones descritas en el “**Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, 13th Edition**”.

Los conceptos expuestos en este capítulo pueden adoptarse en el proceso del diseño para estructuras de techo a base de perfiles metálicos comúnmente utilizados actualmente en el ámbito local, y sirven de base para desarrollar el siguiente capítulo en el cual se aplica el proceso a una estructura de techo de una edificación.

3.2. PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Es el procedimiento mediante el cual se establecen los elementos que conforman la estructura en cuanto a materiales, dimensiones, uniones, detalles en general y su ubicación relativa en la estructura. La selección de estos elementos se debe basar en su comportamiento adecuado en condiciones de servicio y su capacidad para resistir fuerzas que generen un estado de colapso en la estructura.

El principal objetivo del proceso de diseño aplicado a estructuras de techo es cumplir con lo expuesto en el párrafo anterior junto con la utilización óptima de los materiales y técnicas de construcción disponibles, según las razones expuestas a continuación:

- Un comportamiento adecuado en condiciones de servicio garantiza que los elementos estructurales no presenten inconvenientes o deficiencias en situaciones que, aunque no se ponga en juego la seguridad, afectan el correcto funcionamiento de toda la edificación; por ejemplo, en techos el desprendimiento de la cubierta por la succión debido al viento (ver capítulo 1).
- La capacidad de los elementos para resistir cargas sin llegar al colapso garantiza que estos no presenten fallas graves bajo la acción de tales cargas, o que puedan disminuir su capacidad para resistir nuevas acciones, esto está relacionado con la seguridad de la estructura ante las sollicitaciones sobre ella durante su vida útil; por ejemplo, el pandeo en elementos sometidos a esfuerzos de compresión en armaduras de techos (ver capítulo 1).
- Se debe garantizar la utilización óptima de los elementos estructurales que se relacione con los procesos y técnicas más apropiadas para cada material estructural en el montaje de la estructura de techo y de esta manera lograr una reducción en los costos al establecer dimensiones que eviten lo más posible los desperdicios.

A su vez el proceso del diseño aplicado a estructuras de techo debe cumplir con otros aspectos relacionados con la edificación completa como:

- **Seguridad:** asociado a la resistencia, rigidez, peso de los elementos y aspectos de funcionamiento.
- **Economía:** asociado con la optimización de los costos de construcción, selección adecuada de los elementos estructurales sin sobredimensionarlos, y con el uso moderado de acabados.
- **Aspectos estéticos:** asociado a todos aquellos factores relacionados con la mejora de la apariencia exterior e interior.

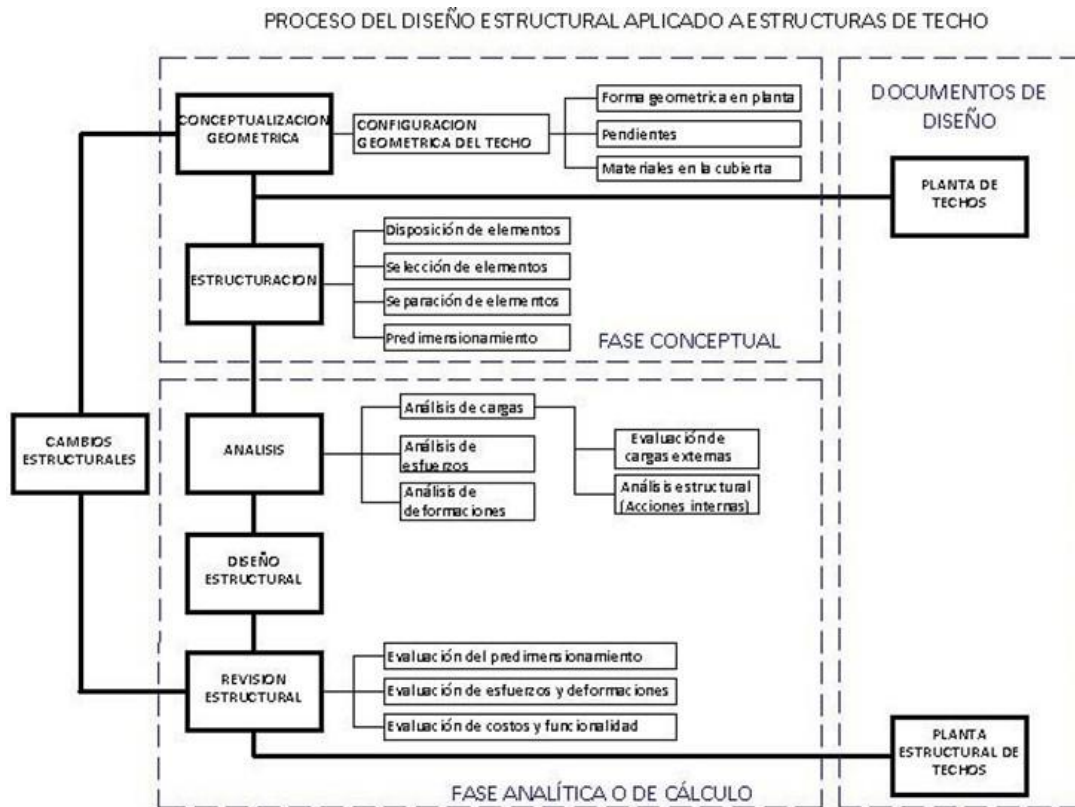
Por lo general, cuando se realiza una revisión de la estructura de techo y sus elementos, se hace en base a estos aspectos en orden prioritario para luego realizar cambios al diseño preliminar, lo cual se verá con detalle más adelante.

3.2.1. ETAPAS DEL PROCESO DE DISEÑO

El proceso de diseño estructural consiste en una serie de etapas las cuales se muestran a continuación:

Tabla 7.

Diagrama del Proceso del diseño estructural



Nota: Autor

Según la tabla 7 el diagrama del proceso de diseño estructural aplicado a las estructuras de techo a base de perfiles metálicos consta de dos fases principales: Fase conceptual y Fase analítica. La fase conceptual es con la que se inicia el proceso del diseño y consiste en establecer la disposición general de la estructura de techo junto con un estudio de los posibles tipos, formas y materiales estructurales que representen soluciones factibles para la conformación de la estructura; en esta fase se puede seleccionar el sistema de techo según las clasificaciones expuestas en el Capítulo 2. Básicamente la fase conceptual en el diseño de estructuras de techo consta de dos etapas:

- ✓ **Conceptualización geométrica:** en la cual se establece el tamaño, la forma en planta y elevación, pendientes y materiales a emplear en la cubierta de techo. Esta etapa es desarrollada por los arquitectos, quienes realizan una serie de diseños conceptuales de acuerdo con las necesidades del propietario de la edificación, restricciones físicas, monetarias o estéticas.
- ✓ **Conceptualización estructural o estructuración:** en la cual se identifican los tipos y formas estructurales, ubicación relativa de los elementos estructurales, se establecen claros libres, se conceptualizan uniones y se efectúa cierto dimensionamiento preliminar de los elementos estructurales.

La **fase analítica** (fase numérica o fase de cálculo estructural) consiste en determinar la capacidad estructural que cada elemento debe poseer, en base a las solicitaciones o acciones que actúan sobre la estructura. Al evaluar las acciones internas inducidas en los elementos por las acciones externas (de servicio o accidentales), se establece el dimensionamiento de estos en un proceso iterativo hasta que se llegue a una condición en la cual no se requieren cambios significativos en sus dimensiones. La fase analítica finaliza con el dimensionamiento o diseño adecuado de todos los elementos estructurales que conforman la estructura de techo para que soporten todas las acciones de diseño. Esta fase consta de las siguientes etapas:

- ✓ **Etapa de análisis:** se cuantifican las cargas que actúan sobre el sistema de CUBIERTA y en cada uno de los elementos estructurales que lo conforman y evaluar los efectos inducidos por la aplicación de estas y los posibles cambios de forma que su puedan esperar. La etapa de análisis a su vez se puede descomponer en:
 - **Análisis de cargas:** consiste en evaluar las cargas actuantes a partir de eventos externos en la estructura de CUBIERTA, las cuales

en su mayoría se encuentran establecidas por las autoridades competentes. Esta etapa consta de la evaluación de cargas externas sobre las estructuras de techos, las cuales inducen acciones internas en los elementos que la conforman; dichas acciones internas se determinan mediante un análisis estructural. Para el presente estudio se toman como referencias las especificaciones expuestas en el “Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones” de la República de El Salvador en la determinación de las cargas externas sobre las estructuras de techo.

- **Análisis de esfuerzos:** consiste en analizar el comportamiento de la estructura bajo los efectos de la aplicación de cargas externas, las cuales producen acciones internas en los elementos (momentos flexionantes, fuerzas axiales, cortantes, etc.) que dependen de la condición de apoyo y de los claros.

- **Análisis de deformaciones:** consiste en revisar la respuesta de los elementos de la estructura a la acción de las cargas, a través de deflexiones y desplazamientos producidos en los miembros estructurales.

- ✓ **Diseño estructural:** se establecen las dimensiones de los elementos en base a la revisión de esfuerzos y deformaciones resultantes producto de la aplicación de cargas; esto es, cumplir con los requerimientos establecidos en las especificaciones basadas en un método de diseño. En el presente estudio se toman las especificaciones establecidas en el “Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, 13th Edition” con el método de diseño por resistencia ultima LRFD.
- ✓ **Revisión estructural:** en esta etapa existe la posibilidad de cambios estructurales, cuando el dimensionamiento preliminar o predimensionamiento no se convierte en el dimensionamiento definitivo

de la estructura. Se evalúa también si la estructura cumple los requerimientos del código, además de realizar una evaluación de los costos, disponibilidad de los materiales, apariencia, mantenimiento, tiempo de ejecución y otras consideraciones, de manera que se repiten las etapas del proceso hasta que la estructura sea satisfactoria.

- ✓ **Planos estructurales de techos:** no se considera una etapa del análisis, pero es la presentación del resultado de todas las etapas anteriores, se desarrollan cuando se tiene una estructura definitiva que cumpla con los requerimientos y criterios anteriormente expuestos y deben contener a información básica necesaria de los detalles estructurales para su correcta interpretación por parte del encargado de la ejecución de la edificación.

Es importante lograr un proceso de diseño que relacione sus etapas, de manera que se agilice su desarrollo y se produzcan resultados satisfactorios. En sistemas de CUBIERTAS a base de Planchas y estructuras de soporte es conveniente aplicar este proceso, ya que en muchas ocasiones se utilizan soluciones no muy económicas debido a que la selección de elementos estructurales y su disposición se hace de manera empírica o en base a soluciones repetidas.

El proceso del diseño estructural aplicado a estructuras de techo a base de perfiles metálicos es expuesto en las secciones siguientes, tomando como punto de partida lo expuesto en los capítulos 1 y 2 del presente estudio. Se hace énfasis en la aplicación del proceso a sistemas de techo que constan de cubierta y estructura de soporte a base de perfiles metálicos.

3.3. FASE CONCEPTUAL DEL DISEÑO APLICADO A ESTRUCTURAS DE CUBIERTA

Como se expresó con anterioridad esta fase consiste en establecer la disposición general de la estructura de Cubierta junto con un estudio de los posibles tipos, formas y materiales estructurales; en esta fase es conveniente que se trabaje en conjunto la creatividad del diseñador estructural y la capacidad conceptual del arquitecto, de manera que resulte una estructura de techos con formas sencillas y simétricas, con materiales que posean pesos livianos y con pendientes poco pronunciadas, para evitar el mal comportamiento de la estructura y el empleo de elementos altamente reforzados y/o pesados.

La etapa con la que se inicia esta fase es la configuración geométrica del sistema de techo, la cual, si es realizada satisfactoriamente, finaliza con el desarrollo de una planta de techos, la cual muestra el tamaño y forma, las pendientes, indica los materiales de cubierta, vanos, instalaciones especiales, etc. Luego se continúa con la etapa de estructuración, en la cual, en base a lo indicado en la planta de techos se establece la disposición de elementos estructurales, las separaciones y un dimensionamiento preliminar de estos, para posteriormente continuar con la fase numérica.

3.3.1. ETAPA DE CONCEPTUALIZACIÓN GEOMÉTRICA.

La conceptualización geométrica de una cubierta consiste en establecer la forma en planta y elevación del techo, la pendiente de este, el material a utilizar en la cubierta; a todo esto, comúnmente se le conoce como configuración geométrica del techo. Obviamente la configuración de la cubierta está relacionada con la disposición general de la edificación, es decir, su forma, tamaño, sistema estructural, orientación, entre otros; estos factores están determinados en parte por aspectos arquitectónicos propios de cada

edificación, y deben ser consideradas todas las configuraciones de techos posibles para una edificación establecida. Es evidente que cada edificación tiene sus propias condiciones ya sean establecidas por el propietario, por limitaciones físicas o de materiales, y por tanto se debe considerar distintos aspectos para poder conceptualizar geoméricamente el techo de una edificación. En el presente estudio solamente se abordan aquellos aspectos más comúnmente considerados en esta etapa del diseño, los cuales están descritos de manera general a continuación.

Uso de la edificación: es un parámetro fundamental para esta etapa, ya que de éste se derivan otros aspectos relacionados con las dimensiones y formas del techo. Con el conocimiento de este parámetro es posible evaluar diferentes alternativas de materiales en la cubierta y elementos de la estructura de techo. Los usos más comunes de edificaciones son de tipo: **industrial, comercial, residencial, deportivo, educativo, entre otros.**

Claros libres: en los diferentes tipos de edificaciones se observan espacios diversos, los cuales tienen diferentes funciones y tamaños; por tanto, los claros libres son distintos dependiendo del uso de la edificación. Este es un parámetro importante al seleccionar los elementos que conforman la estructura del techo en relación a su capacidad estructural a partir del claro o luz libre, por ejemplo en edificios industriales se requiere de amplios espacios de trabajo por lo que se intenta evitar columnas y muros interiores o al menos colocar la menor cantidad posible, lo que produce grandes claros libres que solamente pueden ser solucionados con armaduras o vigas de alma abierta en lugar de vigas de alma llena.

Materiales en la cubierta: si bien es cierto que este no es un parámetro de entrada para esta etapa del diseño, es posible establecerlo si se toma en cuenta el uso y el sistema estructural de la edificación. Así pues, es posible seleccionar el material de la cubierta en base a los claros libres a partir de las tablas presentadas en **LOS ANEXOS** por ejemplo se puede utilizar la lámina

galvanizada con acabado en forma de teja para una mejor apariencia del techo de un edificio comercial o residencial, pero no es conveniente utilizarlo en un edificio industrial ya que la capacidad de esta lámina no es suficiente para los claros en un edificio de este tipo.

Aspectos no estructurales: son aspectos relacionados con la funcionalidad del espacio para cual se requiere proyectar el techo, tales como luminarias, las cuales son instalaciones que se encuentran fijas o suspendidas ya sea de la estructura de techo o directamente de la cubierta al igual que los cielos falsos, estos últimos pueden aumentar la altura total del edificio al no disponer de espacio para el paso de ductos de iluminación y otras instalaciones. Otro aspecto es el drenaje del techo, ya que con el objetivo de brindar la pendiente necesaria a la cubierta muchas veces se produce una altura elevada de la cumbrera; esto influye en la selección de la forma geométrica del techo, en la cual se puede disponer de 2 o más caídas de agua para disminuir la altura total.

Instalaciones especiales: la presencia de paneles solares, equipo de aire acondicionado, ascensores, entre otros, dentro de la edificación influye en cierta parte la conceptualización geométrica de un techo, ya que es necesario reconocer la ubicación relativa de estas instalaciones especiales para proyectar la forma en planta y las vertientes o caídas de agua en los techos. Los parámetros expuestos anteriormente son algunos de los necesarios para realizar la etapa de conceptualización geométrica de un techo, el profesional encargado de esta etapa debe considerar según su criterio los más esenciales.

3.3.1.1. Configuración geométrica del techo.

La configuración del techo se realiza a partir de los parámetros expuestos en la sección anterior y consiste en establecer **la forma geométrica en planta y**


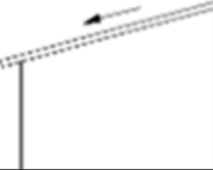



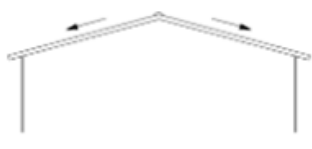
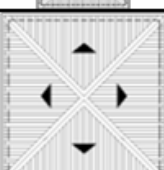





elevación de los techos, **pendientes**, y en algunos casos **aleros**; estos puntos son descritos a continuación.

a) Forma geométrica en planta y elevación.

Por su forma en planta los techos pueden ser rectangulares o irregulares. Los elementos utilizados en la conformación de un techo pueden ser los que produzcan restricciones para la utilización de una determinada alternativa de la forma de éste. Por ejemplo, la mayoría de los materiales de cubierta consisten en elementos rectangulares tales como tejas o láminas que son convenientes en áreas de techo de forma rectangular, mientras que las formas libres presentan más dificultad para proyectar el techo. La forma del techo en elevación, es decir la forma en que la cubierta drena el agua, los divide en las formas posibles de techos de la Tabla 8.

Tabla 8.

Formas comunes de techos.

PLANTA	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN
		<i>Techos a un agua:</i> es la forma más sencilla, está formada por un solo faldón que se apoya en dos muros o filas de columnas vertiendo el agua de lluvia a un lado.
		<i>Techos a dos aguas:</i> se compone de dos faldones que vierten las aguas en dos lados opuestos.
		<i>Techos a cuatro aguas:</i> formada por cuatro faldones, que vierten las aguas los cuatro lados de la planta a cubrir. Protegen todos los muros, ahorran costos y área de muro, son menos susceptibles a ser dañados por el viento, pero son más difíciles de construir.
		<i>Techo de agujas o flechas:</i> cuando la planta es cuadrada y la pendiente es pequeña. El caballete queda reducido a un punto. Estos también son llamados techos piramidales.
		<i>Techo en diente sierra:</i> formada por faldones de distinta pendiente; el más vertical va acristalado para que entre la luz, y el otro con material de cubrimiento.
		<i>Techo con pendiente a dos aguas discontinuas:</i> formada de manera similar que el techo a dos aguas por dos faldones, que vierten el agua a dos lados de la edificación, pero que tienen discontinuidad en la cumbrera.

Nota: Autor

La selección de cualquier alternativa de las anteriores formas de techo se realiza en función de los aspectos en la sección anterior; aunque como se expone en el próximo apartado la pendiente, que está asociado a la forma del techo, influye en los esfuerzos que pueden generarse en la estructura.

b) Pendientes

La principal función de las pendientes de techo es drenar el agua de la lluvia, mientras menor es la permeabilidad del material del techo, menor pendiente es requerida; la pendiente apropiada del techo depende del material usado en la cubierta y de las condiciones climáticas. También se muestran las pendientes admisibles en algunas cubiertas comúnmente utilizadas en el ámbito local. Algunas consideraciones sobre el valor de las pendientes son expuestas en la Tabla 9.

Tabla 9.

Ventajas y desventajas de las pendientes grandes y pequeñas.

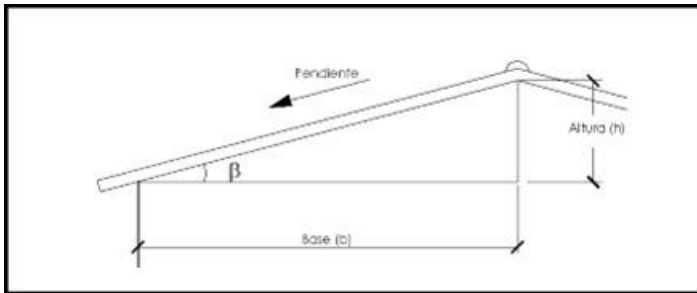
Pendiente grande	Pendiente pequeña
✓ Mayor costo.	✓ Superficie menor y por tanto se reduce el costo.
✓ Menor fuerza de succión del viento.	✓ Filtración cuando el agua coincide con viento.
✓ Mayor seguridad contra filtraciones.	✓ Mayor fuerza de succión del viento.

Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022)

Generalmente la pendiente es expresada como la relación entre la altura y la base (h/b) o en términos de porcentaje ($h/b \times 100\%$). En ocasiones se expresa mediante el ángulo β formado por la horizontal y el faldón (ver Figura 22).

Figura 22.

Pendiente en techo.



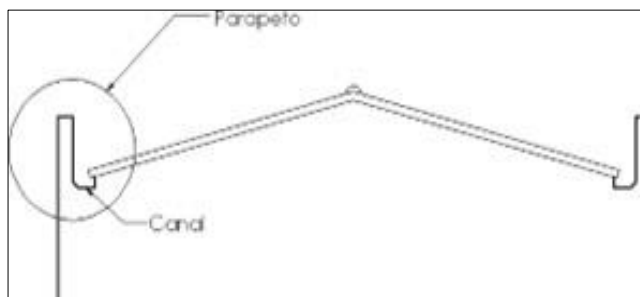
Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022)

c) Aleros

En casos que la solución de canales y parapetos (Figura 23) o vigas de coronamiento tipo canal no se utilicen, se considera una prolongación de la cubierta del techo más allá de las paredes perimetrales de la edificación, a esta parte se le conoce como aleros (Figura 24), y son adecuados en edificios que no presenten edificaciones circundantes muy próximas.

Figura 23.

Evacuación de aguas en techos – Techo con parapeto.



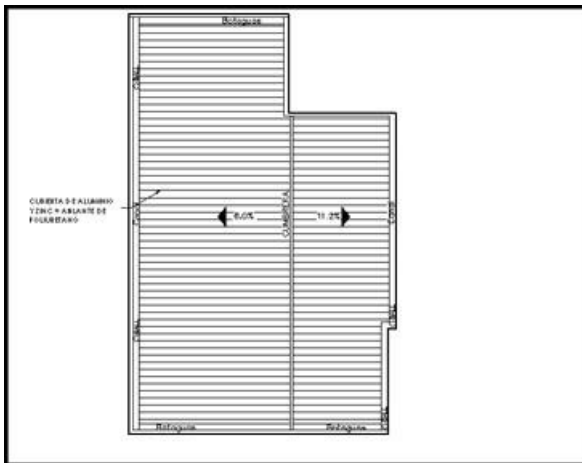
Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022)

Planta de techos (planta de cubierta).

Una vez establecida la configuración geométrica del techo y si no se encuentran inconvenientes con las posteriores etapas del diseño, se desarrolla la planta de techos, en la cual se muestra todo lo anteriormente descrito. El encargado de esta etapa debe considerar que es conveniente expresar en esta planta, así como instalaciones especiales, vanos y dimensiones importantes. La Figura 3.3 muestra un ejemplo de planta de techos.

Figura 25.

Planta de techos.



Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

La planta de techos sirve de punto de partida para la siguiente etapa del diseño y por lo general se utiliza también la planta del último entrepiso para observar la disposición de los elementos estructurales principales de la edificación; por tanto, se debe contar con esta información.

3.3.1.2. Etapa de estructuración

En esta etapa se selecciona el tipo, forma y la disposición de los elementos estructurales, su ubicación relativa en la estructura, claros libres y el predimensionamiento de estos. Como se indicó en la sección anterior, se debe contar con cierta información para realizar esta etapa, una de las principales es el sistema de techo, es decir, que tipo de techo es el que se conceptualiza; basándose en las clasificaciones descritas en el Capítulo 2, el presente estudio se enfoca en techos con cubierta y estructura de soporte a base de perfiles metálicos.

Es importante notar que esta etapa del diseño es a un nivel conceptual, es decir, el diseño al finalizar esta etapa no es definitivo, sino preliminar, de manera que los profesionales encargados deben ser creativos en cada una de las partes de esta etapa. Por consiguiente, los puntos abordados en el presente estudio no deben ser tomados como una guía, sino como una serie de lineamientos basados en parámetros representativos que conciernen a los elementos de las estructuras de techo a base de perfiles metálicos más comunes; de ninguna manera se debe dejar de lado la innovación y la creatividad en esta etapa del diseño.

Al desarrollar esta etapa del diseño deben hacerse las consideraciones siguientes¹:

- ✓ **Claro de la cubierta:** El tipo de cubierta, así como su variación específica está relacionado con el claro de esta.
- ✓ **Separación de largueros:** Esto determina el claro de la cubierta y la magnitud de las cargas sobre los largueros. El tipo de larguero seleccionado puede limitar las separaciones en función de la capacidad de este y por consiguiente es recomendable que en la selección de la cubierta sea considerada la separación y tipo de largueros.

La disposición de los elementos estructurales principales de la edificación; por tanto, se debe contar con esta información.

3.3.1.3. Etapa de estructuración

En esta etapa se selecciona el tipo, forma y la disposición de los elementos estructurales, su ubicación relativa en la estructura, claros libres y el predimensionamiento de estos. Como se indicó en la sección anterior, se debe contar con cierta información para realizar esta etapa, una de las principales es el sistema de techo, es decir, que tipo de techo es el que se conceptualiza; basándose en las clasificaciones descritas en el Capítulo 2, el presente estudio se enfoca en techos con cubierta y estructura de soporte a base de perfiles metálicos.

Es importante notar que esta etapa del diseño es a un nivel conceptual, es decir, el diseño al finalizar esta etapa no es definitivo, sino preliminar, de manera que los profesionales encargados deben ser creativos en cada una de las partes de esta etapa. Por consiguiente, los puntos abordados en el presente estudio no deben ser tomados como una guía, sino como una serie de lineamientos basados en parámetros representativos que conciernen a los elementos de las estructuras de techo a base de perfiles metálicos más comunes; de ninguna manera se debe dejar de lado la innovación y la creatividad en esta etapa del diseño.

Al desarrollar esta etapa del diseño deben hacerse las consideraciones siguientes¹:

- ✓ **Claro de la cubierta:** El tipo de cubierta, así como su variación específica está relacionado con el claro de esta.
- ✓ **Separación de largueros:** Esto determina el claro de la cubierta y la magnitud de las cargas sobre los largueros. El tipo de larguero seleccionado puede limitar las separaciones en función de la capacidad

de este y por consiguiente es recomendable que en la selección de la cubierta sea considerada la separación y tipo de largueros.

- ✓ **Claro de vigas de techo:** En sistemas de techo con regularidad en la forma el espacio entre los largueros debe de ser un número entero de divisiones del claro de la viga.
- ✓ **Separación de elementos de apoyo:** Esto determina el claro de las vigas y largueros y además está relacionado con la estructuración de la edificación en conjunto. (Ambrose & Tripeny, 2001)

Se observa que las consideraciones anteriores indican la relación existente entre los elementos que constituyen el sistema de techo, estudiados en el Capítulo anterior: cubierta, largueros, vigas de techo y apoyos. Al considerar la separación de los elementos de apoyo, los claros de las vigas de techo, el claro y separación de los largueros y los claros de la cubierta para el desarrollo de esta parte del diseño se observa que es una práctica interactiva y que estos componentes están interrelacionados entre sí.

Las partes de las que consta esta etapa están descritas a continuación en orden secuencial de acuerdo con el proceso, las cuales son:

- a) Disposición de elementos estructurales.
- b) Selección de elementos estructurales.
- c) Separación de elementos.
- d) Dimensionamiento preliminar.

a) Disposición de elementos estructurales.

A partir de las formas de techos descritos en la sección 3.3.1.1, es posible establecer la posición relativa de los miembros estructurales en la planta de techos. De manera general y en base a lo descrito en el Capítulo anterior sobre elementos constitutivos de estructuras de techo es posible trazar lineamientos generales sobre las disposiciones de estos elementos, teniendo

en cuenta además que para planificar esta etapa es necesario un alto potencial creativo por parte del diseñador para poder proyectar un sistema de techo que sea factible con las necesidades y condiciones impuestas.

En este apartado se consideran dos grupos de disposiciones: las generales, las cuales es posible cumplirlas sin mayores dificultades y se observan comúnmente en estructuras de techo con formas regulares y geométricamente sencillas; y las específicas, las cuales se pueden aplicar en techos con condiciones especiales tales como vertientes de tres o más aguas, distribución limitada de apoyos y con aberturas o vanos considerables.

Disposiciones generales

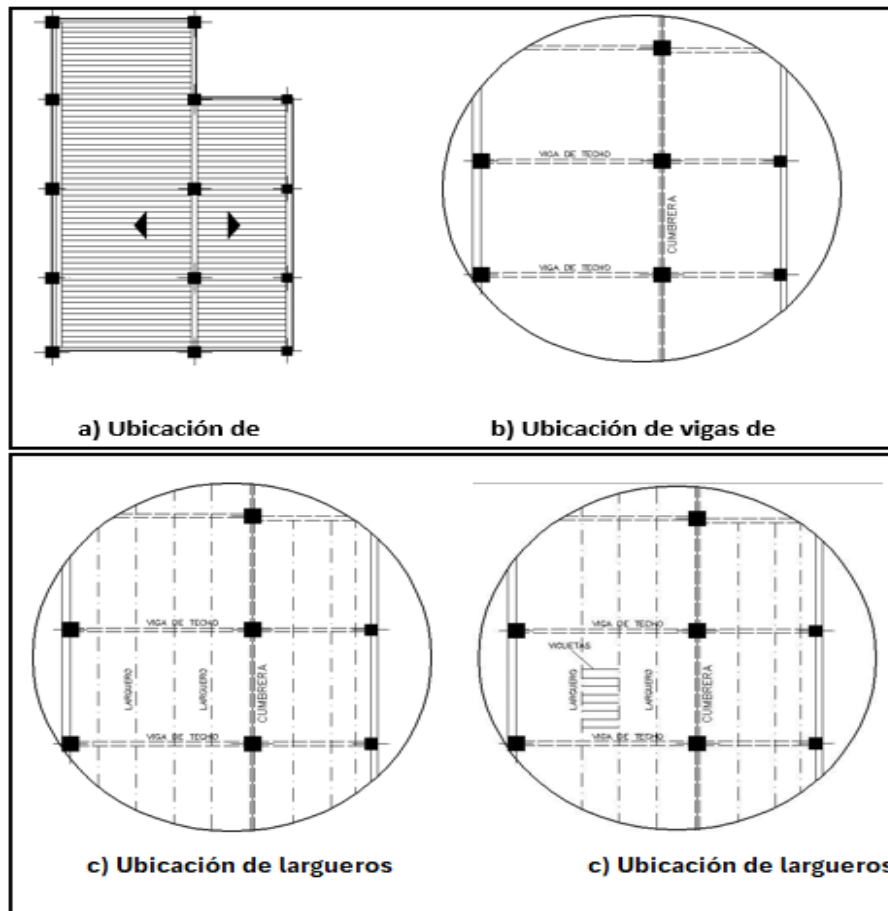
Estas disposiciones son consideradas como básicas para cualquier estructura de techos que conste de un entramado de vigas y largueros y pueden ser suficientes para techos con formas regulares y con distribución uniforme de apoyos. En todo caso, si tales condiciones no se presentan, los lineamientos vistos a continuación son una buena base antes de aplicar cualquier otro criterio específico. Para una mejor apreciación de estos lineamientos se presenta el siguiente procedimiento:

1. La disposición básica de elementos comienza con la localización de los apoyos del sistema de techos, que pueden ser columnas o paredes estructurales, además del reconocimiento de las direcciones de las vertientes de la cubierta (ver figura 26a).
2. Se dispone la ubicación de las vigas de techo apoyadas directamente sobre las columnas o muros y de forma paralela a la vertiente de la cubierta de manera que sean las vigas las que brinden la pendiente especificada (ver figura 26b). también es aconsejable colocar vigas de techo a lo largo de la cumbrera y en el contorno del entramado de la estructura de techo en caso de no existir solera de coronamiento o vigas canal.

3. Los largueros de techo (correas o polines) se disponen en planta de forma perpendicular a la inclinación de la cubierta y apoyados sobre las vigas de techo en puntos discretos (ver figura 26c).
4. En algunos casos la magnitud de los claros es elevada y como se expone más adelante es conveniente utilizar armaduras para las cuales también es recomendable colocar los largueros de forma coincidente con los nudos. En estos casos se tiene por lo general largueros ampliamente espaciados y dado que la mayoría de las cubiertas soportan claros pequeños (de 1.6 a 2.0 metros) es aconsejable utilizar viguetas entre los largueros para soportar la cubierta (ver figura 26d).
5. Se conceptualizan las uniones de los elementos a los apoyos; esto se relaciona con el tipo de elemento de apoyo (columna de concreto reforzado o acero estructural, o bien paredes de concreto reforzado o mampostería) y con los elementos de la estructura de techo (armaduras, vigas de alma abierta o llena). Para esto se debe de tener conocimiento de la disposición de los bordes de la cubierta en cuanto a si posee aleros o no; los detalles expuestos en el Capítulo 2 pueden ser de utilidad para la solución de cada uno de los tipos de elementos.

Figura 26.

Disposición de elementos estructurales de techo.



Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

Disposiciones específicas.

En algunas edificaciones de gran tamaño se observan vanos o aberturas, se proyecta el área de techo con formas de más de tres aguas o bien se proyecta con salientes o aleros de tal manera que existen elementos en voladizo; en estos casos se considera que la disposición de los elementos estructurales requiere de atención especial. En los siguientes párrafos se abordan las disposiciones para casos en que se presenten vanos y aleros que ocasionen

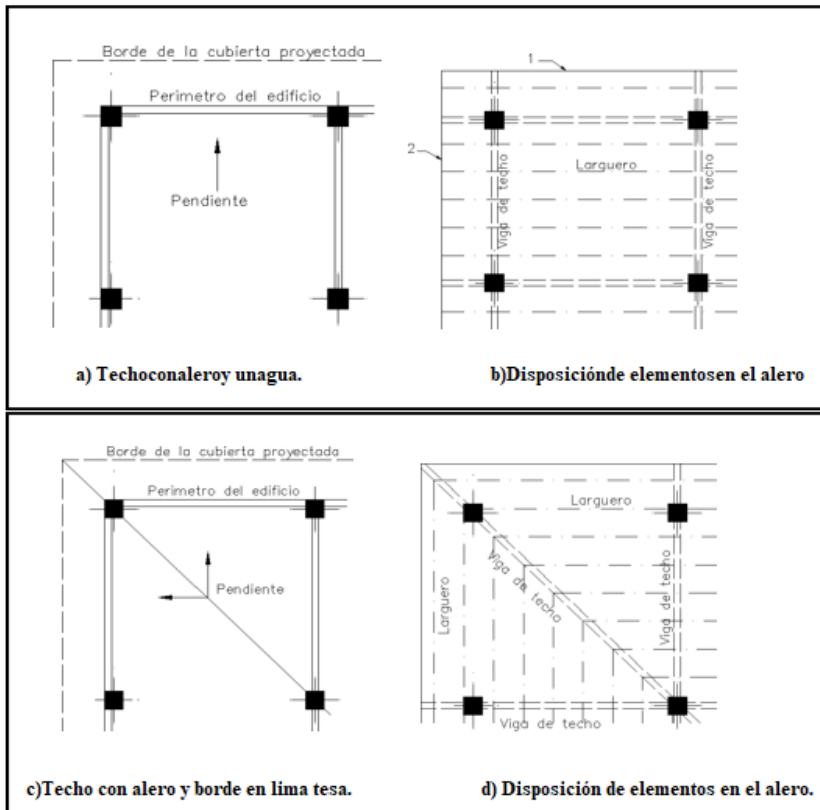
circunstancias diferentes a las expuestas en las disposiciones generales de la sección anterior.

Aleros o voladizos: Como se describe en la etapa de configuración geométrica del techo expuesta anteriormente se utilizan aleros en casos que la edificación a proyectar sea aislada, es decir que no haya edificaciones muy próximas a ésta. Dependiendo del tipo de apoyo se puede lograr el alero simplemente extendiendo los elementos que se apoyan.

Por ejemplo, si los apoyos son columnas y según la configuración geométrica de la edificación se proyectan aleros en ambas direcciones (ver figura 27a) se pueden extender las vigas de techo en la dirección de la pendiente para soportar el elemento 1 y los largueros en dirección perpendicular a esta soportan el elemento 2 (ver figura 27b). De manera similar se logra una solución en el caso que se tengan aleros en solo una dirección.

Figura 27.

Disposición de elementos estructurales de techo en esquinas con aleros



Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

Un método para disponer elementos en aleros de techos con faldones en lima tesa, consiste en colocar elementos diagonales (ver Figura 27c y 27d), los cuales definen la arista resultante de la inclinación del techo hacia ambos lados, lográndose así una reorientación del arreglo de elementos. Esta última solución se utiliza con más frecuencia en estructuras de madera que en acero, aunque es posible adoptarla en casos específicos.

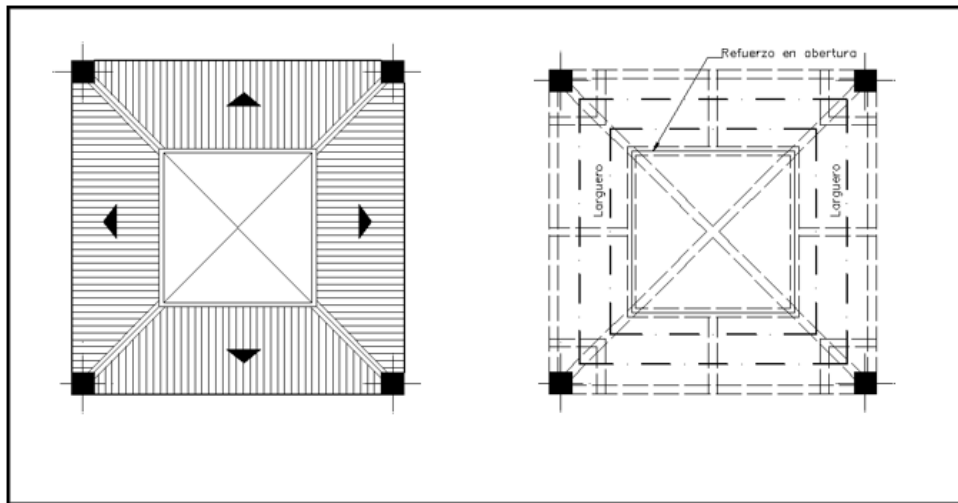
Vanos o aberturas: Los techos de algunas edificaciones se proyectan con vanos cuando se requiere aberturas para iluminación y ventilación natural y así reducir costos de instalaciones eléctricas y mecánicas; su utilización

también está relacionada con aspectos arquitectónicos y de uso. Dichas aberturas no presentan precaución especial alguna si son pequeñas y no requieren la interrupción de un elemento estructural principal, caso contrario deberá prestarse especial atención a tales aberturas.

Por lo general la ubicación de las aberturas grandes en una edificación, se proyectan en coordinación con los requerimientos del sistema total de la edificación, es decir que no es una consideración exclusivamente en techos, salvo que sean aberturas pequeñas que sirven para brindar iluminación natural. Se considera una abertura grande cuando interrumpe la continuidad de un miembro estructural del techo; en tales aberturas debe colocarse un refuerzo en el perímetro. Por ejemplo, si se tiene una planta de techos con una abertura como la mostrada en la Figura 28a, se puede reforzar la periferia de la abertura como se muestra en la Figura 28b.

Figura 28.

Disposición de elementos estructurales de techo con vano o abertura.



a) Planta de techos con abertura o vano central.

b) Refuerzo en abertura de techo.

Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

Por último, haciendo referencia a la figura 3.6b se observa que las vigas de techo localizadas a la mitad de los lados de la planta se apoyan en la viga de contorno, lo cual es una solución muy frecuente cuando no existen elementos intermedios en el arreglo de los apoyos, también es posible que en lugar de viga de contorno de la estructura de techo se disponga de vigas de coronamiento o vigas canal.

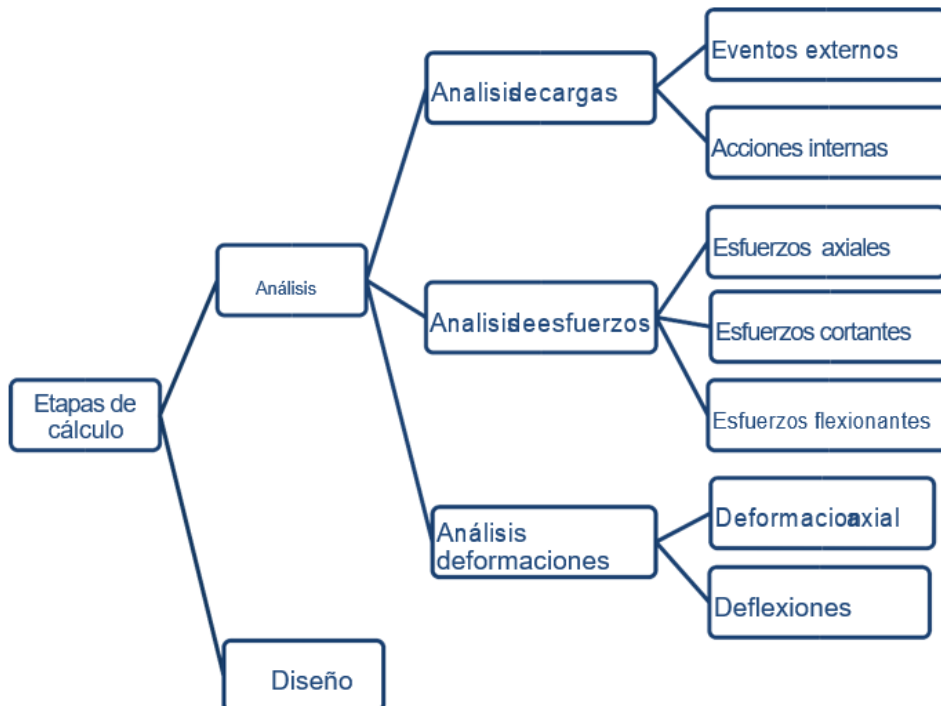
Con esta parte del diseño conceptual finalizada se define la ubicación relativa de los elementos que conforman la estructura de techo y se conceptualizan las uniones, lo cual sirve de punto de partida para la siguiente parte que es la selección de los elementos metálicos de la estructura de techo.

3.4. FASE DE ANALÍTICA (FASE DE CÁLCULO) APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO.

Luego de conceptualizar geoméricamente y de establecer la disposición de los elementos estructurales que conforman la estructura de techo, se continúa con la etapa de cálculo, la cual consta a su vez de dos partes: el análisis y el diseño (Figura 29). Es importante notar que el análisis y el diseño de los elementos de estructuras de techo que va después de la etapa conceptual son preliminares, ya que se seleccionan componentes estructurales y sus dimensiones de manera tentativa y es probable que, en base a los resultados del análisis y diseño, se tenga que modificar la selección previamente hecha. Sin embargo, se puede lograr la optimización en el proceso si se selecciona previamente los elementos estructurales más convenientes en la fase conceptual.

Figura 29.

Diagrama - Partes de la etapa de cálculo.



Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

Las partes de las que consta la etapa de cálculo son descritas a continuación. En la etapa de análisis se hace referencia en las cargas posibles a las que esté sometida la estructura de techo, además del comportamiento de la estructura y sus elementos bajo estas cargas, para determinar de esta manera las acciones internas y posteriormente evaluar los esfuerzos y deformaciones producidos.

3.4.1. ETAPA DE ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS DE CUBIERTA.

En esta etapa se determina la respuesta de la estructura ante solicitaciones o cargas a la que está sometida, esto es, la determinación de fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones en los elementos estructurales, que son resultado de la acción de cargas externas. Puesto que en esta etapa se realizan cálculos, se requiere idealizar la estructura real en un modelo teórico el cual sea posible de analizar con métodos de cálculo favorables; además también se requiere determinar las acciones de diseño, es decir sus valores y la manera en cómo se aplican a la estructura, esto se logra basándose en los reglamentos y códigos de diseño;

luego de esto se procede al análisis propiamente dicho, es decir, la cuantificación de las acciones internas (fuerza axial, cortante, momentos flectores o torsión), la evaluación de esfuerzos, y el cálculo de las deformaciones en los elementos en base a los esfuerzos a los que están sometidos.

3.4.1.1. Análisis de cargas

a) Evaluación de cargas externas.

En esta parte se describen todos los agentes externos a la estructura que inducen fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones en ella, estos pueden ser agentes ambientales por ejemplo viento, sismo, peso propio, etc. Existen

muchas clasificaciones de cargas o acciones sobre una estructura a partir de diferentes puntos de vista. Las más comunes son basándose en su origen y su duración e intensidad en el tiempo.

✓ **Clasificación según su origen:**

- Debido a la acción de la gravedad: carga muerta (D) y carga viva (L). o Cargas debido a sismo (E). o Cargas debido al viento (W).

✓ **Clasificación según su duración e intensidad:**

✓ Acciones permanentes: Son las que actúan de manera continua en la estructura, y su intensidad no tiene variación significativa en el tiempo. Ejemplo de este tipo es la carga muerta (D).

✓ Acciones variables: Son las que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo; por ejemplo, la carga viva (L) y los efectos de temperatura (T).

✓ Acciones accidentales: estas cargas no están asociadas al funcionamiento de la estructura y pueden alcanzar intensidades significativas en breves lapsos de tiempo; por ejemplo, las acciones debido a sismo (E) y viento (W).

➤ **Cargas gravitacionales.**

Carga muerta (D).

Son las cargas generadas por el peso propio tanto de elementos estructurales (vigas de cubierta, largueros, etc.) como de elementos no estructurales (cubierta, cielo falso, instalaciones hidráulicas y eléctricas, etc.), que ocupan una posición fija y gravitan de manera constante sobre la estructura sin alguna variación significativa de su peso en el tiempo.

La cuantificación de la carga muerta por lo general se obtiene de manera sencilla, ya que solo se requiere de la información referente a los pesos volumétricos, por unidad de área y lineal de los materiales que conforman los elementos estructurales y no estructurales

Carga viva (L).

Las cargas vivas están relacionadas con el uso y ocupación de la estructura; debido a su naturaleza variable, incluye todo aquello que no tiene posición fija y definitiva. Se identifican dos clases: cargas móviles (mantenimiento y reparaciones) y cargas de movimiento (grúas sobre vigas carril). Para la valuación de la carga viva en el análisis de estructuras de techo se toma el valor recomendado en el “**Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones**”, según la tabla 3.7.

Tabla 10.

Cargas vivas unitarias mínimas Kg/m²

DESTINO DEL PISO O CUBIERTA			
Cubiertas y azoteas con pendientes no mayor de 5%.	15	50	100
Cubiertas y azoteas con pendientes mayor de 5%.	5	0	20

Nota: Autor

En la tabla se utiliza la carga viva máxima () para el análisis de cargas de gravedad, la carga viva instantánea () para el análisis sísmico y de viento, y la carga viva media () para el cálculo de asentamientos diferidos. La carga viva se considera uniformemente distribuida sobre el área tributaria de cada elemento, entendiéndose por área tributaria el área que incide con su carga unitaria sobre el elemento en referencia².

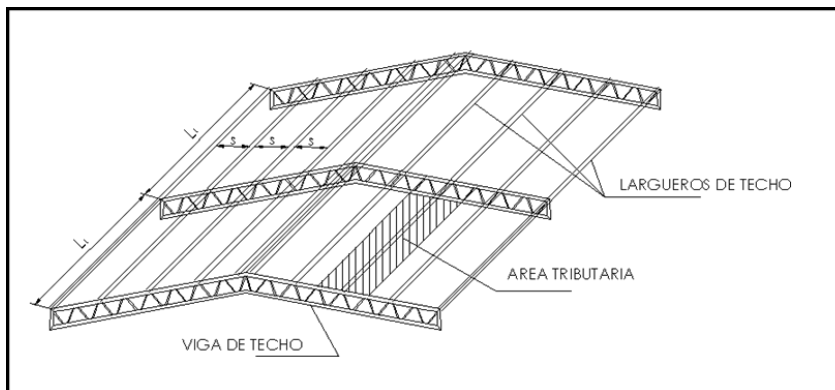
Transmisión de cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales en un sistema de techos se transmiten a los elementos de la estructura principal mediante un proceso llamado de cargas; esto es la determinación de las cargas (vivas y muertas) que soportan cada uno de los elementos estructurales del sistema.

El proceso, que es similar al utilizado en los sistemas de piso (losas de piso), empieza con la distribución de las cargas vivas sobre la cubierta Figura 30, y ésta sumada con el peso propio se transmite a los largueros de techo en forma de carga uniformemente repartida sobre su longitud Figura 31.a, estos a su vez transmiten esta carga más la de su propio peso a las vigas de techo en forma de cargas puntuales en los puntos de conexión con estas para finalmente transmitir las a los elementos de apoyo Figura 31.b).

Figura 30.

Área tributaria sobre larguero de techo.



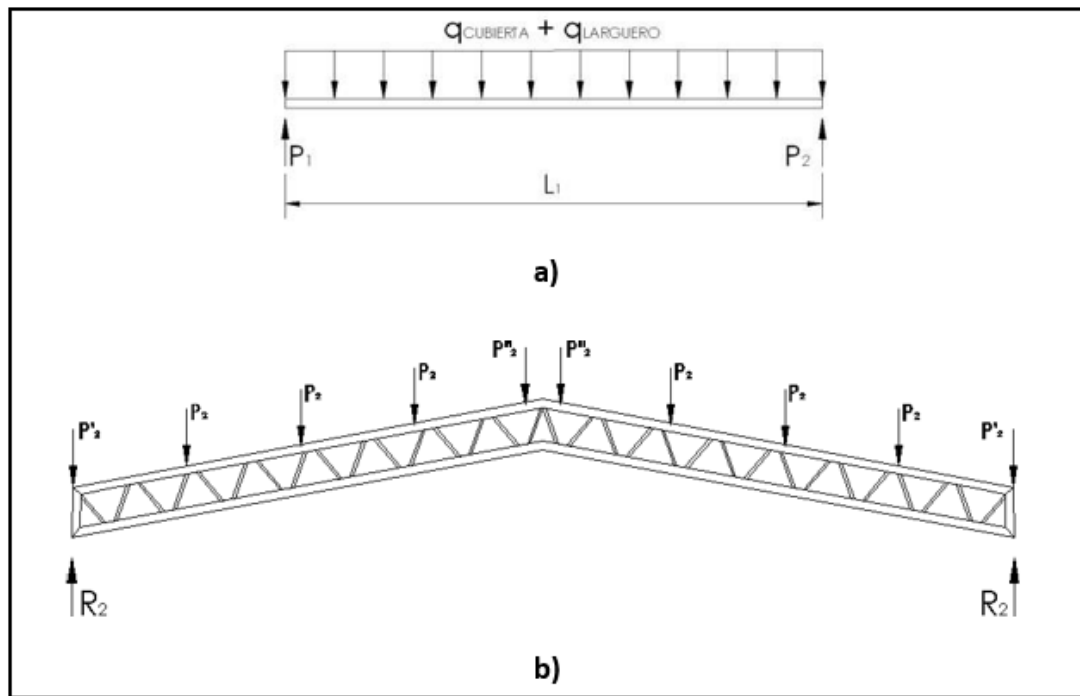
Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

En la figura anterior se ha ejemplificado con un sistema de techo que consiste en tres vigas de techo de alma abierta separadas una distancia L_1 y largueros separados una distancia S . La viga intermedia se ha referenciado como 2. La reacción en el larguero P_2 es transmitido a esta viga; es importante notar que

el larguero en la Figura 31.a no es un larguero de extremo que transmite una carga P'_2 , también es diferente de la reacción transmitida por los largueros en la cercanía de la cumbrera P''_2 .

Figura 31

Cargas gravitacionales



Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

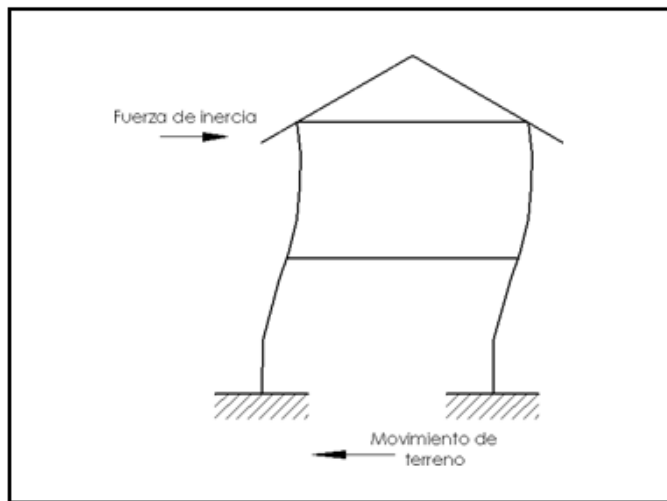
➤ **Cargas accidentales.**

Carga de sismo (E).

Los efectos de los movimientos sísmicos sobre las edificaciones son transmitidos a través del suelo sobre el cual se apoya; la base de la edificación tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base (ver Figura 3.9). Es así como se inducen fuerzas inerciales sobre las edificaciones producidas por sismos, las cuales son de sentido contrario al movimiento del suelo. Analizar las edificaciones bajo efectos de sismo es una labor muy compleja que requiere de simplificaciones para tomar parte del diseño estructural de éstas

Figura 32.

Fuerza de inercia producida por el movimiento sísmico.



Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

Las fuerzas sísmicas en edificios no dependen solamente de la intensidad del movimiento sísmico sino también de las propiedades de toda la estructura en conjunto, tales como su masa, rigidez y regularidad en su geometría, entre

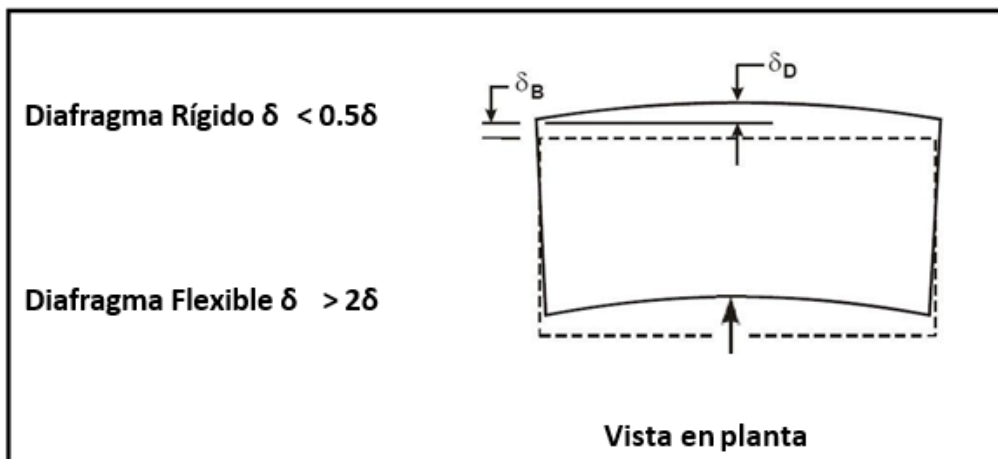
otras, que afectan de forma preponderante la respuesta dinámica de la edificación.

Comportamiento de las estructuras de techos ante fuerzas sísmicas.

Los sistemas de techos como parte de una edificación influyen en su respuesta dinámica; en su calidad de diafragma, se encargan de transmitir las fuerzas inducidas por sismo a los elementos verticales resistentes a cargas laterales. El análisis entonces radica en la determinación si el sistema de techos se comporta como un diafragma rígido o flexible (ver Capítulo 2); muchos autores coinciden en que un diafragma flexible es aquel en el que su deformación (δ_D) es más de dos veces que la deriva de entrepiso promedio del sistema resistente a cargas laterales paralelo a la dirección en cuestión (δ_B) (ver Figura 3.10).

Figura 33.

Criterio para determinar si un diafragma es flexible o rígido



Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

Retomando lo indicado en el capítulo anterior, si el techo (diafragma flexible) se comporta como diafragma rígido, transmitirá la carga de sismo a los elementos verticales conforme a sus rigideces en el plano de la fuerza; caso contrario (diafragma flexible) las transmitirá en proporción a su área tributaria, es decir, actuará entonces sobre el elemento una carga horizontal, que es proporcional a la suma de las cargas verticales que actúan directamente sobre ella (cantidad de masa tributaria).

3.4.2. ETAPA DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Cuando se tiene definido cuales son las cargas que soportará la edificación y los esfuerzos máximos, en base a las normas, que pueden soportar los elementos que componen la estructura de techos, es posible iniciar la etapa de Diseño Estructural de cada uno de los elementos que conforman la estructura de techos. Es en esta etapa donde se definirán cuáles son las dimensiones de los elementos, además de las características específicas de los mismos, con respecto a su composición particular, como en el caso de vigas de alma abierta y armaduras.

El diseño está basado en que cuando la estructura es sometida a las combinaciones de carga apropiadas, ningún estado límite aplicable, sea resistente o de servicio, será excedido.

Para lograr un diseño definitivo es necesario también definir cuál es el método de diseño a utilizar, para lo cual es importante conocer la filosofía de diseño bajo el cual se desarrolla dicho método. La filosofía de diseño está relacionada con los estados límites que se aplican para la evaluación estructural. Es posible definir un estado límite como una condición que representa un límite de utilidad estructural más allá de la cual la estructura deja de cumplir con una función proyectada³; dichos estados límite pueden estar dictados por requerimientos funcionales de la estructura o pueden ser arbitrarios. Los

estados límite pueden dividirse en dos tipos: **estados límite de resistencia (o estado límite últimos)** y **estados límite de servicio (funcionales)**. En el siguiente esquema (Diagrama 3.4) se muestran los dos tipos de estados límites y los criterios a tomar en cuenta en cada estado límite.

Figura 34.

Diagrama Estados límites de diseño



Nota: Autor

Los estados límite de servicio están relacionados con los requerimientos funcionales de la estructura bajo condiciones normales de servicio, es decir son formulados con el fin de evitar funcionamientos indebidos en la estructura por el uso diario. No está directamente relacionado con fallas en la estructura, pero si tiene implicaciones con elementos no estructurales que pueden sufrir daños o la molestia que puede ocasionarle a los usuarios.

Para elementos estructurales de CUBIERTA, los estados límite de servicio incluyen principalmente la evaluación de las deflexiones en elementos que funcionan como vigas o largueros. Muchos de los criterios sobre capacidad de servicio son de sentido común o reglas probadas en la práctica relacionadas con las limitaciones de las dimensiones, así como restricciones en el peralte total de una viga. La sección **L3.1** de las especificaciones **LRFD** estipula que las deformaciones en miembros y sistemas estructurales debidas a cargas de servicio no deben imposibilitar la prestación de servicio de la estructura; sin embargo, no se establecen límites específicos. En la siguiente tabla (tabla

3.13) se muestran límites de deformación sugeridos para algunos elementos de techo. (Mc Graw-Hill interamericana, México 2006).

Tabla 11.

Límites de flechas sugeridos⁴.

Descripción	δ
Vigas que cargan enyesados u otro acabado quebradizo	L/360
Miembros de techo que soportan cielorraso sin yeso	L/240
Miembros de techo que soportan cielorraso	L/180
Voladizos	L/180

Nota: Asociación latinoamericana del acero, (2022).

Los estados límites de servicio se revisan bajo cargas no factorizadas. Para vigas de techo, la flecha o deflexión máxima se verifica para una combinación de carga:

respectivamente.

Los estados límite de resistencia, que pueden ser llamados también estados límites últimos, están relacionados con la seguridad contra cargas extremas durante la vida proyectada de la estructura, dichos estados límite dependen de la resistencia de los elementos, de los miembros o de la estructura.

Con base al estado límite de resistencia, existen dos métodos de diseño que se emplean en gran medida; a continuación, se definirán los métodos de diseño existentes y con mayor énfasis el Método de resistencia última (**LRFD**), que será el método para utilizar en el presente documento para el diseño de los elementos constitutivos de cubiertas.

3.4.2.1. Métodos de diseño.

La mayoría de las estructuras están regidas en su diseño por códigos, normas y especificaciones. Estas contienen las opiniones más valiosas proporcionadas por instituciones nacionales e internacionales para poder predecir el comportamiento de las estructuras ante las diferentes solicitaciones de carga a las que pueden estar sometidas.

Para el diseño de cualquier estructura que se proyecte dentro de una edificación; las normas que están asociadas a este reglamento y que presentan las disposiciones a cumplir en cualquier edificación son las siguientes:

Están basadas en los métodos de diseño desarrollados por instituciones internacionales. Otras instituciones internacionales como la **AISC (American Institute of Steel Construction)** define para las estructuras de acero las especificaciones para el diseño, esta institución ha establecido dos métodos de diseño:

- a) Método ASD (“Allowable Stress Design” o “Diseño por esfuerzos permisibles”)
- b) Método LRFD (“Load and Resistance Factor Design” o “Diseño por Factores de Carga y Resistencia”)

Designados cada uno de esta manera debido a la filosofía de diseño utilizado en los Cálculos

3.4.3. ETAPA DE REVISIÓN

En las diferentes etapas de diseño estudiadas anteriormente, se realiza una revisión continua de los elementos constituyentes de estructuras de techos, esto es en sí el proceso de diseño, la verificación de que el elemento propuesto cumple con todas las solicitaciones a las que estará sometido durante su vida útil.

En esta etapa se hace la última verificación del elemento diseñado, que puede resultar en una modificación estructural del mismo, generalmente la revisión del elemento en esta última etapa es en función a los estados límite de servicio que, aunque no tienen implicaciones en el funcionamiento estructural, pueden tener implicaciones en el funcionamiento de servicio de la estructura, es decir en la apariencia, daños en elementos no estructurales, etc. Se mencionó anteriormente como el factor que define el estado límite de servicio en elementos de techos la deflexión o flecha máxima en el elemento debido a las cargas de servicio no factorizadas

3.5. PLANOS ESTRUCTURALES DE CUBIERTA METÁLICA

Luego de establecer los elementos de la estructura del techo, su disposición, sus dimensiones y de revisar la respuesta estructural de éstos, el proceso del diseño continúa con la preparación de planos estructurales de la cubierta. Los planos contienen la información básica necesaria para los detalles estructurales que conciernen a los elementos de la estructura de techo, esto es la ubicación y tamaño de éstos, especificaciones sobre tornillos y soldaduras, atiesadores, pintura y galvanizado, etcétera. Por lo general la selección entre tornillos y soldaduras es preferible que la realice el encargado del montaje de la estructura, debido a que en la construcción puede ejecutar métodos de conexión con los cuales está más familiarizado y que posee el equipo y las herramientas necesarias; la selección del método de conexión debe ser bajo la aprobación del encargado del diseño de la estructura, el cual

a su vez es la persona profesional que firma los planos. Esta persona debe asegurar que los detalles presentados reflejen que los elementos de techo funcionen como fueron idealizados en su diseño.

Los planos estructurales son representaciones a escala de la edificación, por lo cual consta de elementos básicos necesarios para su correcta y clara interpretación. Estos elementos pueden ser: simbología, nomenclatura, detalles y especificaciones.

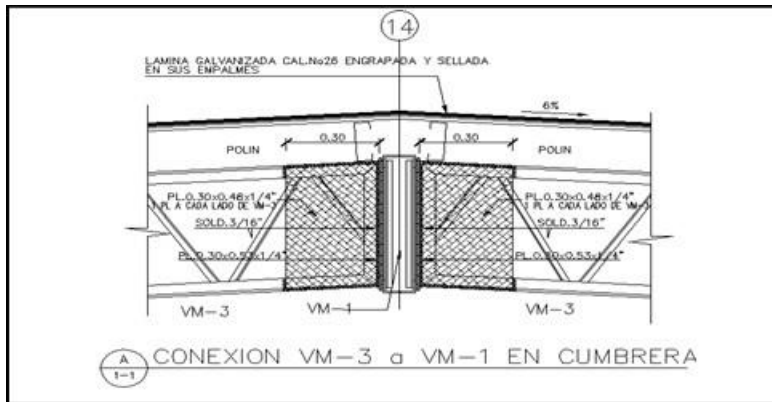
Detalles y especificaciones.

En todos los planos estructurales se incluyen detalles y especificaciones de los diferentes elementos estructurales, los cuales indican pormenores del refuerzo, conexiones, materiales a utilizar, dimensiones importantes, etc. Estos datos son proporcionados con el objeto de facilitar al encargado de la construcción información sobre el montaje y conexiones de los elementos estructurales. Los detalles y especificaciones deben estar claras, sin discrepancias con los planos globales y acorde a las consideraciones hechas en el diseño.

En la figura 3.59c, se indica una sección hipotética "A (1-1)" la cual hace referencia al detalle de la conexión de las vigas de alma abierta en la cumbrera, la cual es mostrada en la figura 3.60 El detalle muestra las dimensiones de la placa que conecta a las vigas, el tipo de soldadura, especificaciones del material de cubierta y pendiente de ésta, etcétera.

Figura 35.

Detalles y especificaciones de conexión de vigas en cumbrera



Nota: (Asociación latinoamericana del acero, 2022).

Es evidente que la calidad mostrada en los planos es importante en cuanto a la interpretación de estos, por tanto, mientras más claros y ordenados estén los planos menos problemas habrá en la ejecución de la edificación. Es de suma importancia una correcta elaboración de planos estructurales de la estructura de cubierta especialmente en las conexiones de sus elementos, ya que, como se vio en capítulos anteriores, las conexiones es el punto más delicado en estructuras de acero.

CAPITULO 4: EJECUCIÓN DEL MODELO PRELIMINAR EN SOFTWARE SAP 2000

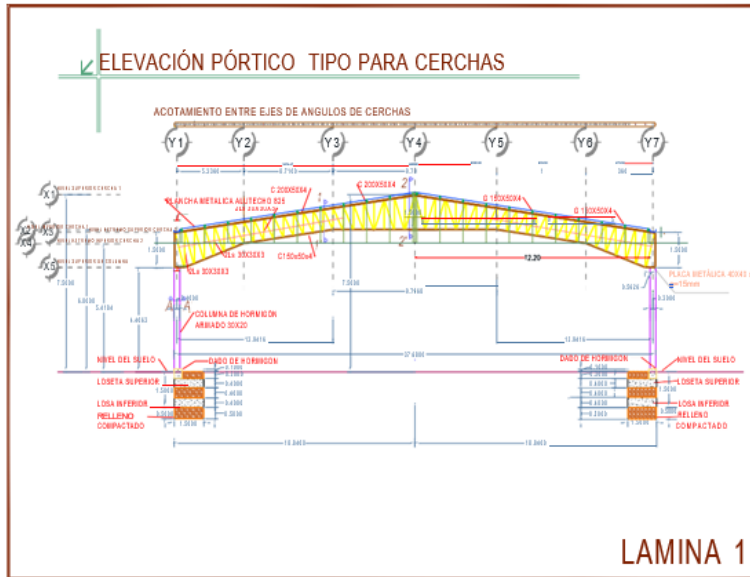
En este punto se modelará la nave industrial para su posterior análisis de demanda de las distintas secciones que forman la estructura, esto ingresando los factores calculados con anterioridad. Se debe destacar que el análisis estructural en Sap2000 nos permitirá visualizar detalladamente que secciones trabajan con más demanda, esto optimizara poder identificar si es necesario de cambiar secciones a dimensiones mayores o menores

A continuación, se mostrará el proceso que se realizará para el análisis estructural, comenzando desde el dibujo, ingreso de cargas, análisis estructural, un análisis de resistencia para poder comprender el comportamiento de la estructura ante las diferentes sollicitaciones de cargas y encontrar la mejor solución para su reforzamiento

Una vez conseguidos los datos de prediseño se procederá a realizar el modelado en el programa SAP2000.

Figura 36.

Vista 2d del pórtico base



Nota: Autor - SAP2000

4.1. SIMBOLOGÍA BASE

Tabla 12.

Simbología Base

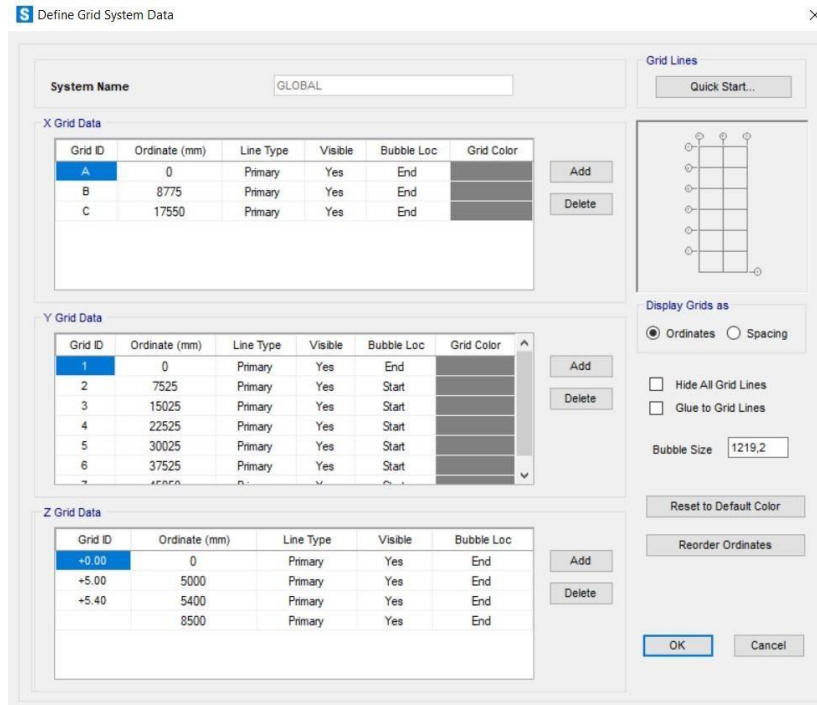
Descripción	Dimensión
Luz total	37.68 m
Altura	7.5 m
Altura columna	4.40 m

Nota: Autor

Definición del mallado estructural para la nave industrial, se ingresa los datos de la malla de trabajo del eje x, eje y, eje z que corresponden a la distancia de ancho, profundidad y altura.

Figura 37.

Definición del mallado de trabajo en SAP2000



Nota: Autor - SAP2000

Anteriormente se describió la perfilería que tendría la nave industrial ahora ingresaremos sus perfiles y sus propiedades correctamente a través del software. Se presenta la propiedad de los materiales que se van a utilizar para el correcto análisis, los perfiles que se van a utilizar pertenecen a un material de acero ASTM A36 se utilizaron las propiedades del catálogo del proveedor a utilizar IPAC (Acero ASTM).

Figura 38.

Ingreso de las propiedades de material A36 según el catálogo

S Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A36

Material Type: Steel

Material Grade: Grade 36

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7849,0476

Mass per Unit Volume: 800,3801

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2,039E+10

Poisson, U: 0,3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 7,842E+09

Other Properties For Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 25310507,

Minimum Tensile Stress, Fu: 40778038,

Expected Yield Stress, Fye: 37965760,

Expected Tensile Stress, Fue: 44855842,

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Nota: Autor - SAP2000

4.2. DEFINICIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tabla 13.

Elementos estructurales

Elemento Estructural	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Observación
Columnas	40	40	0,4	

Nota: Autor

Tabla 14.

Elementos seleccionados

Elemento Estructural	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Observación
Cercha Principal				
Angulo Superior e Inf (30x30x3)	7,5	7,5	0,3	
Angulo Superior e Inf (30x30x3)	7,5	7,5	0,4	

Nota: Autor

Tabla 15.

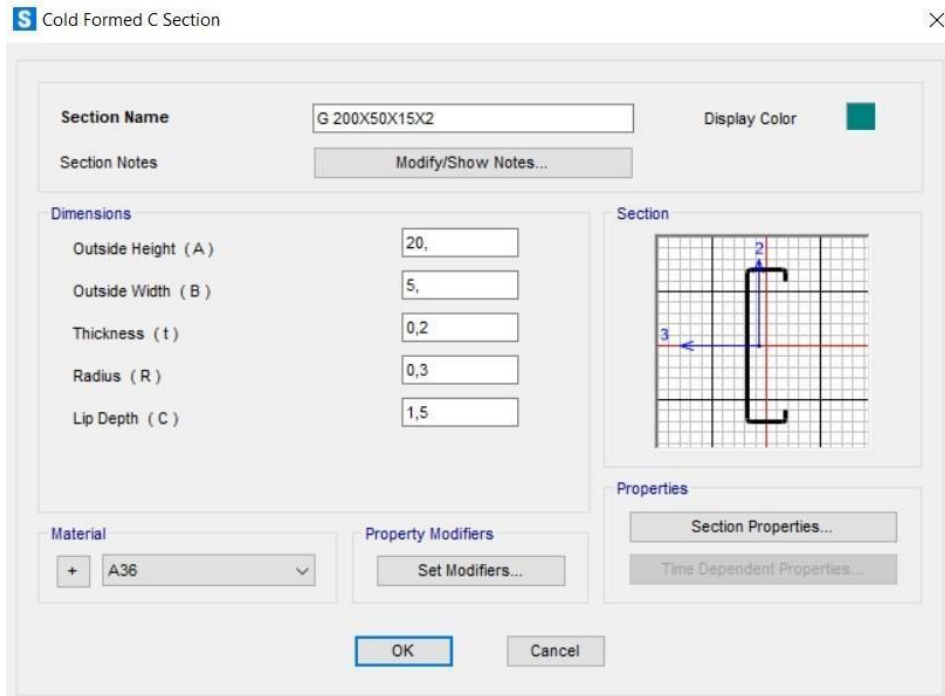
Elementos seleccionados (c)

Elemento Estructural	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Observación
Cubierta Metálica				
Correas G (150x50x15x4)	50	15	4	
ALUTECHO			0,4	

Nota: Autor

Figura 39.

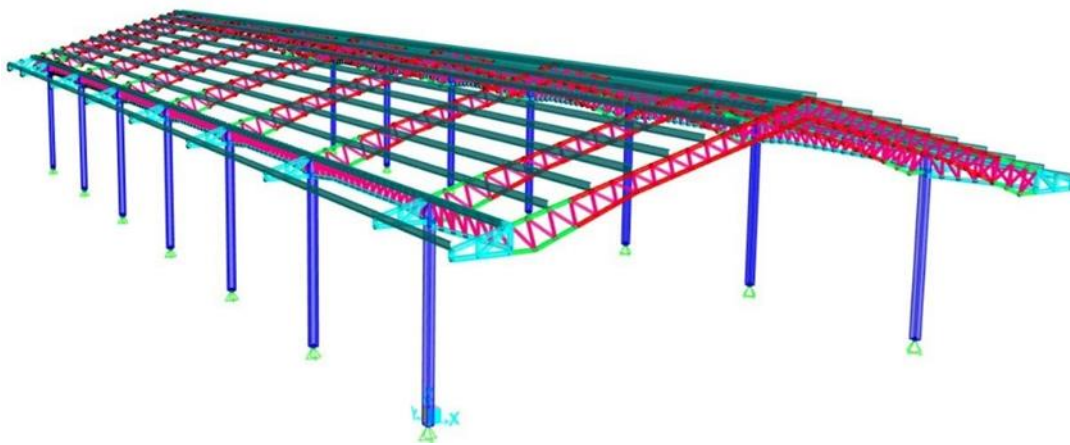
Cubierta Metálica correas generado en SAP2000



Nota: Autor - SAP2000

Figura 40.

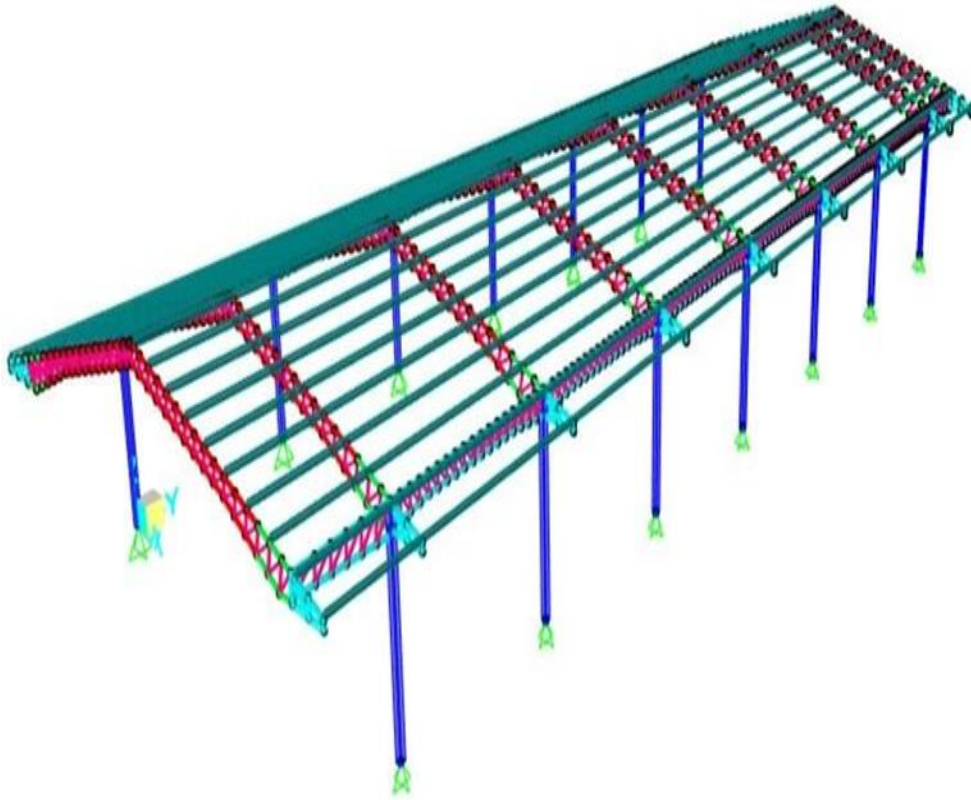
Diseño 3d generado en SAP2000



Nota: Autor - SAP2000

Figura 41.

Diseño 3D generado en SAP2000.



Nota: Autor - SAP2000

4.3. INGRESO DE CARGAS

Terminado el modelado con las características predefinidas se procedió al ingreso de las cargas calculadas en puntos anteriores. Para esto se define los patrones, los casos de carga y las combinaciones de carga.

A continuación, se presenta en la siguiente una tabla de resumen de las cargas aplicadas a la estructura.

Tabla 16.

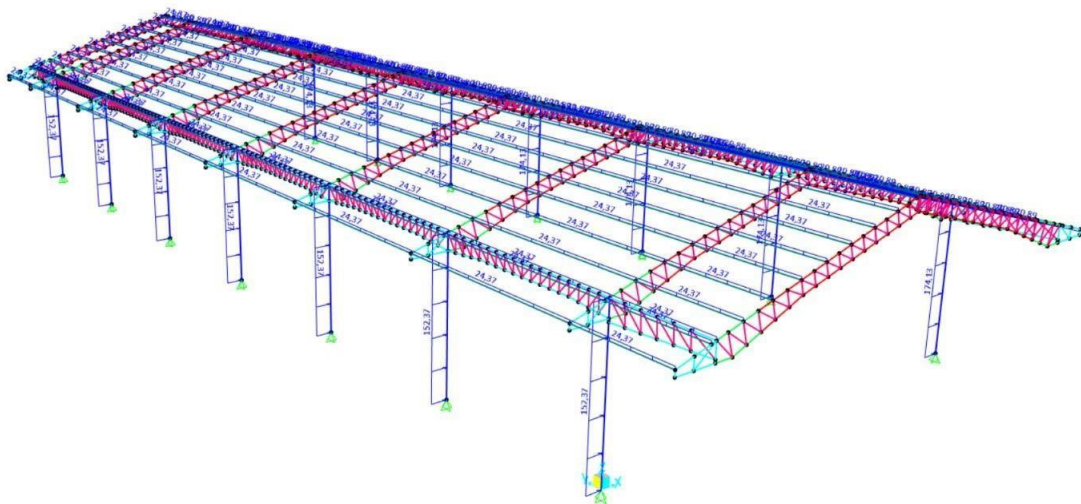
Cargas aplicadas a la estructura

Carga	Valor	Ubicación
Carga muerta	12.38	Correas
Carga Viva	60 kgf/m	Correas
Carga de Viento Tipo I	152.37 kgf/m	Pared Izquierda
Carga de Viento Tipo I	20.89 kgf/m	Cubierta Izquierda
Carga de Viento Tipo I	20.89 kgf/m	Cubierta Derecha
Carga de Viento Tipo I	130.59 kgf/m	Pared Derecha
Carga de Viento Tipo II	152.37 kgf/m	Pared Izquierda
Carga de Viento Tipo II	24.37 kgf/m	Cubierta Izquierda
Carga de Viento Tipo II	20.89 kgf/m	Cubierta Derecha
Carga de Viento Tipo II	130.59 kgf/m	Pared Derecha
Cortante Basal	0.28 kgf/m	Carga de Sismo

Nota: Autor

Figura 42.

Cargas de viento tipo I



Nota: Autor - SAP2000

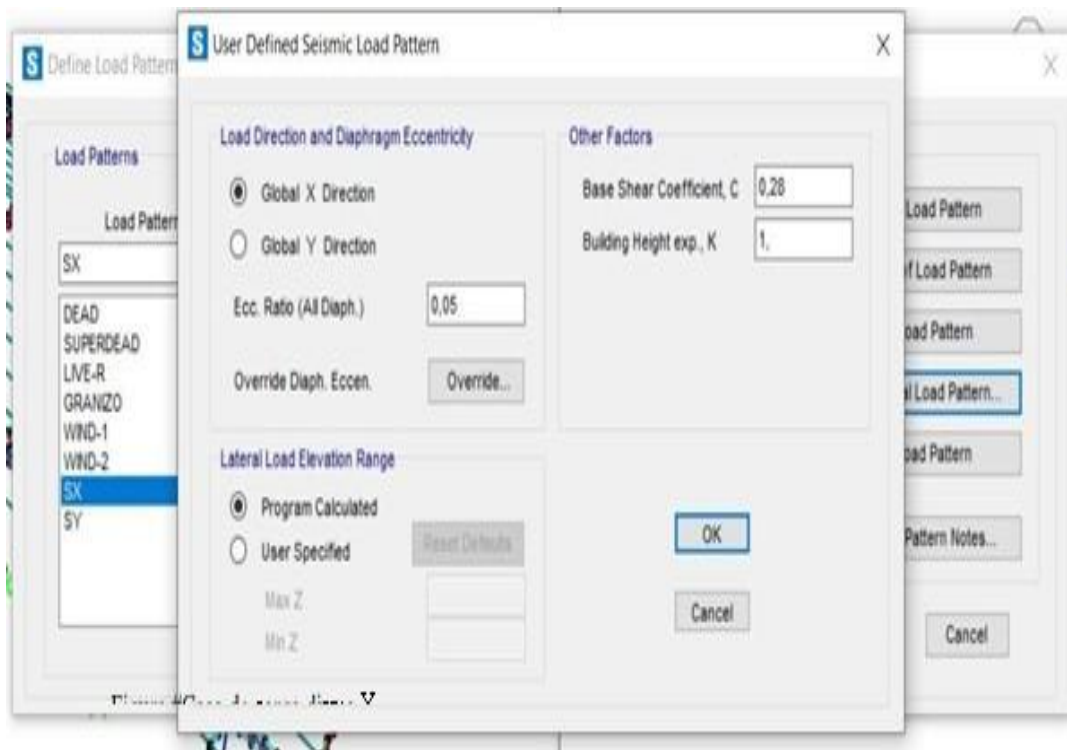
Para la introducción del coeficiente basal se presenta a continuación, se realiza este proceso para cada dirección, debido a la simetría y la ausencia de irregularidades el valor es el mismo en X y Y. El factor de excentricidad admite un 5% para ciertas distorsiones que generan torsión, es decir en cualquier etapa constructiva se omite algún criterio, pues este factor sobreguarda el diseño, esto lo adopta la NEC-SE-DS

Se introduce el coeficiente de corte basal de 0.28 calculado anteriormente en el segmento de análisis de carga, carga sísmica.

Para precisar de mejor forma el comportamiento sísmico en X y Y, se delimitan los parámetros de la tabla # (carga sísmica) para la función espectro de respuesta inelástico.

Figura 43.

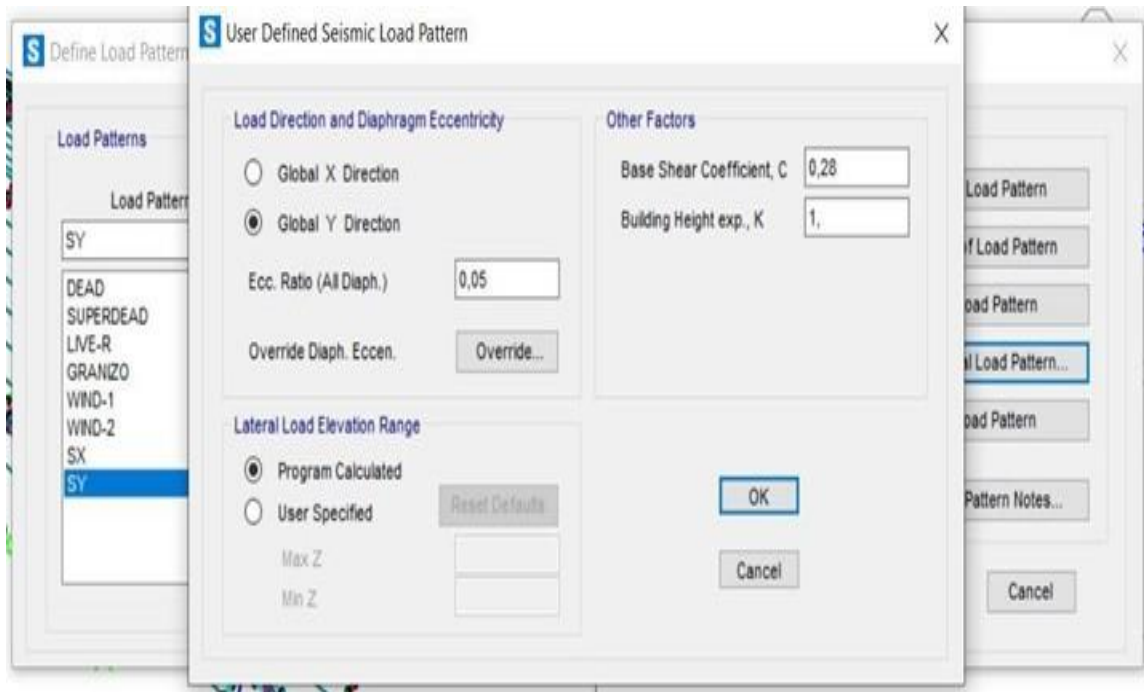
Comportamiento sísmico en X



Nota: Autor - SAP2000

Figura 44.

Comportamiento sísmico en Y

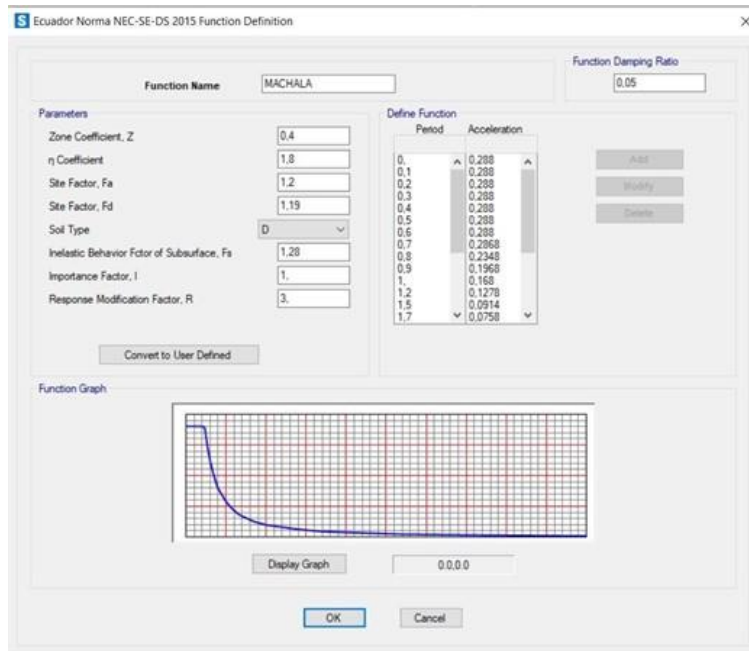


Nota: Autor - SAP2000

El espectro de diseño inelástico se obtiene de forma directa aplicando un factor de reducción, conocido como factor “R”, al espectro de respuesta elástico, este factor $R = 3$ según AISC corresponde a sistemas estructurales de acero no detallados específicamente como sismorresistentes.

Figura 45.

Función de espectro de respuesta inelástico

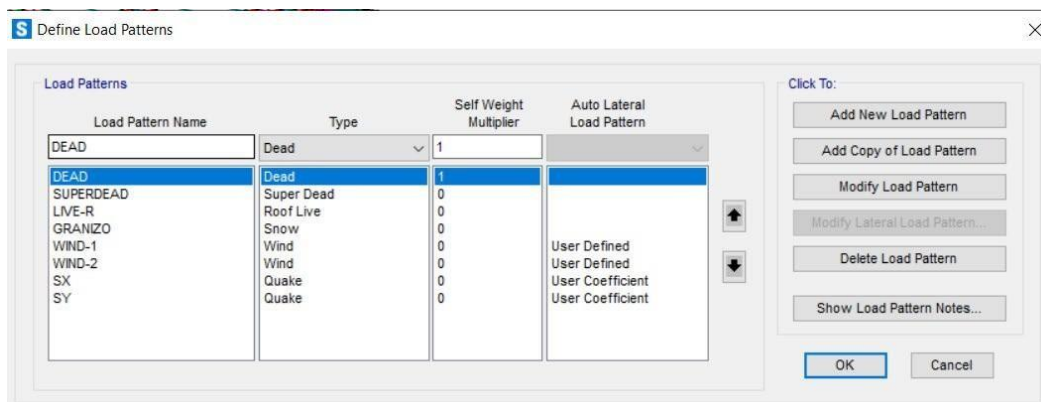


Nota: Autor - SAP2000

Así mismo se define los patrones de carga que soportara la estructuras en el análisis como se muestra a continuación:

Figura 46.

Patrones de carga para el análisis generado en SAP2000



Nota: Autor - SAP2000

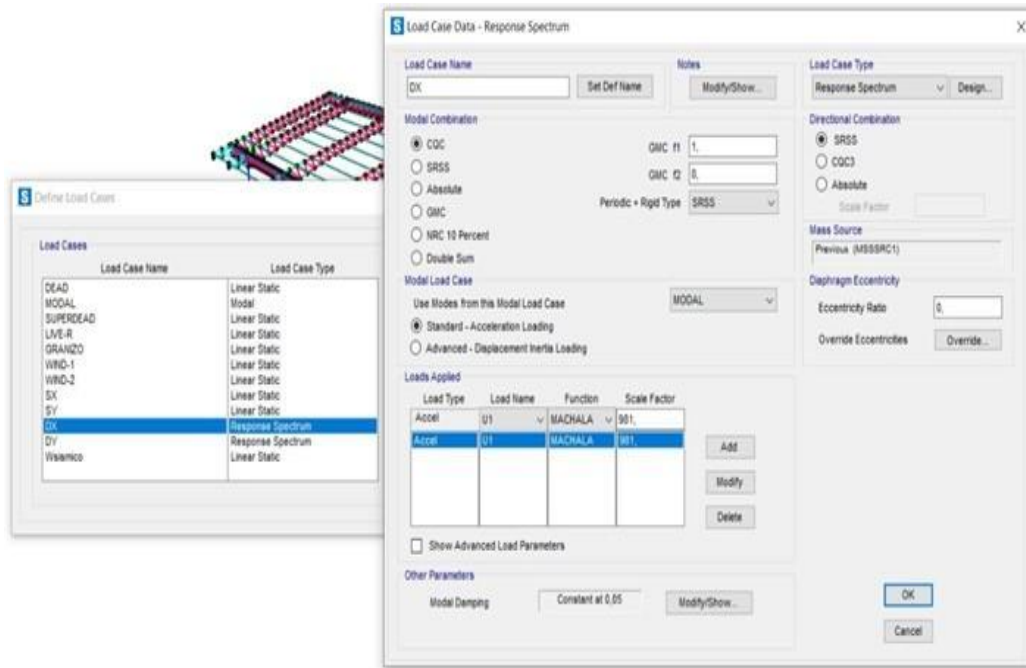
Ha medida que la estructura tienda a ser más irregular o vulnerable a sus características geométricas, exige un análisis modal para ellos definiremos los sismos dinámicos.

Empalmar esta ventana del software es un mundo del análisis dinámico estructural ya que provee de muchas herramientas para la correcta utilización que sea el caso para ellos importante describir algunos de los parámetros que se toman en cuenta para el software SAP2000, una herramienta importante de describir es los tipos de modos analizar ya que el SAP utiliza dos métodos que son los Eigen Vectores y Ritz Vectors cada uno se utiliza para diferentes casos para hallar la respuesta natural de nuestra edificación se aplicara el método Eigen Vectores.

Los Eigen vectores sirven para estudiar características propias de la estructura, este método es excelente para corregir errores de la estructura analizar cómo es el caso del fenómeno de resonancia.

Figura 47.

Definición de sismo dinámico X y Y generados en SAP2000

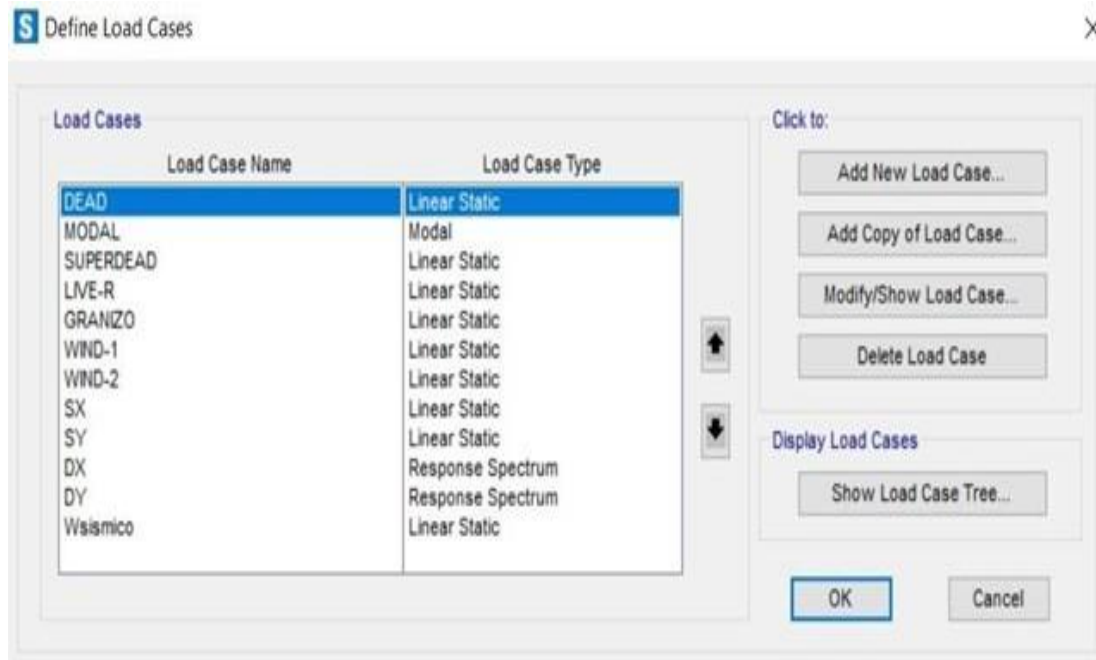


Nota: Autor - SAP2000

Así mismo vamos a definir los casos de cargas que soportara la estructura en el análisis como se muestra a continuación:

Figura 48.

Casos de carga generado en SAP2000

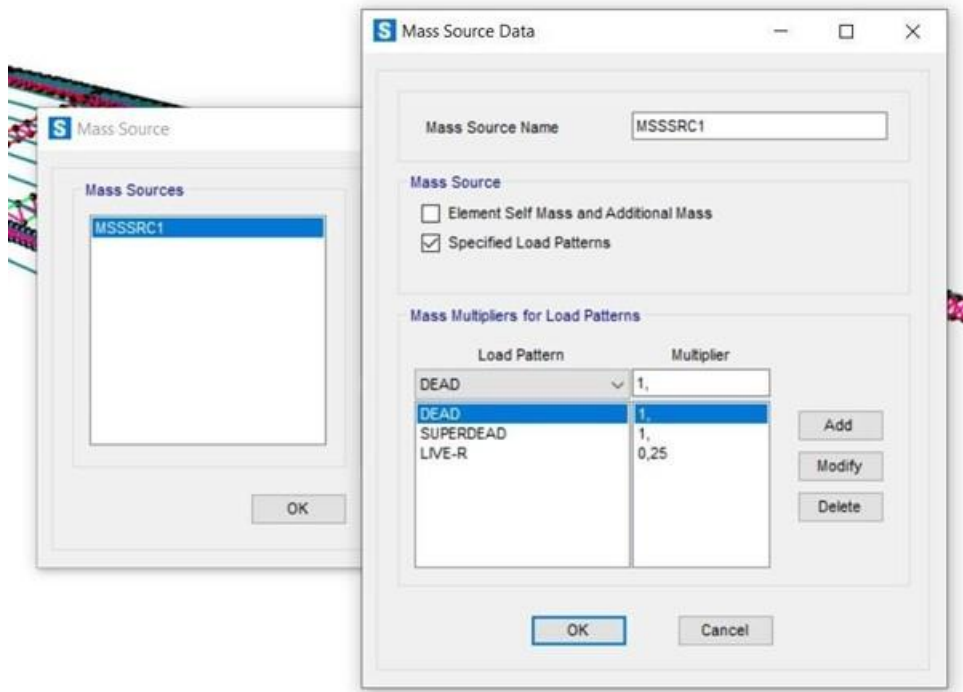


Nota: Autor - SAP2000

Referente a la participación de masas fuente durante el sismo la Normativa (Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS, 2015), se especifica que estas deben participar a nivel de patrón de carga de 100%, las cargas vivas el 25%, en sistemas estructurales bajo – medio es decir viviendas y estructuras que no sean de edificaciones importantes, por esta razón se crea esta masa referente que no sean de edificaciones importantes, por esta razón se cree esta masa referente con respecto a la normativa, se observa a continuación su generación en el software.

Figura 49.

Fuente de masa referente generado en SAP2000



Nota: Autor - SAP2000

Mass Source Data (masa reactiva), permite que las cargas gravitacionales puedan participar durante el sismo y tenga efecto sobre la estructura, el porcentaje de participación realmente depende del tipo de edificación, en general la definición de mass source afecta al resultado del análisis modal (el cual a su vez afectara en segunda instancia a los análisis de respuesta espectral).

Al modificar el mass source, estamos modificando los periodos de la estructura, alargándolos si agregamos masa y acortando los periodos si retiramos dichas masas por lo tanto es importante considerar todas las masas asociadas.

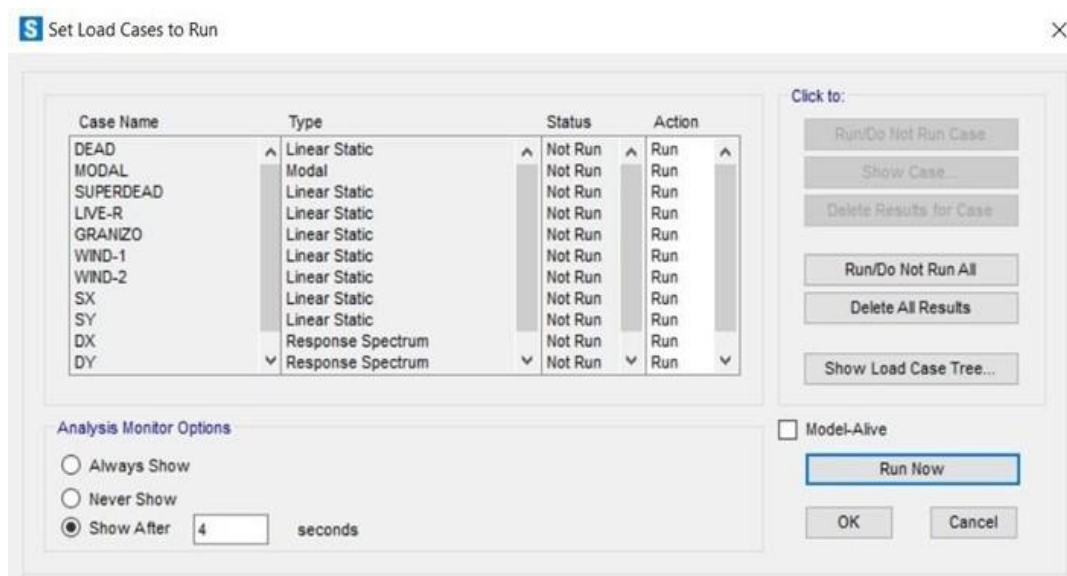
CAPITULO 5: RESULTADOS

5.1. Resultados de la Modelación

En la siguiente imagen se muestra los casos de cargas que simularan:

Figura 50.

Ejecución de la simulación en SAP2000



Nota: Autor - SAP2000

Para el análisis estructural de la edificación se realizó un análisis modal espectral con la finalidad de determinar el comportamiento de la estructura ante ciertos patrones de cargas y determinar las distorsiones entre piso que pudiera tener y comparar con la máxima normativa.

5.1.1. Participación Modal de las Masas

En el NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015), la participación de una masa modal acumulada debe ser al menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales consideradas, en este caso se consideraron 12 modos de vibración.

Tabla 17.*Proporción de participación de carga modal Fuente SAP2000*

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Output Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9888	99,46
MODAL	Acceleration	UY	99,9771	99,4613
MODAL	Acceleration	UZ	821.564	40.71

Nota: Autor

5.1.2. Comparación de Análisis Dinámico con el Análisis Estático

Este análisis está establecido por la NEC-SE-DS (2015), el cual hará uso del espectro sísmico de respuesta elástico de aceleraciones, donde se debe comprobar que el ajuste del cortante basal que se obtiene de la base de la estructura no debe ser menor al 85% del cortante basal estático para estructuras regulares.

Tabla 18.*Comparación de cortante basal dinámico y estático (a)*

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
<i>Text</i>	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
SX	LinStatic		-21842,33	1,60E-10	6,13E-08	0,00000143	-153697,7
SY	LinStatic		-5,01E-10	-21842,33	2,74E-09	153697,7	1,59E-08
DX	LinRespSpec	Max	4841,89	0,08752	2,23	50,49	32800,78
DY	LinRespSpec	Max	0,08738	3861,52	0,38	25189,25	3,44

Nota: Autor - SAP2000

En la tabla del Capitulo anterior, se observa que el cortante basal dinámico no es mayor al 85% del estático por lo que se debe escalar el espectro de respuesta en los dos sentidos, X y Y, para cumplir con el análisis.

El factor de escalamiento para X toma el valor de 4.51 y para Y 4.51, con estos datos se escala el espectro y se presentan los siguientes cortantes:

Tabla 19.

Comparación de cortante basal dinámico y estático (b)

<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>	<i>GlobalFY</i>	<i>GlobalFZ</i>	<i>GlobalMX</i>	<i>GlobalMY</i>
<i>Text</i>	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
<i>SX</i>	LinStatic		-21842,33	1,60E-10	6,13E-08	0,00000143	-153697,7
<i>SY</i>	LinStatic		-5,01E-10	-21842,33	2,74E-09	153697,7	1,59E-08
<i>DX</i>	LinRespSpec	Max	21836,9	0,39	10,08	227,73	147931,5
<i>DY</i>	LinRespSpec	Max	0,39	17414,25	1,72	113595,58	15,5

Nota: Autor - SAP2000

Al comparar los valores tanto en x como en y, se puede observar que el sismo dinámico cumple ahora con ser al menos el 85% del estático.

Los resultados de los 12 modos propios se pueden observar ver que tiene 99% de masa en X y un 90% en Y.

Figura 51.

Resultados

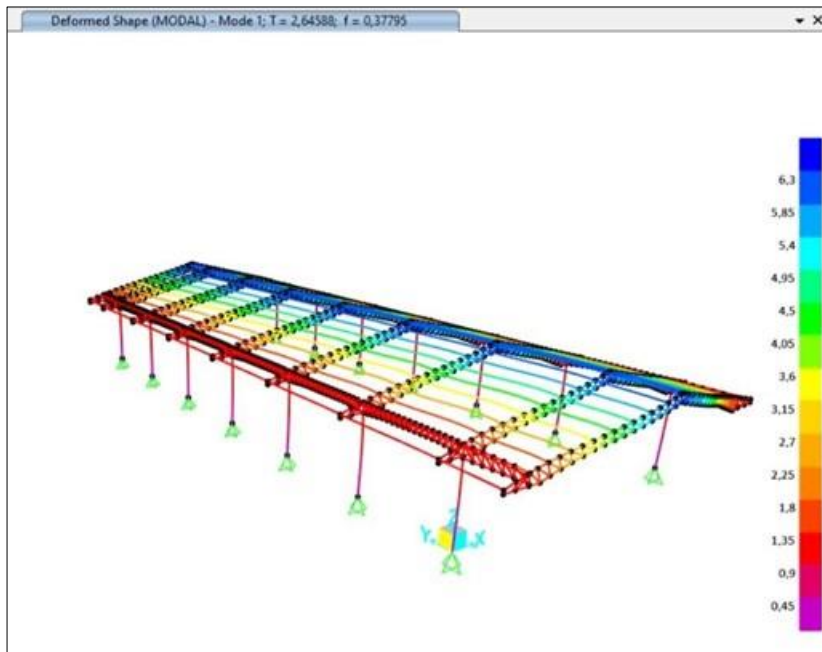
OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	2,645875	2,98E-13	0,76	1,178E-12	2,98E-13	0,76	1,178E-12	0,002266	2,422E-13	2,192E-06	0,002266	2,422E-13	2,192E-06
MODAL	Mode	2	1,900391	8,309E-06	1,882E-06	2,107E-10	8,309E-06	0,76	2,119E-10	1,705E-09	3,061E-10	0,89	0,002266	3,063E-10	0,89
MODAL	Mode	3	1,834466	0,8	1,016E-10	3,23E-09	0,8	0,76	3,441E-09	2,121E-10	2,036E-06	1,168E-05	0,002266	2,036E-06	0,89
MODAL	Mode	4	1,592359	0,19	4,59E-10	2,084E-09	0,99	0,76	5,526E-09	1,267E-09	2,014E-05	1,779E-07	0,002266	2,218E-05	0,89
MODAL	Mode	5	1,413489	1,808E-05	2,519E-06	1,159E-08	0,99	0,76	1,712E-08	5,318E-08	8,162E-10	0,01086	0,002266	2,218E-05	0,9
MODAL	Mode	6	1,269371	3,604E-07	1,907E-05	9,661E-10	0,99	0,76	1,809E-08	2,885E-08	8,502E-12	0,08885	0,002266	2,218E-05	0,99
MODAL	Mode	7	1,205565	0,003081	6,913E-09	2,58E-07	0,99	0,76	2,761E-07	1,927E-10	2,049E-06	4,837E-07	0,002266	2,423E-05	0,99
MODAL	Mode	8	1,055741	2,848E-06	8,434E-09	4,191E-08	0,99	0,76	3,18E-07	3,172E-07	5,109E-09	0,001964	0,002266	2,423E-05	0,99
MODAL	Mode	9	1,004295	1,757E-10	0,23	2,334E-12	0,99	0,99	3,18E-07	0,001034	6,874E-12	3,688E-06	0,0033	2,423E-05	0,99
MODAL	Mode	10	0,948826	0,0001237	4,264E-08	6,009E-08	0,99	0,99	3,781E-07	2,571E-08	9,121E-08	8,267E-08	0,0033	2,432E-05	0,99
MODAL	Mode	11	0,708200	1,91E-10	6,12E-06	2,705E-09	0,99	0,99	3,809E-07	6,596E-06	1,347E-11	0,0064	0,003306	2,432E-05	0,99
MODAL	Mode	12	0,660189	2,34E-08	7,164E-10	0,41	0,99	0,99	0,41	4,389E-06	4,161E-06	5,373E-09	0,003311	2,849E-05	0,99

Nota: Autor - SAP2000

En el primer modo se puede observar que en el eje Y participa un 76% de la masa participativa y luego de esto aparecen modos escurriós es decir modos sin masa participativa relevante ni en eje X ni en la dirección Y tampoco en la dirección z en el modo rotacional, aunque se puede observar en el tercer modo una participación de masa considerable. En el tercer modo aparece una masa participativa elevada de 80% en la dirección X se puede considerar el periodo fundamental en X como 1.83segundos que se le puede definir a la estructura muy flexible. Es importante que debemos acercarnos a un periodo que nos indica la normativa para prever estabilidad a la estructura cuyo periodo es de 0.39 segundos. los modos escurriós no tienen significación al no tener masa participativa estos periodos al comportamiento sísmico no son relevantes.

Figura 52.

Modo 1 Translación $U_x = 76\%$

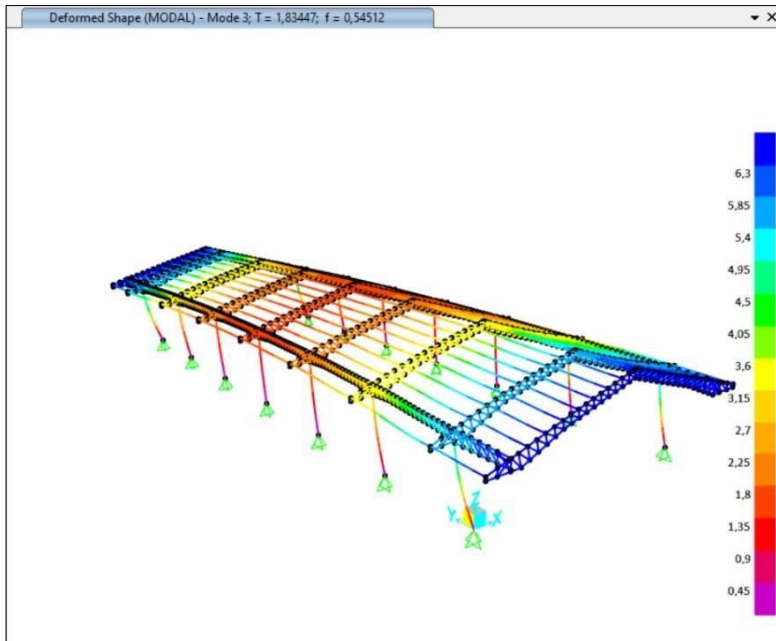


Nota: Autor - SAP2000

En la Figura 52, se muestra el comportamiento de la estructura ante la respuesta dinámica modal donde presenta mayor desplazamiento hacia el eje x con una más participativa de 76%, se puede observar que el pórtico más desfavorable en la ubicación de su cabeza columna no presentan deformaciones elevadas sino más bien mayor comportamiento deformable sobre la cubierta de la columna donde presentan rangos entre 3 a 6 cm.

Figura 53.

Modo 3 Translación Ux = 88%



Nota: Autor - SAP2000

En la Figura 53, se muestra el comportamiento de la estructura ante la respuesta dinámica modal #3 donde presenta mayor desplazamiento hacia el eje x con una más participativa de 88%, se puede observar que el pórtico más desfavorable en la ubicación de su cabeza columna presentan deformaciones de 5 a 6 cm provocando inestabilidad a los pórticos y poniendo en riesgo las vidas.

5.1.3. Cumplimiento de Estados Límites de Servicio

Es un enfoque a la seguridad en el cálculo estructural preconizado por diversas normativas o códigos donde consiste en enumerar una serie de situaciones arriesgadas cuantificables mediante una magnitud y asegurar con un margen de seguridad razonable que la respuesta máxima favorable de la estructura en cada una de esas situaciones es superior a la exigencia real sobre la estructura.

5.1.3.1. Deformaciones Permisibles por Cargas Gravitacionales

En la siguiente tabla se observa los valores límites por dados por la internacional buildin y los resultados obtenidos en el análisis.

Tabla 20.

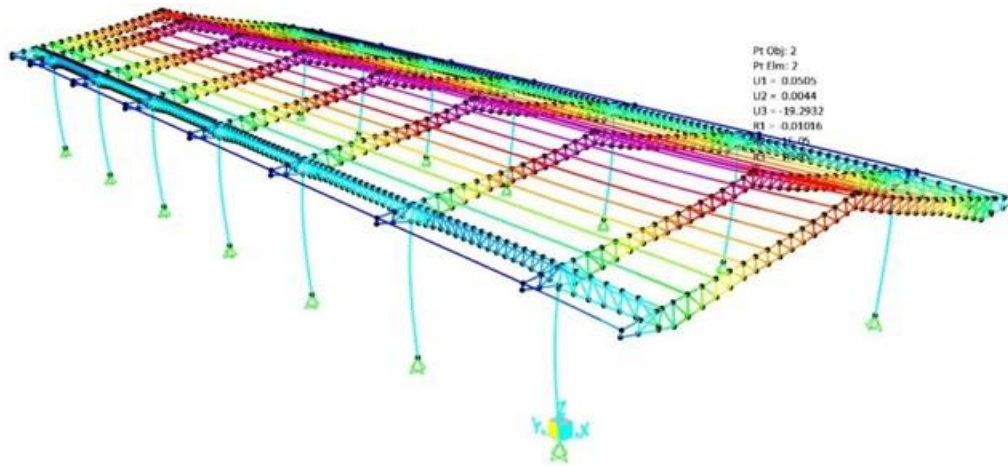
Deformaciones permisibles por cargas inmediatas

Deformaciones permisibles por cargas inmediatas (International Buildin Code)			
Tipo de Carga	Limite	Limite (cm)	Resultado (cm) Sap2000
D + L	LL180	9.75	-19.29
Carga Viento I	LL180	9.75	7.94
Carga Viento II	LL180	9.75	7.94
Carga Viva	LL180	9.75	-14.68

Nota: Autor

Figura 54.

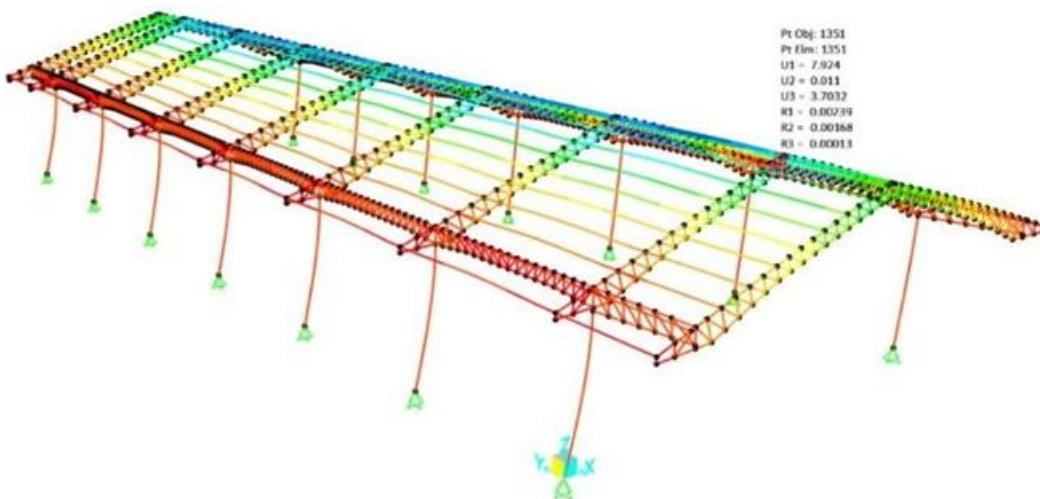
Deformación máxima para la combinación D + L



Nota: Autor - SAP2000

Figura 55.

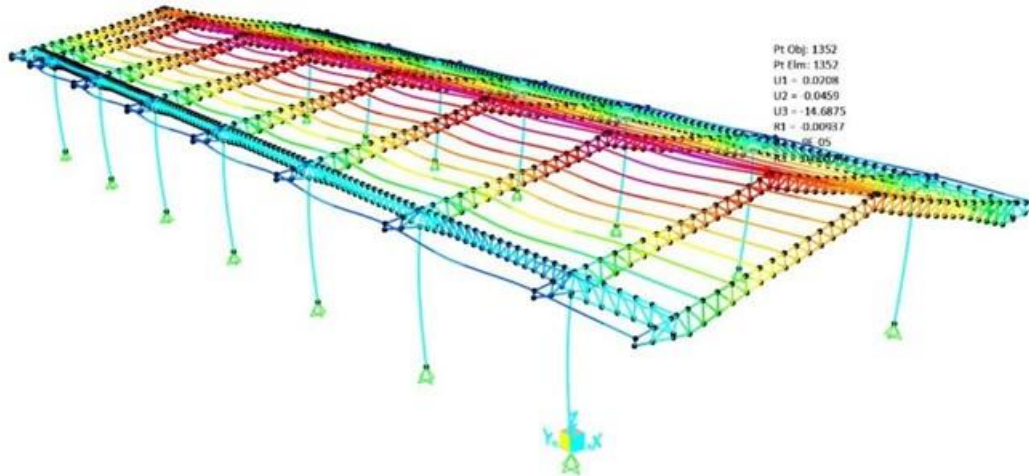
Deformación máxima para la combinación Viento Tipo



Nota: Autor - SAP2000

Figura 56.

Deformación para carga viva



Nota: Autor - SAP2000

5.1.3.2. Desplazamiento Lateral

Los valores límites para para las deformaciones horizontales o derivas de piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 7 y se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamiento ΔM de la estructura, causada por el mismo diseño (NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, 2015).

Tabla 21.

Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso

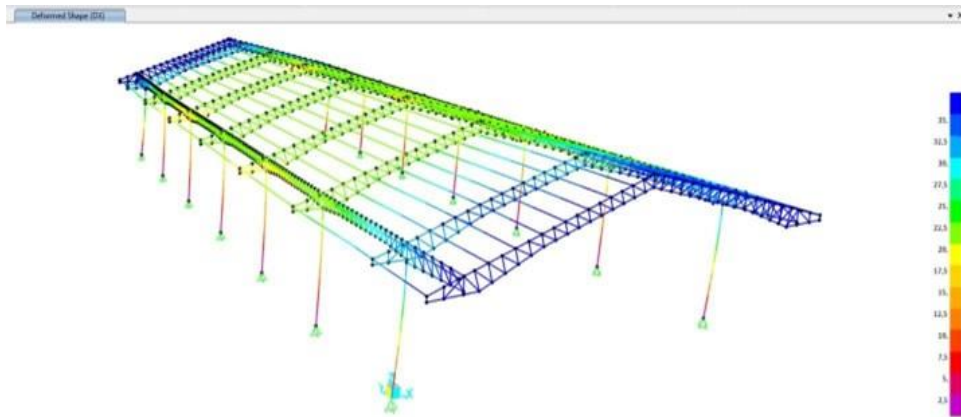
Estructuras de:	$\Delta\Delta^{MM}$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota: Autor - SAP2000

En el sismo dinámico con respecto al eje x se puede observar en la figura que en la escala de colores llega a presentarse deformaciones de 35cm en los pórticos críticos, y deformaciones en los pórticos medios de 25 cm valores que con respecto a la normativa no están dentro de limite.

Figura 57.

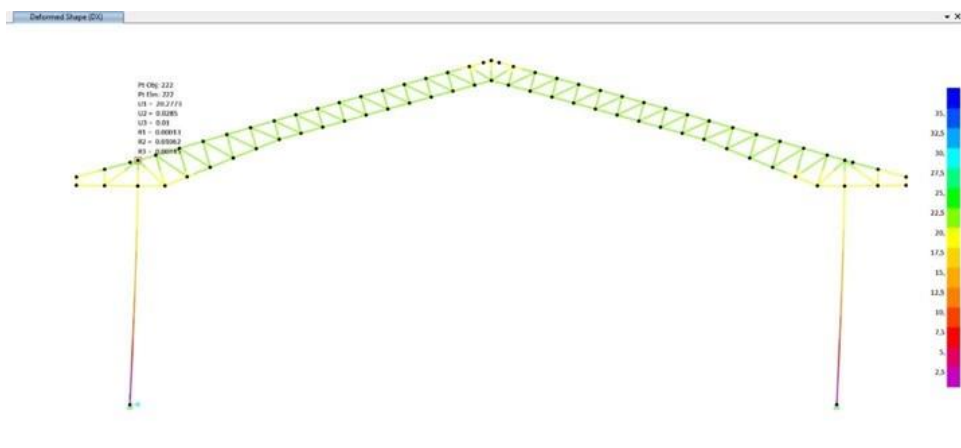
Desplazamiento lateral (Sentido eje X).



Nota: Autor - SAP2000

Figura 58.

Sismo dinámico X



Nota: Autor - SAP2000

En la Figura 58, se observa para el caso sismo dinámico X la estructura tiene un desplazamiento de $U_1 = 20.27$ cm, a continuación, se calcula la deriva inelástica máxima de la estructura.

$$\Delta\Delta_{MM} = \frac{0.2027}{8.5} * 0.75 * 3 \leq 2\%$$

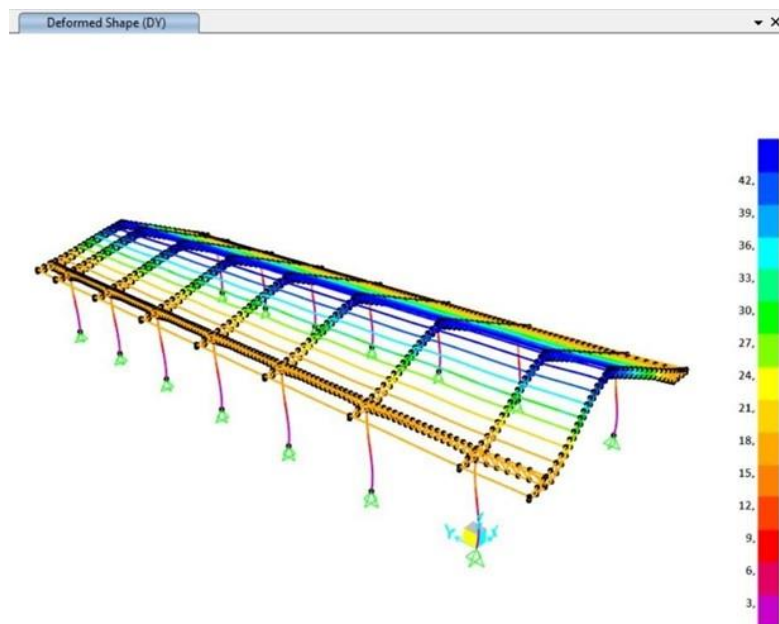
$$\Delta\Delta_{MM} = \frac{0.2027}{8.5} * 0.75 * 3 \leq 2\%$$

$$\Delta\Delta_{MM} = \frac{0.2027}{8.5} * 0.75 * 3 = 5.36\% \leq 2\%$$

El valor calculado de 5.36%, pasa el límite normativo es decir una deriva muy grande que puede afectar la estabilidad de la estructura y la integridad de sus ocupantes.

Figura 59.

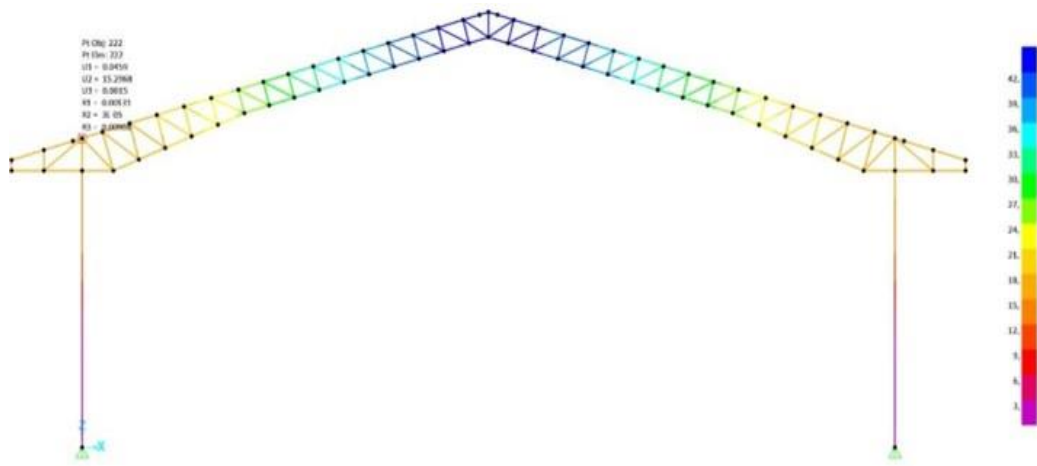
Desplazamiento lateral (Sentido eje Y)



Nota: Autor - SAP2000

Figura 60.

Desplazamiento en el sentido Y, de la estructura



Nota: Autor - SAP2000

En la Figura 60, se observa para el caso sismo dinámico modal Y la estructura tiene un desplazamiento de $U2 = 15.29\text{cm}$.

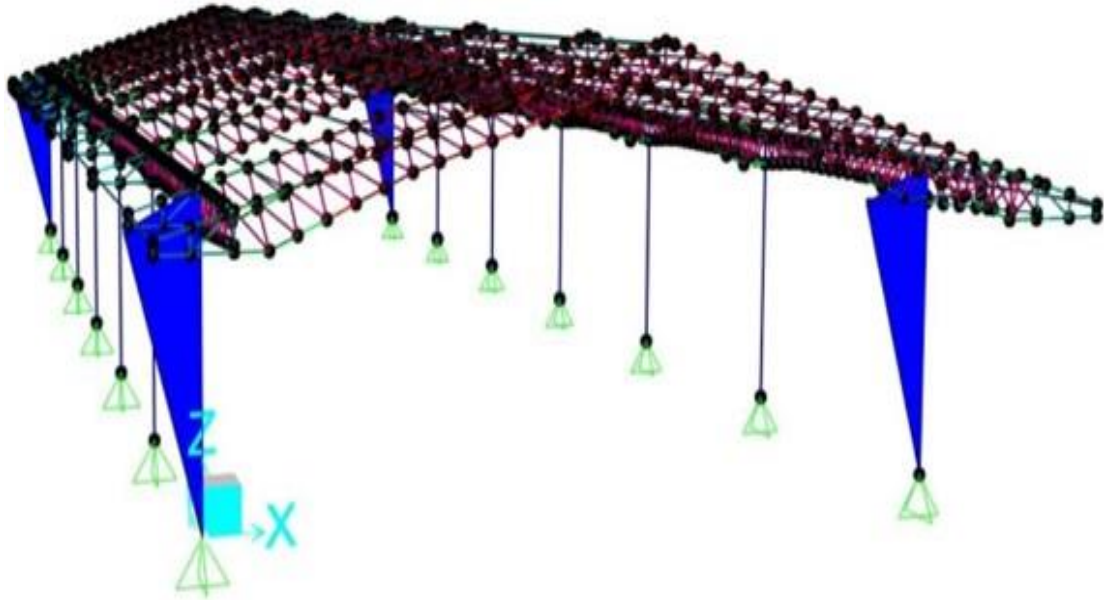
5.1.4. Esfuerzos en Elementos

De acuerdo con los diferentes casos de cargas, está sometida la estructura. Se muestran los esfuerzos axiales de los elementos estructurales de la nave industrial en su comportamiento dinámico con respecto al eje X, en el programan se puede observar los valores los que trabajan los diferentes elementos estructurales como en este caso nuestra columna está soportando una fuerza axial de 1203.08 kgf/m.

Así mismo, se muestra en la figura los momentos al estar sometido al sismo dinámico X.

Figura 63.

Sismo dinámico X



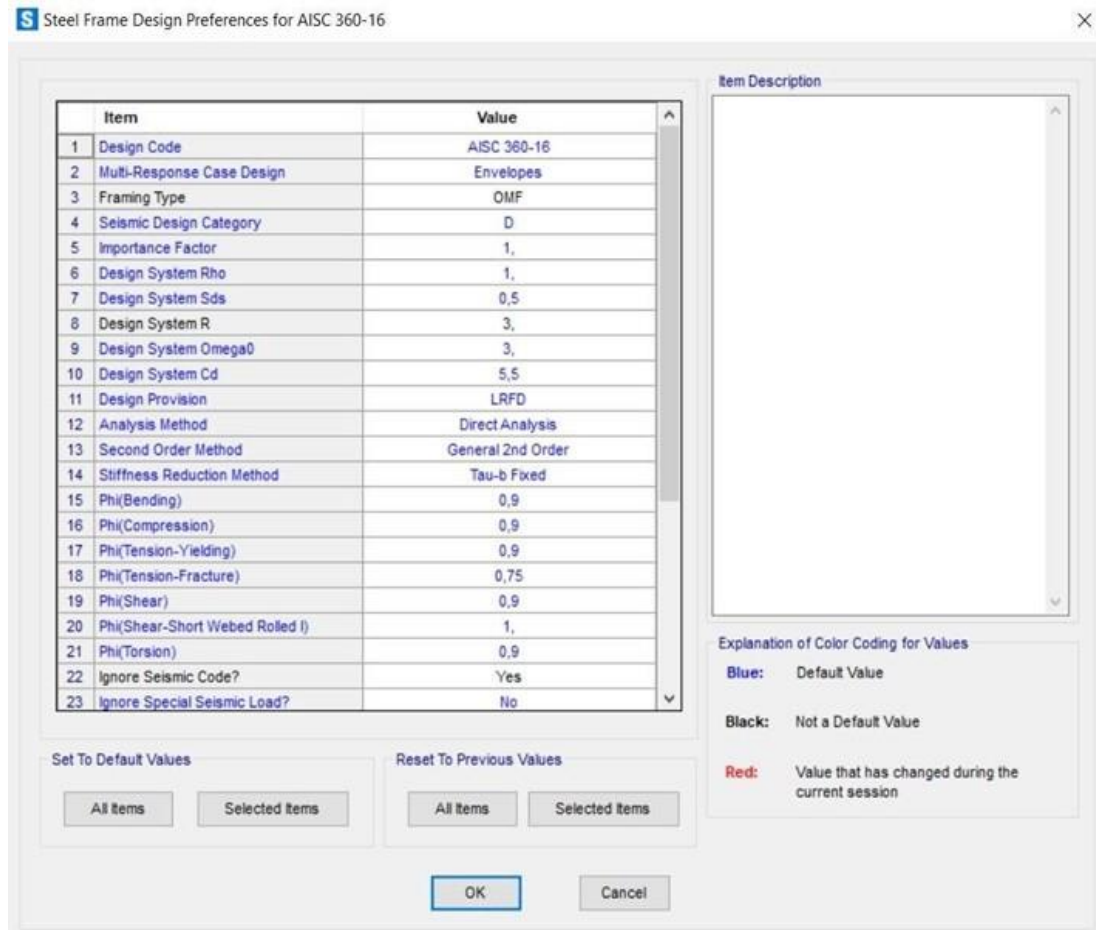
Nota: Autor - SAP2000

Como era de esperarse, los elementos estructurales que sufren más esfuerzos son los que soportan las vigas ménsulas para así mismo soportar la cercha volado de la estructura soportando momentos en la cabeza de la columna de 8 toneladas.

Para el análisis de la influencia que ejercen los valores de las sollicitaciones máximas en la seguridad sísmica estructural, se presentan los códigos de diseño, y los factores utilizados para el análisis global, el método de análisis con el tipo de longitud efectiva.

Figura 64.

Resultados



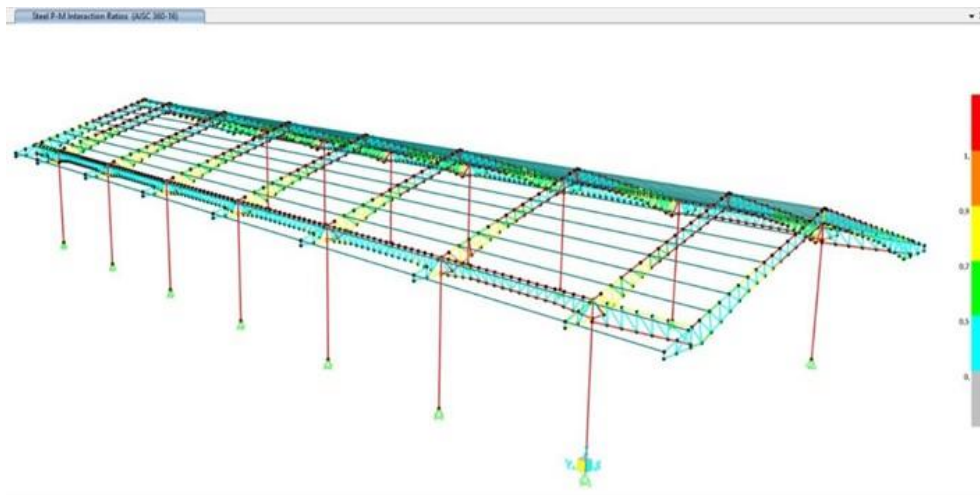
Nota: Autor - SAP2000

La relación Demanda/Capacidad (D/C), entiendo por demanda a las solicitaciones (fuerzas) que inciden sobre el elemento de análisis y por capacidad a la resistencia asociada a la solicitación, tracción, compresión, etc.

Esta relación nos indica que tan cercano se encuentra el elemento a exceder su capacidad, es decir si la ratio $D/C > 1.00$ significa que el elemento estará sometido a solicitaciones mayores a la que es capaz de soportar siendo un dimensionado deficiente.

Figura 65.

Cubierta (a)

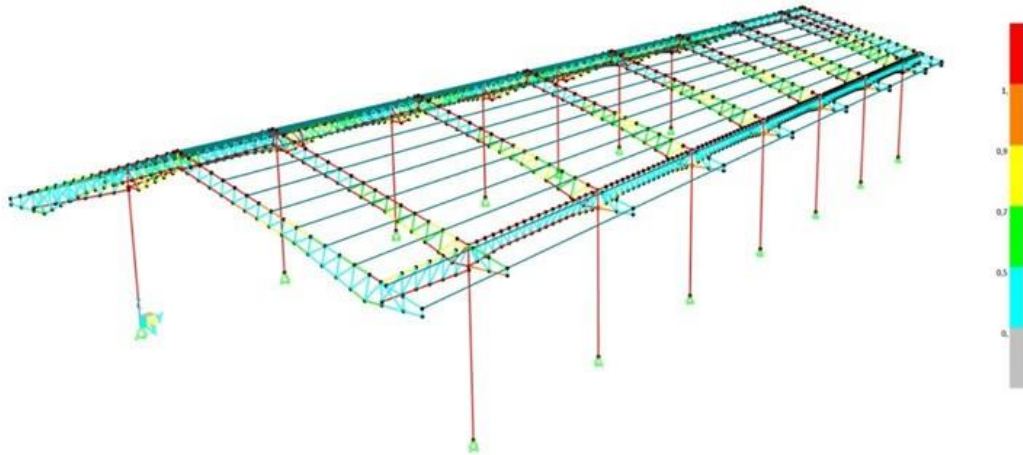


Nota: Autor - SAP2000

Existen muchos elementos de la cubierta que están sobre esforzados y no cumple con la relación demanda vs capacidad. Pero lo más preocupante se observa que todas las columnas han superado su capacidad de trabajo pronosticando un colapso total de la estructura.

Figura 66.

Cubierta (b)



Nota: Autor - SAP2000

5.2. Refuerzo de la Estructura

En el caso preliminar de la nave industrial del mercado plaza bicentenario nos indica que hay que reforzar la estructura, debido a que no cumple con los criterios analizados al presentarse deflexiones mayores permitidas por las normas por lo tanto una de las posibilidades para poder definir estabilidad al sistema estructural, es la utilización de rigidizadores que aumentan la capacidad del sistema en indagar en el momento plástico de los miembros, existen varias estrategias para llegar a modelarlos, en este caso se presentan los arriostres metálicos en forma de X, distribuidas para que trabajen a tracción y compresión ante cargas laterales, también se vio necesario la utilización de placas ubicadas en la unión cercha columna estas placas son de acero A 36 con un grosor de 3mm.

5.2.1. Ejecución del Modelado de Sistema de Reforzamiento Estructural en SAP200

En este punto se modelará la solución para mejorar la estabilidad nave industrial de igual manera para su posterior análisis de demanda de las distintas secciones que forman la estructura, esto ingresando los factores calculados con anterioridad. Se debe destacar que el análisis estructural en Sap2000 nos permitirá visualizar si se corrigieron las secciones trabajan con más demanda, esto con la finalidad de promover seguridad a la estructura y sus ocupantes.

5.2.2. Sistema de Reforzamiento Estructural

Se empleará arriostramientos metálicos concéntrico implica que los extremos de la riostra están conectados al nodo o unión del marco. Con los arriostramientos concéntricos podemos aumentar la rigidez de la estructura y reducir la deriva lateral.

5.2.2.1. Definiciones de los Elementos Estructurales

Tabla 22.

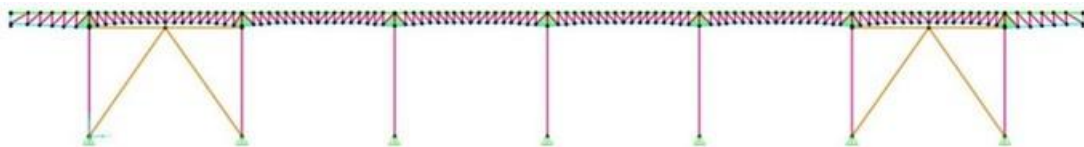
Elementos estructurales

Elemento estructural	B (cm)	H (cm)	e (cm)	cm2	Observaciones
Pórticos					
Columnas	20	25	0.4		Tipo de Acero A-36 Tubo de acero rectangular relleno con HoA
Cercha Principal					
TB50x50x2mm	5	5	0.2		
TB75x75x4mm	7.5	7.5	0.4		
Cercha Secundaria					
TB50x50x2mm	5	5	0.2		
TB75x75x2mm	7.5	7.5	0.2		
Volados					
TB50x50x3mm	5	5	0.3		Tipo de Acero A-36 Tubo de acero rectangular
TB100x100x3mm	10	10	0.3		
Cubierta Metálica					
2C150x50x3mm	15	10	0.3		Tipo de Acero A-36 correas
Steel Panel 0.4 mm					
Reforzamiento					
TB250x200x4mm	25	20	0.4		Arriostramiento horizontal
TB200x100x3mm	20	10	0.3		Arriostramientos diagonales
Placas			0.4	4210	Placas

Nota: Autor

Figura 67.

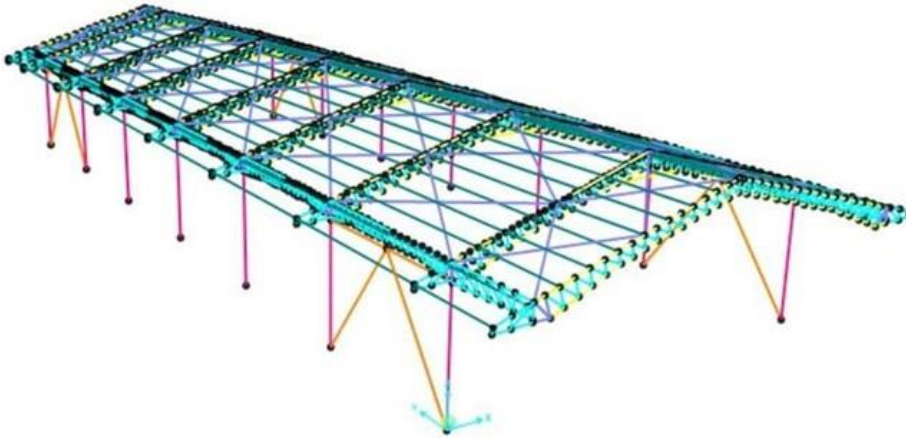
Elementos estructurales



Nota: Autor - SAP2000

Figura 68.

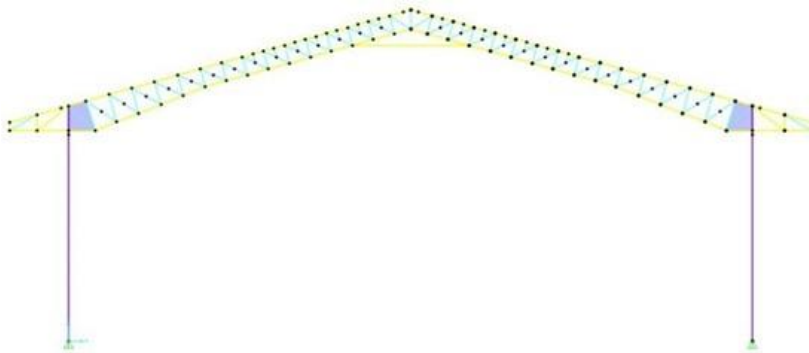
Cubierta (c)



Nota: Autor - SAP2000

Figura 69.

Pórtico tipo



Nota: Autor - SAP2000

5.2.2.2. Participación Modal de las Masas

En el NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015), la participación de una masa modal acumulada debe ser al menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales consideradas, en este caso se consideraron 12 modos de vibración.

Tabla 23.*Proporción de participación de carga modal*

TABLE: Modal Load Participation atios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	0.9929	99,8319
MODAL	Acceleration	UY	99,0927	8,431
MODAL	Acceleration	UZ	96,75	255.009

Nota: Autor - SAP2000

5.2.2.3. Comparación de Análisis Dinámico con el Análisis Estático

Este análisis está establecido por la NEC-SE-DS (2015), el cual hará uso del espectro sísmico de respuesta elástico de aceleraciones, donde se debe comprobar que el ajuste del cortante basal que se obtiene de la base de la estructura no debe ser menor al 85% del cortante basal estático para estructuras regulares.

Tabla 24.*Análisis dinámico-Análisis estático - Base Reactions*

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
<i>Text</i>	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
<i>SX</i>	LinStatic		-23366,02	-2,19E-10	3,46E-08	9,43E-07	-156923,7
<i>SY</i>	LinStatic		-1,15E-09	-23366,02	2,07E-09	156923,7	-8,45E-09
<i>DX</i>	LinRespSpec	Max	23822,47	0,95	8,03	249,98	150049,77
<i>DY</i>	LinRespSpec	Max	2,6	23538,97	163,4	180613,78	1433,39

Nota: Autor - SAP2000

Al comparar los valores tanto en x como en y, se puede observar que el sismo dinámico cumple ahora con ser al menos el 85% del estático.

Los resultados de los 12 modos propios se pueden observar ver que tiene 99% de masa en X y un 90% en Y.

Los periodos obtenidos del análisis modal de la estructura (ver Figura en capítulo anterior) son los siguientes:

Tabla 25.

Periodos del análisis modal de la estructura

Units: As Noted		Modal Participating Mass Ratios								
Filter:										
	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0.867315	0.992796	6.071E-09	9.964E-09	0.992796	6.071E-09	9.964E-09
	MODAL	Mode	2	0.72623	0.000157	3.99E-09	3.843E-08	0.992953	1.006E-08	4.839E-08
	MODAL	Mode	3	0.590971	3.914E-08	0.586196	1.651E-07	0.992953	0.586196	2.135E-07
	MODAL	Mode	4	0.488034	1.078E-07	0.029233	4.549E-07	0.992953	0.615429	6.684E-07
	MODAL	Mode	5	0.484404	1.597E-07	1.452E-06	0.045135	0.992953	0.615431	0.045135
	MODAL	Mode	6	0.35147	0.000499	3.064E-08	1.6E-05	0.993452	0.615431	0.045151
	MODAL	Mode	7	0.346326	1.997E-06	1.533E-07	7E-05	0.993454	0.615431	0.045221
	MODAL	Mode	8	0.332461	3.053E-07	4.443E-07	0.001171	0.993454	0.615432	0.046392
	MODAL	Mode	9	0.329571	4.433E-07	3.713E-07	0.407083	0.993455	0.615432	0.453475
	MODAL	Mode	10	0.307342	1.562E-06	0.002239	0.000173	0.993456	0.617671	0.453648
	MODAL	Mode	11	0.269907	8.996E-06	2.6E-05	0.005375	0.993465	0.617696	0.459023
	MODAL	Mode	12	0.259457	9.165E-06	2.4E-05	0.010502	0.993475	0.617721	0.469525

Nota: Autor - SAP2000

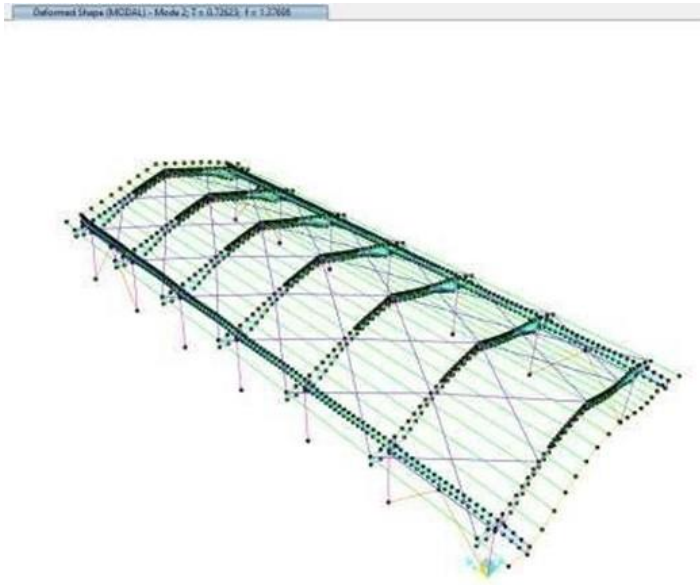
Modo 1: Traslación en eje X, $U_x=99.27\%$, $U_z=0\%$, $T_n=0.86$ s

En el modo 1, se observa que existe traslación de la estructura en dirección X, con aproximadamente el 99.27% de la masa trasnacional del primer modo. También se puede observar que el periodo de la estructura se redujo hasta $T=0.867$ s. Debido a la incorporación de los arrostros colocados en los pórticos laterales de la estructura.

Lo ideal es que la estructura traslade más del 90% de la masa trasnacional en ambas direcciones X e Y, en este caso una vez realizado el reforzamiento cumplimos para una sola dirección X de la estructura es mayor al 90%.

Figura 70.

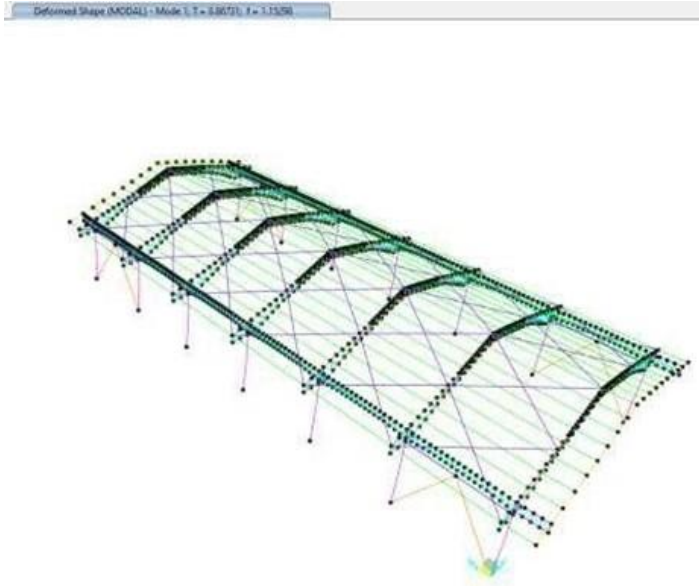
Modo 2: Torsión, Tny=0.726s



Nota: Autor - SAP2000

Figura 71.

Modo 1: Torsión, Tny=0.867s



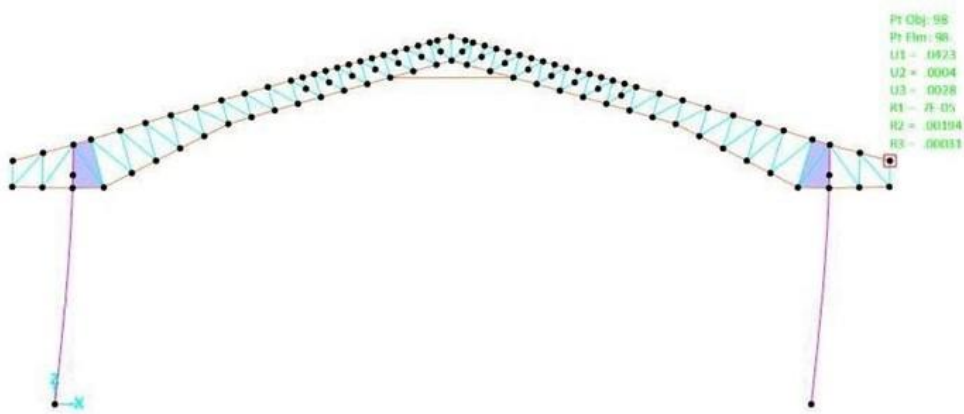
Nota: Autor - SAP2000

5.2.3. Cumplimiento de Estados Límites de Servicio

5.2.3.1. Desplazamiento Lateral

Figura 72.

Modo 1: Torsión, Tny=0.867s



Nota: Autor - SAP2000

En la Figura 72, se observa para el caso sismo x la estructura tiene un desplazamiento de $U_1 = 4.23$ cm, a continuación, se calcula la deriva inelástica máxima de la estructura como sigue:

$$\Delta mm = \frac{0.0423}{6.0} * 0.75 * 3.25 = 1.14\% < 2\%$$

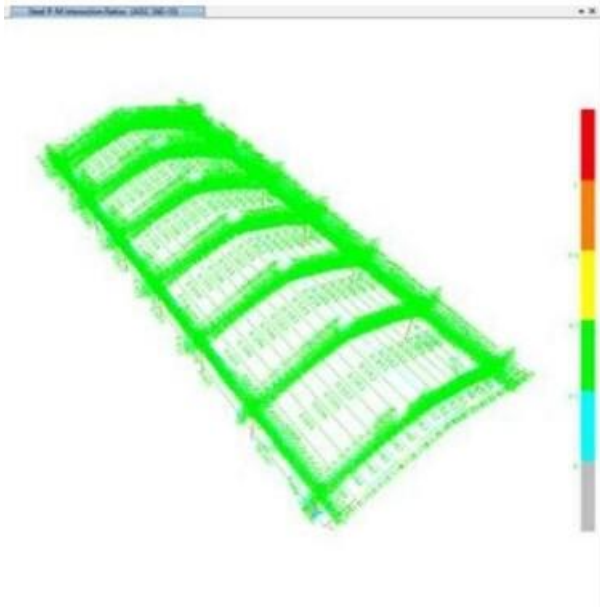
El valor calculado es de 1.14%, por debajo del límite normativo, es decir, una se redujo la deriva que tenía inicialmente.

5.2.3.2. Relación Demanda-Capacidad

En la Figura del capítulo anterior se puede observar que los cordones superior e inferior de la cubierta están cumpliendo con la relación demanda capacidad, sin embargo, las columnas están en su límite de resistencia.

Figura 73.

Modo 1: Torsión, $T_{ny} = 0.867s$



Nota: Autor - SAP2000

CONCLUSIONES

- El diseño del sistema estructural del galpón industrial cumplió con los requerimientos como: rigidez, estabilidad y seguridad, esto mediante el análisis sismorresistente donde se determinó el periodo de vibración; la optimización de perfiles que permitió reducir el peso de la estructura y los costos, además las juntas y los elementos analizados trabajan en una condición óptima de acuerdo con el análisis manual y computacional; y con todo esto se realizó los planos de detalle para el montaje.
- El uso correcto de los criterios del diseño concurrente permitió plasmar de manera concreta las necesidades del cliente, analizadas en la estructura y calidad y traducidas a requerimientos técnicos por la voz del ingeniero, y realizando el análisis respectivo con el método ordinal de criterios ponderados se determinó que, la nave industrial aporticada es la mejor opción en cuanto a los requerimientos planteados.
- Se realizó el análisis computacional debido a que ofrece una variedad de comandos y herramientas que facilitan optimizar miembros estructurales mediante las combinaciones de cargas establecidas, permitió hacer una correcta optimización de los perfiles de la nave industrial, donde se verificó la relación demanda/capacidad de una viga y una columna crítica, esto mediante el proceso analítico establecido en el AISC y se comprobó que el software aplicaba de manera correcta la normativa, habiendo una diferencia menor al 1% entre ambos resultados.

RECOMENDACIONES

- Cuando se presenta un cierto número de soluciones para resolver una necesidad, es recomendable utilizar el método ordinal de criterios ponderados, puesto que, permite realizar un análisis de alternativas, mediante el cual se contempla la mejor opción entre todas las soluciones que se han planteado.
- Para la optimización de perfiles estructurales de naves industriales, se propone el uso del software SAP2000, debido a que presenta una interfaz muy intuitiva y posibilita el proceso iterativo de optimización desde la definición de los perfiles, asignación de cargas y el análisis respectivo bajo las condiciones de cargas establecidas.
- En el diseño de conexiones es importante utilizar siempre un método analítico para corroborar resultados con un software, es por ello que, se hace hincapié en el aprovechamiento del software IDEA StatiCa Connection que permite la simulación de las juntas mediante el método de análisis de elementos finitos
- Algo que se debe tener en cuenta para el desarrollo de planos, es un software que permita reducir tiempos y eficacia en la ejecución de estos y por ende significaría un ahorro en los costos, es ahí donde se sugiere el uso del software Tekla Structures por ofrecer herramientas fundamentales para el modelado y realización de planos de detalle.

REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*.

Alcalá, D. M. (2014). *Metodología de análisis sísmico dinámico modal espectral, enfatizando la necesidad de considerar la naturaleza dinámica de las edificaciones durante eventos sísmicos*. Universidad de Sevilla.

Ambrose, J., & Tripeny, P. (2001). *Simplified Engineering for Architects and Builders* (12th ed.).

American Concrete Institute. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14) An ACI Standard and Report from IHS*.

Asociación latinoamericana del acero. (2022). *Alacero_America_latina_en_cifras_Espanhol_47683530c0*.

Cárceles, J. A. G. (1990). *Análisis del proceso de diseño de estructuras porticas*. Universidad Politécnica de Madrid.

Construcciones y Aceros S.A. (n.d.). *Construcción de Estructuras de Acero especializada en Naves Industriales*.

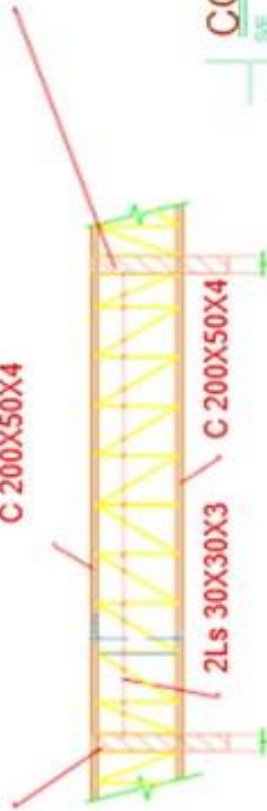
<https://www.linkedin.com/company/construccionesyacerossa/?OriginalSubdomain=co>. Retrieved July 20, 2024, from <https://www.linkedin.com/company/construccionesyacerossa/?originalSubdomain=co>

- Coronel Urgiles, C. G. (2016). *DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN USANDO SECCIONES MIXTAS* [Universidad de Cuenca].
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/24727>
- Espinoza Quezada, E. A., & Rodríguez Fernández, P. D. (2015). *Diseño estructural con elementos prefabricados de una nave industrial con puente grúa*. Universidad del Azuay.
- López Delgado, R. G. (1997). *Armaduras: modelo estructural*. Universidad Técnica Particular de Loja.
- McCormac & Csernak. (2015). *Diseño de estructuras de acero*. Marcombo.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011, June). *Diseño de Concreto Reforzado*.
https://www.academia.edu/38487980/Dise%C3%B1o_de_Concreto_Reforzado_Jack_C_McCormac_Russell_H_Brown_8Ed
- NEC-Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *ESTRUCTURAS DE ACERO*.

ANEXOS

Se presenta la información consultada. Pueden ser, carta de compromiso, carta aval, instrumentos, evidencia fotográfica, entre otros que el autor considere necesario.

LLEGADA DE VIGA CERCHA TRANSVERSAL A COLUMNA
C 200X50X4



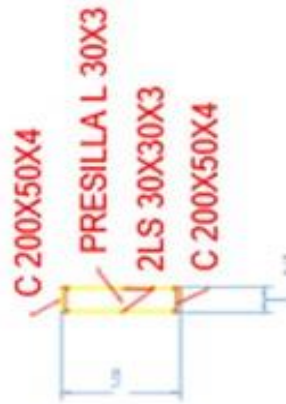
CORREA TIPO



SECCIONES CERCHA



CORTE 1-1'

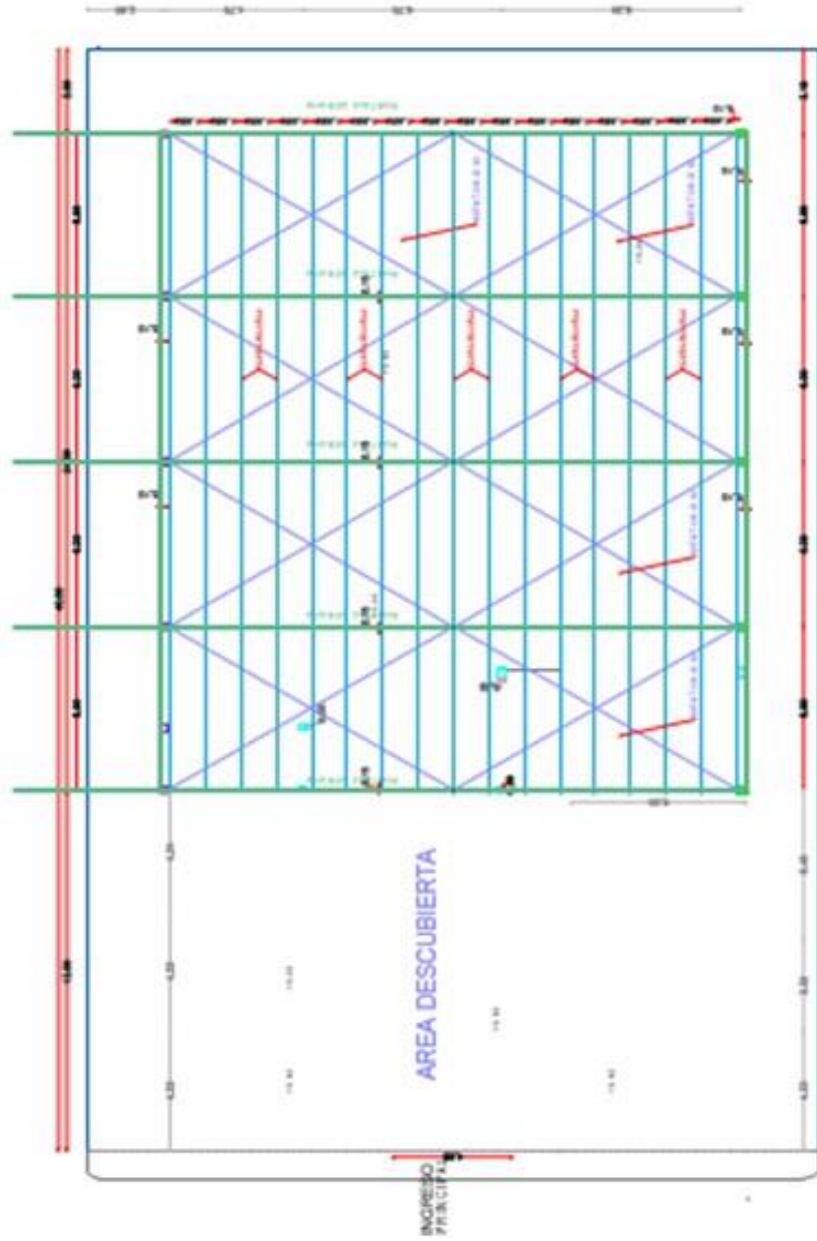


CORTE 2-2'



LAMINA 2

ESTRUCTURAL DE CUBIERTA



LAMINA 3

Anexo 2: Fichas Técnicas y Tablas

0.25 mm - 0.30mm

Durable y fresco,
el techo sin goteras



Ancho útil: 1027 mm. Altura cresta: 25 mm.
Disponible en: Prepintado y Galvalume.

CARACTERÍSTICAS Panel de acero protegido con aluminio y zinc lo que le hace un techo más fuerte y de larga vida, este panel refracta los rayos solares haciendo que el interior permanezca fresco.

USOS

- Viviendas.
- Bodegas.
- Construcciones escolares.
- Construcciones agropecuarias.

BENEFICIOS

- Dura más porque es acero revestido que no se oxida.
- Es más fresco porque el revestimiento es con aluminio y zinc, que refracta los rayos solares.
- No es cancerígeno porque no tiene asbesto.
- Es estético porque no se adhieren hongos, ni crecen musgos en el techo.
- Es ecológico porque es 100% reciclable.

MEDIDAS



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

ANCHO ÚTIL: 1027 mm.

Longitud (m)	ALUTECHO 0,25 mm		ALUTECHO 0,30 mm		ALUTECHO PRE-PINTADO 0,30 mm	
	Peso (kg)	Área (m ²)	Peso (kg)	Área (m ²)	Peso (kg)	Área (m ²)
2,40	5,43	2,46	6,42	2,46	6,41	2,46
3,00	6,78	3,08	8,02	3,08	8,01	3,08
3,60	8,14	3,70	9,62	3,70	9,61	3,70
4,00	-	-	10,69	4,11	-	-
4,20	9,50	4,31	11,23	4,31	11,21	4,31
4,50	-	-	12,03	4,62	-	-
4,80	10,85	4,93	12,83	4,93	12,82	4,93
5,00	11,31	5,14	13,37	5,14	13,35	5,14
5,15	-	-	13,77	5,29	-	-
5,40	-	-	14,44	5,55	14,42	5,55
6,00	13,57	6,16	16,04	6,16	16,02	6,16
6,50	-	-	17,38	6,68	-	-
7,00	15,83	7,19	18,71	7,19	18,69	7,19
8,00	-	-	21,39	8,22	-	-
M2	2,20		2,60		2,60	
ML	2,26		2,67		2,67	

Según la Norma NTE INEN 2221, esta cubierta debe tener una separación máxima entre apoyos de 1,70 metros para soportar carga distribuida de 60 kg/m². Esta cubierta no es recomendable para el libre tránsito de personas.

En caso que se requiera el acceso frecuente de personas sobre la cubierta, se recomienda una distancia máxima de 1,40 metros para soportar una carga concentrada de 80 kg.

Para acceder a la cubierta utilizar equipo de seguridad para trabajos en altura.

MEDIDAS

Cuando se almacenen los paneles no deben apoyarse directamente sobre el suelo o sobre objetos que produzcan deformación en los mismos.

Mientras estén almacenados, los paneles deben estar bajo cubierta y libres de excesiva humedad.

Durante el proceso de instalación y mantenimiento se debe caminar sobre los valles.

UNIDAD COMERCIAL GUAYAQUIL
Centro Comercial Dada - Autopista Terminal
Torresita - Pasadizo km 1.6 - Local 14

► **SANTO DOMINGO**

UNIDAD COMERCIAL BOMBOLI
Av. Los Cilebas km 04 Ser. Terminal
Via Chone, a 500 de la Ford

► **COLOMBIA**

UNIDAD COMERCIAL KUBIEC COLOMBIA
Santa Pérez Gramadze
Email: santa-perez@kubiec.com
Tel.: (0357) 318 8209 488

► **PERU**

FRANCISCO VASCO
Agencia Comercial
O Horta de **Kubieco** calle Pura 1155. Duj 444.
Email: francisco.vasco@kubiec.com
Tel.: + 51 955 600 214

UNIDAD INDUSTRIAL KUBIEC QUITO SUR
Av. **Kubieco** 400/01 - 476
Panamericana Sur Km 10

► **LOJA**

UNIDAD COMERCIAL LOJA
Calle New York s/n. Parque Industrial 193.
Sector Amable María

► **CHILE**

UNIDAD COMERCIAL
CUBIERTAS DE CHILE KUBIEC
El Obleo #421 - Lampa. Santiago de Chile
Tel.: (03542) 245337 388 al 99

EN ECUADOR
CONTACT CENTER

02 7201 700
1800 ACEROS (223767)
1800 TECHOS (832467)
☎ +593 99 064 8204

DESCARGA NUESTRA
APP KUBIEC



@kubiecc



@kubiec.ec



@kubiec



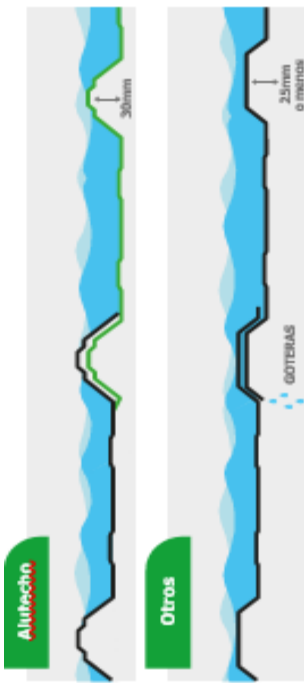
@kubiec

ALUTECHO



Durable y fresco, el techo sin goteras

WWW.KUBIEC.COM



Aluftecho. el techo más fuerte, porque las corrugaciones son más grandes

Aluftecho

30mm

Otros

25mm o menos

Otros Beneficios

- Dura más porque es acero revestido con **Zinc-Aluminio** y que no se oxida.
- Es fresco porque el revestimiento es con aluminio y zinc, que refracta los rayos solares.
- No es cancerígeno porque no tiene asbesto.
- Es estético porque no se adiferen hongos, ni crecen musgos en el techo.
- Es más económico porque dura más, no se rompe y es más fresco.
- Es ecológico porque es 100% reciclable.

Usos

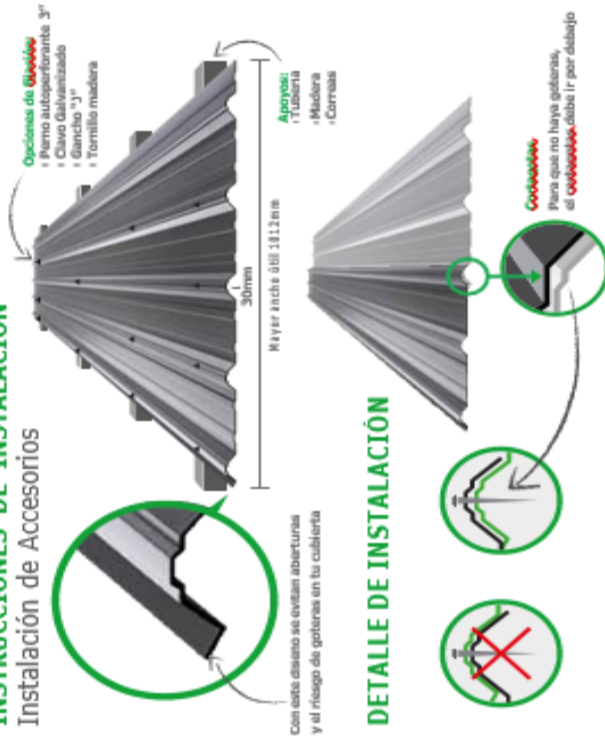
- Viviendas
- Boedgas
- Construcciones Escolares
- Construcciones Agropecuarias

Opciones de color

Propiedades Galvalume

INSTRUCCIONES DE INSTALACIÓN

Instalación de Accesorios



DETALLE DE INSTALACIÓN

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Longitud (m)	ALUFTECHO 6,25 MM		ALUFTECHO 6,35 MM		ALUFTECHO 6,35 MM		ALUFTECHO 6,35 MM	
	100 (10)	100 (10)	100 (10)	100 (10)	100 (10)	100 (10)	100 (10)	
1,0	6,25	7,67	6,62	7,62	6,24	6,24	2,87	
2,0	6,42	8,42	6,62	7,62	6,24	6,24	2,87	
3,0	6,78	9,04	6,62	7,62	6,24	6,24	2,87	
3,6	7,14	9,64	6,62	7,62	6,24	6,24	2,87	
4,0	10,24	8,28	
4,5	6,90	4,28	10,24	8,28	11,41	6,28	
5,0	11,41	8,28	
6,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
7,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
8,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
9,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
10,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
11,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
12,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
13,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
14,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
15,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
16,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
17,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
18,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
19,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	
20,0	11,41	4,28	11,41	8,28	11,41	4,28	

Según la Norma NTC 1221, **Aluftecho** debe tener una separación entre pernos de 1,20 metros para un espesor de 40 kg/m². **Aluftecho** no es recomendable para el libre tránsito de personas.

Aluftecho se requiere el acceso frecuente de personas sobre la cubierta, se recomienda una distancia mínima de 1,40 metros para soportar una carga concentrada de 80 kg.

Para acceder a la cubierta utilizar equipo de seguridad para trabajar en altura.

Para cambiar sobre la cubierta se **Aluftecho** es indispensable que se coboquen tablas como plataformas.

Requisitos de almacenamiento y mantenimiento
Cuando se almacena, los paneles no deben apoyarse directamente sobre el suelo o sobre objetos que produzcan deformación en los mismos.

Mientras están almacenados, los paneles deben estar bajo cubierta y libres de acciones húmedas.

Durante el proceso de instalación y **Aluftecho** debe caminar sobre las valles.

Soporte técnico

- Especificaciones
- Dimensiones
- Aplicaciones



- Perfiles Estructurales doblados
- Perfiles Estructurales Laminados en caliente
- Tubería Estructural
- Tubería Mecánica
- Cañerías
- Tubería Eléctrica
- Carpintería Metálica
- Planchas
- Guardavías
- Servicio de Galvanizado

Resistencia del acero:

Laminado en Caliente:

Acero Estructural

Calidad	Propiedades Mecánicas			
	Ruptura [MPa]	Fluencia [MPa]	% El 8	% El 2
ASTM A 36	400 - 550	250 min.	20 min.	21 - 23 min.

Acero Comercial

Calidad	Propiedades Mecánicas	
	Ruptura [MPa]	% El 2
JIS G 3132 (SPHT-1)	274 min.	30 - 35 min.

Laminado en Frío:

Acero Comercial

Calidad	Propiedades Mecánicas		
	Ruptura [MPa]	% El 2	Dureza
JIS G 3141 SPCC - SD	274 min.	32 - 39 min.	60 HRB máx.

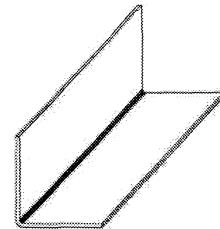
Galvanizado

Acero Comercial

Calidad	Propiedades Mecánicas		
	Fluencia [MPa]	% El 2	Dureza
ASTM A 653 CS Tipo B	205 - 380	20 min.	60 HRB máx.

3

Perfiles Estructurales: Angulos Doblados



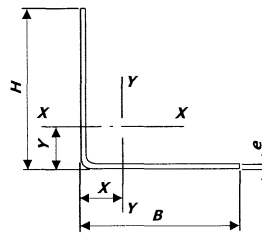
Largo Standard:	6 m
Recubrimiento:	Negro o Galvanizado
Dimensiones:	Desde 20 a 100 mm
Espesores:	Desde 2 a 10 mm
Calidad del Acero:	ASTM A-36
Observaciones:	Otros largos y dimensiones previa consulta

Perfiles Estructurales: Angulos Doblados

DIMENSIONES			PESO	AREA	PROPIEDADES			
H	B	e	P	A	EJES X-X e Y-Y			
mm	mm	mm	Kg/6m	cm ²	I	W	i	x = y
					cm ⁴	cm ³	cm	cm
20	20	2	3.48	0.73	0.28	0.20	0.62	0.59
		3	4.98	1.05	0.38	0.38	0.60	0.64
25	25	2	4.38	0.93	0.57	0.32	0.78	0.72
		3	6.36	1.35	0.79	0.45	0.76	0.77
30	30	2	5.34	1.13	1.00	0.46	0.94	0.84
		3	7.80	1.65	1.41	0.67	0.92	0.89
40	40	2	7.20	1.53	2.44	0.84	1.26	1.09
		3	10.62	2.25	3.50	1.22	1.25	1.14
		4	13.86	2.94	4.46	1.58	1.23	1.19
		5	16.92	3.59	5.31	1.92	1.22	1.24
		6	19.80	4.21	6.07	2.23	1.20	1.28
50	50	2	9.12	1.93	4.86	1.33	1.59	1.34
		3	13.44	2.85	7.03	1.95	1.57	1.39
		4	17.58	3.74	9.04	2.54	1.56	1.44
		5	21.60	4.59	10.90	3.10	1.54	1.48
		6	25.50	5.41	12.60	3.62	1.52	1.53
60	60	5	26.34	5.59	19.40	4.55	1.86	1.73
		6	31.14	6.61	22.60	5.35	1.85	1.78
65	65	5	28.68	6.09	25.00	5.38	2.03	1.86
		6	33.96	7.21	29.10	6.34	2.01	1.90
75	75	6	40.32	8.40	45.76	8.57	2.33	2.16
		8	52.56	10.95	58.03	11.06	2.30	2.25
80	80	8	56.40	11.75	71.32	12.67	2.46	2.37
		10	68.94	14.36	84.97	15.36	2.43	2.47
100	100	8	71.76	14.95	144.63	20.29	3.11	2.87
		10	88.14	18.36	173.85	24.73	3.08	2.97

NOMENCLATURA

A= Area de la selección transversal del tubo, cm²
 I= Momento de Inercia de la sección, cm⁴
 W= Módulo resistente de la sección, cm³
 i= Radio de giro de la sección, cm
 X= Distancia desde el eje menor Y-Y a la superficie exterior de un perfil, cm



Perfiles Estructurales: Angulos Doblados

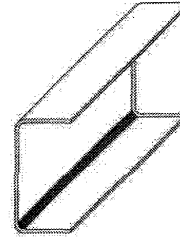
Aplicaciones: Usos Estructurales

- Conformación de elementos estructurales
 - ◆ Cerchas
- Torres
- Cerrajería en general ventanas, puertas

Aplicaciones: Otros Usos

- Estanterías
- Estructura de rótulos
- Vitrinas
- Vallas publicitarias
- Remolques

Perfiles Estructurales: Canales



Especificaciones Generales:

- Largo Standard: 6 m
- Recubrimiento: negro o galvanizado
- Dimensiones: Desde (50 x 25) mm a (300 x 100) mm
- Espesores: Desde 2 a 10 mm
- Calidad del Acero: ASTM A-36
- Observaciones: Otros largos previa consulta

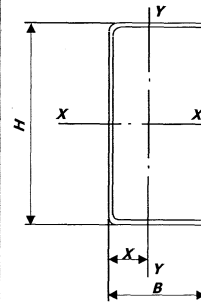
Perfiles Estructurales: Canales

DIMENSIONES			PESO P	AREA A	PROPIEDADES							
H	B	e			EJES X-X				EJES Y-Y			
mm	mm	mm	Kg/6m	cm ²	I	W	i	I	W	i	X	
					cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	
50	25	2	8.82	1.87	7.06	2.83	1.94	1.13	0.63	0.78	0.72	
		3	12.72	2.70	9.70	3.88	1.89	1.57	0.91	0.76	0.77	
80	40	2	14.46	3.07	30.80	7.71	3.17	4.89	1.68	1.26	1.09	
		3	21.24	4.50	43.90	11.00	3.12	7.01	2.45	1.25	1.14	
		4	27.66	5.87	55.40	13.90	3.07	8.92	3.17	1.23	1.19	
		5	33.78	7.18	65.50	16.40	3.02	10.60	3.84	1.22	1.24	
100	50	6	39.66	8.42	74.20	18.60	2.97	12.10	4.47	1.20	1.28	
		2	18.24	3.87	61.50	12.30	3.99	9.72	2.66	1.59	1.34	
		3	26.88	5.70	88.50	17.70	3.91	14.10	3.90	1.57	1.39	
		4	35.22	7.47	113.00	22.60	3.89	18.10	5.07	1.56	1.44	
125	50	5	43.20	9.18	135.00	27.10	3.84	21.80	6.19	1.54	1.48	
		6	50.94	10.80	155.00	31.00	3.79	25.10	7.25	1.52	1.53	
		2	20.58	4.37	103.00	16.50	4.86	10.40	2.74	1.54	1.20	
		3	30.42	6.45	149.00	23.90	4.81	15.10	4.02	1.53	1.24	
150	50	4	39.90	8.47	192.00	30.70	4.76	19.40	5.24	1.51	1.29	
		5	49.14	10.40	231.00	36.90	4.71	23.40	6.40	1.50	1.34	
		6	58.02	12.30	267.00	42.70	4.65	27.10	7.50	1.48	1.38	
		2	22.92	4.87	138.00	21.10	5.71	10.90	2.80	1.50	1.09	
150	50	3	33.96	7.20	230.00	30.70	5.65	15.90	4.11	1.49	1.13	
		4	44.64	9.47	297.00	39.60	5.60	20.50	5.36	1.47	1.17	
		5	55.02	11.70	359.00	47.90	5.55	24.80	6.55	1.46	1.22	
		6	64.80	13.80	417.00	55.60	5.49	28.70	7.68	1.44	1.26	

Perfiles Estructurales: Canales

Por los caminos del acero

DIMENSIONES			PESO	AREA	PROPIEDADES							
H	B	e	P	A	EJES X-X				EJES Y-Y			
mm	mm	mm	Kg/6m	cm ²	I	W	i	I	W	i	X	
					cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	
200	50	2	27.66	5.87	316	31.6	7.34	11.8	2.88	1.42	0.92	
		3	40.98	8.70	462	46.2	7.29	17.1	4.23	1.40	0.96	
		4	54.06	11.50	600	60.0	7.23	22.11	5.52	1.39	1.01	
		5	66.60	14.20	729	72.9	7.17	26.7	6.76	1.37	1.05	
		6	79.20	16.80	851	85.1	7.11	31.0	7.93	1.36	1.09	
	80	6	98.04	20.42	1,190	119.0	7.63	67.0	14.96	1.68	1.53	
		8	128.10	20.69	1,514	151.4	7.53	120.8	20.61	2.43	2.14	
		10	156.96	32.71	1,803	180.3	7.42	153.9	26.27	2.40	2.14	
		6	109.56	22.82	1,416	141.6	7.87	225.3	31.19	3.14	2.78	
		8	143.46	29.89	1,809	180.9	7.77	289.6	40.61	3.11	2.87	
300	80	10	176.16	36.71	2,165	216.6	7.67	348.6	49.59	3.08	2.97	
		4	84.12	17.87	2,186	145.8	11.06	93.4	14.50	2.29	1.56	
		5	104.46	22.18	2,685	179.0	11.00	114.4	17.90	2.27	1.61	
		6	126.84	26.42	3,165	211.0	10.94	134.6	21.19	2.26	1.65	
		8	166.50	34.69	4,072	271.4	10.83	172.9	27.62	2.23	1.74	
	100	10	205.02	42.71	4,096	327.1	10.71	207.7	33.60	2.20	1.82	
		6	138.36	28.82	3,684	245.6	11.30	254.6	32.89	2.97	2.26	
		8	181.86	37.89	4,754	316.9	11.20	328.6	42.95	2.94	2.35	
		10	224.16	46.71	5,748	383.2	11.09	397.3	52.55	2.91	2.44	



NOMENCLATURA

A= Área de la selección transversal del tubo, cm²
 I= Momento de Inercia de la sección, cm⁴
 W= Módulo resistente de la sección, cm³
 i= Radio de giro de la sección, cm
 X= Distancia desde el eje menor Y-Y a la superficie exterior de un perfil, cm

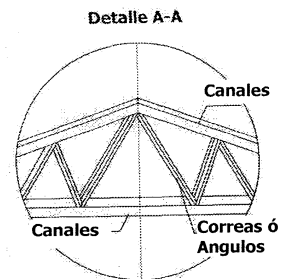
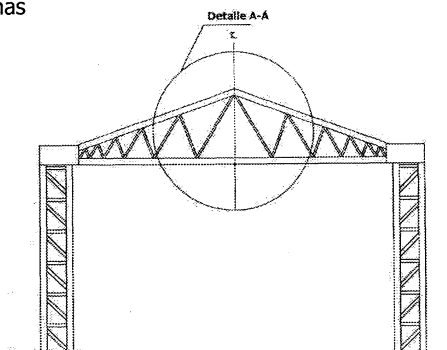
Perfiles Estructurales: Canales

Por los caminos del acero

Aplicaciones: Usos Estructurales

● Conformación de elementos estructurales:

- Columnas
- Vigas

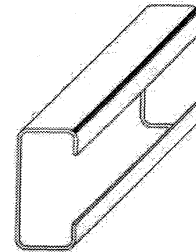


Cerchas

Perfiles Estructurales: Correas

Especificaciones Generales:

- Largo Standard: 6 m
- Recubrimiento: negro o galvanizado
- Dimensiones: Desde (60x30x10) mm a (300x100x35) mm
- Espesores: Desde 2 a 6 milímetros
- Calidad del Acero: ASTM A-36
- Observaciones: Otros largos y dimensiones previa consulta



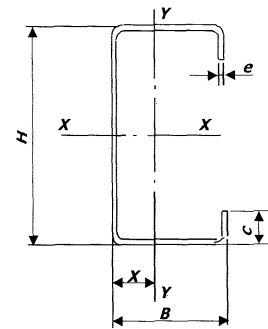
Perfiles Estructurales: Correas

Por los caminos del acero...

DIMENSIONES				PESO	AREA	PROPIEDADES							
H	B	C	e	P	A	EJES X-X			EJES Y-Y				
mm	mm	mm	mm	Kg/6m	cm ²	I	W	i	I	W	i	X	
60	30	10	2	11.94	2.54	14.88	4.96	2.42	5.28	2.74	1.44	1.07	
			3	16.98	3.61	20.90	6.96	2.40	7.26	3.77	1.41	1.08	
80	40	15	2	16.68	3.54	35.2	8.81	3.16	8.1	3.18	1.51	1.46	
			3	24.06	5.11	49.0	12.3	3.10	10.8	4.27	1.46	1.46	
100	50	15	2	20.40	4.27	67.5	13.5	3.98	14.5	4.41	1.84	1.71	
			3	29.70	6.31	97.8	19.6	3.94	20.5	6.25	1.80	1.72	
125	50	15	2	22.80	4.84	116.0	18.6	4.91	16.2	4.70	1.83	1.58	
			3	33.24	7.06	165.0	26.5	4.84	22.2	6.43	1.77	1.55	
150	50	15	2	25.14	5.34	179.0	23.8	5.79	17.1	4.78	1.79	1.42	
			3	36.78	7.81	255.0	34.0	5.72	23.5	6.56	1.73	1.42	
200	50	15	2	29.94	6.34	355.0	35.5	7.48	18.6	4.91	1.71	1.21	
			3	43.86	9.31	510.0	51.0	7.40	25.5	6.74	1.66	1.21	
300	100	30	4	100.80	21.30	2,860.0	191.0	11.60	274.0	38.30	3.58	2.84	
			5	126.60	26.90	3,560.0	237.0	11.50	351.0	49.90	3.62	2.97	
			6	154.74	31.80	4,170.0	278.0	11.40	404.0	57.40	3.56	2.96	

NOMENCLATURA

- A= Área de la selección transversal del tubo, cm²
- I= Momento de Inercia de la sección, cm⁴
- W= Módulo resistente de la sección, cm³
- i= Radio de giro de la sección, cm
- X= Distancia desde el eje menor Y-Y a la superficie exterior de un perfil, cm



Perfiles Estructurales: Correas

Aplicaciones: Usos Estructurales

- Conformación de elementos estructurales:
 - Columnas
 - Vigas
- Estructura de cubiertas

11

Para determinar la correa adecuada, le sugerimos utilizar la siguiente **FÓRMULA**:

$P = Q \times A$

donde:

- Q** = Cargas por m2 elegido.
- A** = Separación entre correas.
- P** = Carga admisible (kg/m).
- L** = Luz libre entre vigas

Ejemplo:

Para 5m de luz y cubierta de 6' Eternit Tipo P7 ¿qué correa debo colocar?

Q = 50 kg/m²

A = 6' (1.63 m) - 10 cm = 1.53 m
(10cm = Traslape de plancha)

P = Q x A **P** = 50 x 1.53 = 76.50

En la fila de la **L = 5m** busco el valor superior más próximo a 76.50 k/m que corresponde a la correa:
125 x 50 x 15 x 2 (83.78 kg/ml) ó
100 x 50 x 15 x 3 (88.28 kg/ml)

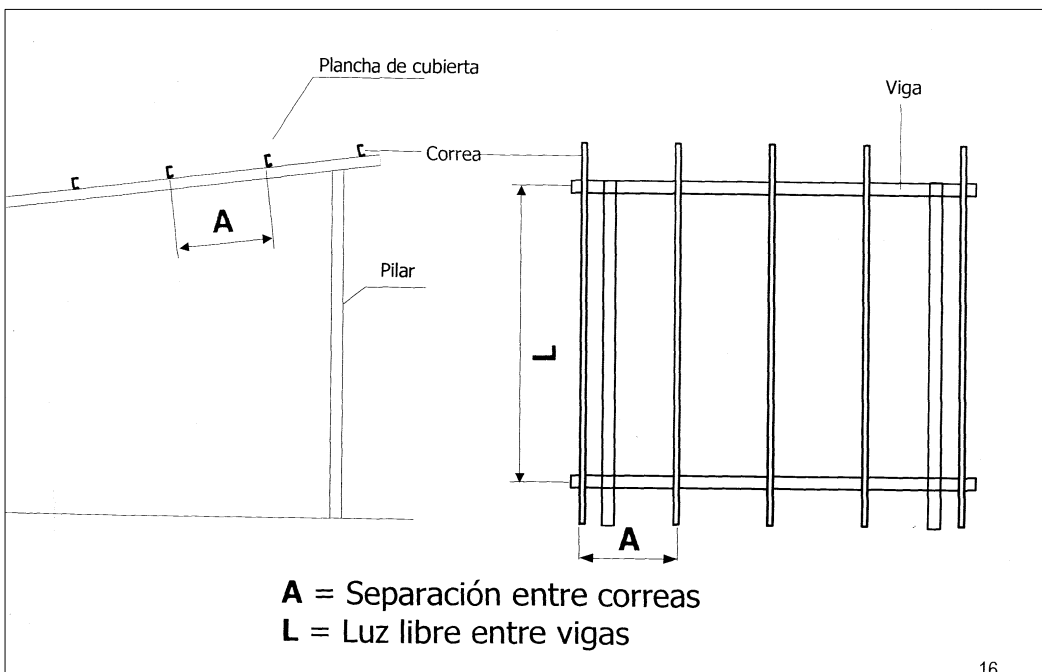
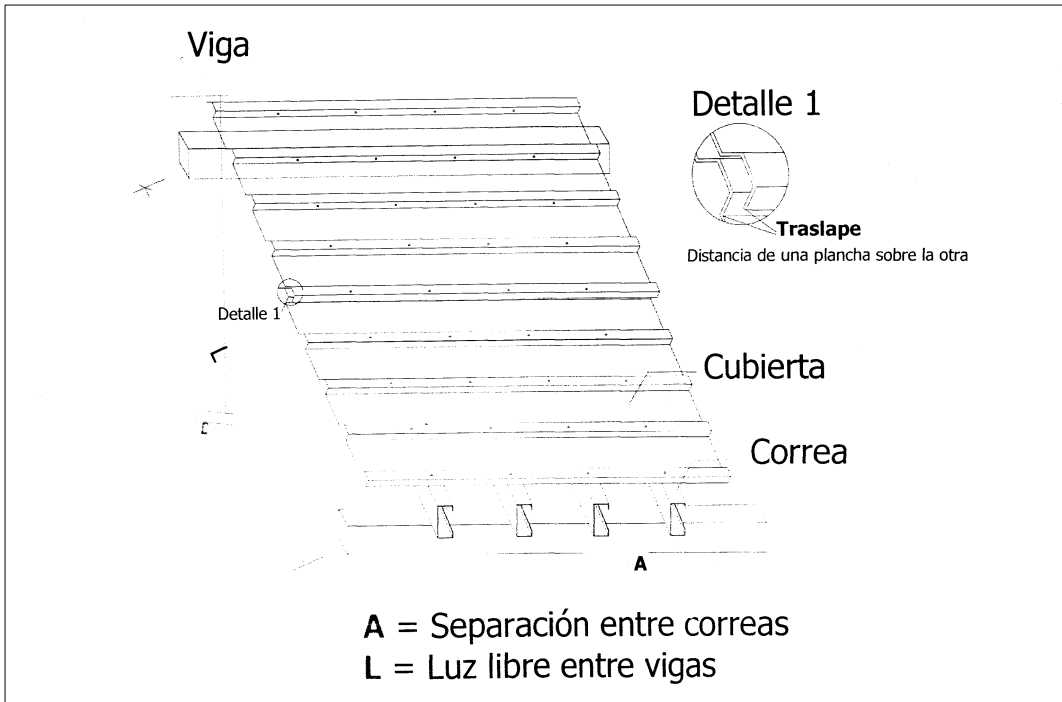
Una vez conocido **P** busque en la tabla siguiente la correa que va a utilizar de acuerdo a la distancia entre los apoyos proyectada **L** (entre pórticos, cerchas o vigas).

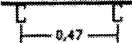
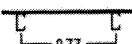


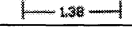
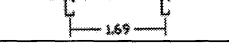
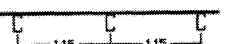

Descripción	Esp.	P = Carga admisible (kg / ml) incluido peso propio de viga					
		L = Luz (m)					
		3	4	5	6	7	8
60 x 30 x 10	2	62.06	34.91	22.34	15.51	11.4	8.73
	3	87.08	48.98	31.35	21.77	15.99	12.25
80 x 40 x 15	2	110.23	62	39.68	27.56	20.25	15.5
	3	153.9	86.57	55.4	38.47	28.27	21.64
100 x 50 x 15	2	168.91	95.01	60.81	42.23	31.02	23.75
	3	245.24	137.94	88.28	61.31	45.04	34.49
125 x 50 x 15	2	232.72	130.91	83.78	58.18	42.75	32.73
	3	331.57	186.51	119.36	82.89	60.9	46.63
150 x 50 x 15	2	297.79	167.5	107.2	74.45	54.7	41.88
	3	425.41	239.29	153.15	106.35	78.14	59.82
200 x 50 x 15	2	444.18	249.85	159.9	111.04	81.58	62.46
	3	638.11	358.94	229.72	159.53	117.2	89.73

Observaciones para el empleo de la tabla:

- 1.- Se consideran tirantes en los puntos tercios
- 2.- Estas tablas no son aplicables cuando las correas se colocan en forma incorrecta (colocación defectuosa, apoyos insuficientes, cargas concentradas, etc.)

14



Carga (Q) = 50 kg/m ²				L Luz (m)			
Placa N°	A Separación entre correas	Número de apoyos (entre ancho útil)	P Carga Admisible (kg/m)	3	4	5	6
2'	0.47		23.5	60x30x10x2	60x30x10x2	80x40x15x2	80x40x15x2
3'	0.77		38.5	60x30x10x2	80x40x15x2	80x40x15x3 100x50x15x2	100x50x15x2
4'	1.08		54	60x30x10x2	80x40x15x2	80x40x15x3 100x50x15x2	100x50x15x3 100x50x15x2
5'	1.38		69	80x40x15x2	80x40x15x3	100x50x15x3 125x50x15x2	125x50x15x3
6'	1.69		84.5	80x40x15x2	80x40x15x3	100x50x15x3 125x50x15x2	150x50x15x3
8'	1.15		57.5	80x40x15x2	80x40x15x3	100x50x15x3 125x50x15x2	125x50x15x3
10'	1.46		72.75	80x40x15x2	80x40x15x3	100x50x15x3 125x50x15x2	125x50x15x3
12'	1.75		87.5	80x40x15x2	100x50x15x2	100x50x15x3 125x50x15x2	150x50x15x3

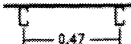
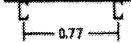

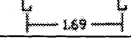
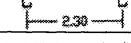
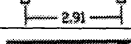
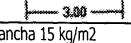
Peso propio promedio por unidad de plancha 15 kg/m²

Uso de Correas

Plancha de cubierta Eternit Tipo P10

Por los caminos del acero...

Carga (Q) = 50 Kg/m²

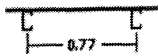

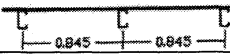
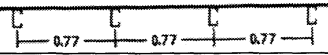
Carga (Q) = 50 Kg/m ²				L Luz (m)			
Placa N°	A Separación entre correas	Número de apoyos (entre ancho útil)	P Carga Admisible (kg/m)	3	4	5	6
2'	0.47		23.5	60x30x10x2	60x30x10x2	80x40x15x2	100x50x15x2
3'	0.77		38.5	60x30x10x2	60x30x15x3	80x40x15x3	100x50x15x2
4'	1.08		54	60x30x10x2	80x40x15x3	80x40x15x3	100x50x15x3
6'	1.69		84.5	80x40x15x2	80x40x15x3	125x50x15x3	150x50x15x3
8'	2.30		115	80x40x15x3	100x50x15x3	125x50x15x3	200x50x15x3
10'	2.91		145.5	80x40x15x3	125x50x15x3	150x50x15x3	200x50x15x3
12'	3.00		150	80x40x15x3	125x50x15x3	150x50x15x3	200x50x15x3

Peso propio promedio por unidad de plancha 15 kg/m²

18

Uso de Correas Plancha de cubierta Eternit Ardex

Carga (Q) = 40 Kg/m²

Placa N°	A Separación entre correas	Número de apoyos (entre ancho útil)	P Carga Admisible (kg/m)	L Luz (m)			
				3	4	5	6
3'	0.77		30.8	60x30x10x2	60x30x10x2	80x40x15x2	80x40x15x2
4'	0.54		21.6	60x30x10x2	60x30x10x2	80x40x15x2	80x40x15x2
6'	0.85		33.8	60x30x10x2	60x30x10x2	80x40x15x2	80x40x15x2
8'	0.77		30.8	60x30x10x2	60x30x10x2	80x40x15x2	80x40x15x2

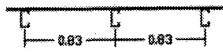
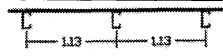
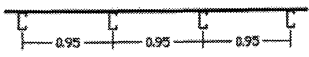
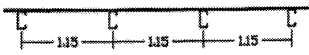

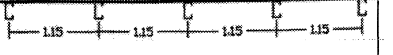
Peso propio promedio por unidad de plancha 8 kg/m²

1

Uso de Correas Plancha de cubierta Techofuerte

Por los caminos del acero...

Carga (Q) = 35 Kg/m²

Placa N°	A Separación entre correas	Número de apoyos (entre ancho útil)	P Carga Admisible (kg/m)	L Luz (m)			
				3	4	5	6
6'	0.83		29.05	60x30x10x2	60x30x10x3	80x40x15x2	100x50x15x2
8'	1.13		39.55	60x30x10x2	60x30x10x3	80x40x15x3	100x50x15x2
10'	0.95		33.25	60x30x10x2	60x30x10x3	80x40x15x2	100x50x15x2
12'	1.15		40.25	60x30x10x2	60x30x10x3	80x40x15x3	100x50x15x2
14'	1.01		35.35	60x30x10x2	60x30x10x3	80x40x15x2	100x50x15x2
16'	1.15		40.25	60x30x10x2	60x30x10x3	80x40x15x3	100x50x15x2

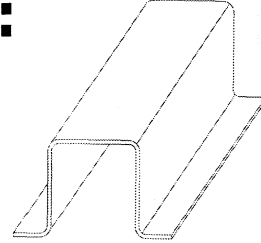
Peso propio promedio por unidad de plancha 2.77 kg/m²

20

Perfiles Estructurales: Omegas

Especificaciones Generales:

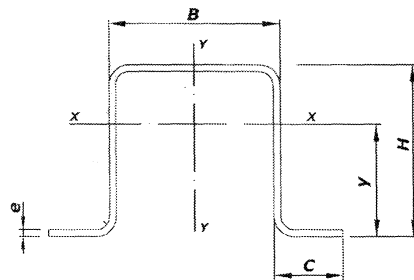
Largo Standard:	6 m
Recubrimiento:	negro o galvanizado
Espesores:	2 a 3 mm
Calidad del Acero:	ASTM A-36 JIS 3132 SPHT1 (a pedido)
Observaciones:	Otros largos y dimensiones previa consulta



21

Perfiles Estructurales: Omegas

DIMENSIONES				AREA	PESO APROXIMADO
B	H	c	e	A	P
mm	mm	mm	mm	cm ²	Kg / 6m
35	50.00	20.00	2	3.18	15.00
50	50.00	20.00	2	3.48	16.38
75	50.00	20.00	3	5.73	27.00
75	50.00	20.00	2	3.97	18.72
100	50.00	20.00	3	6.48	30.54
100	50.00	20.00	2	4.48	21.12
125	50.00	20.00	3	7.24	34.08
125	50.00	20.00	2	4.98	23.46
150	50.00	20.00	3	7.98	37.56
150	50.00	20.00	2	5.48	25.80



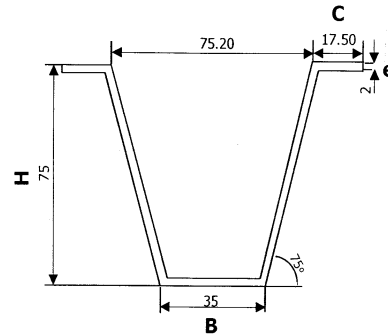
22

Perfiles Estructurales: Omega de losa

Por los caminos del acero

Especificaciones Generales:

Largo Standard:	6 m
Recubrimiento:	negro o galvanizado
Medidas:	Standard (ver gráfico)
Espesores:	2 mm
Calidad del Acero:	ASTM A-36
Observaciones:	Otros largos y dimensiones previa consulta



DIMENSIONES				PESO	PROPIEDADES						
H	B	C	e		AREA	EJES X-X				EJES Y-Y	
mm	mm	mm	mm	Kg/6m	A	I	W	i	I	W	i
75	35	17.5	2.0	20.16	2.42	28.45	7.59	3.43	52.39	9.49	4.65

Aplicaciones: Usos Estructurales

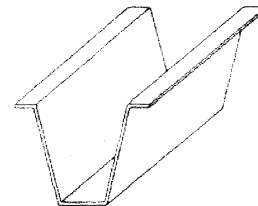
- Viguetas de losa
- Encofrado autoportante

Perfiles Estructurales: Omega de losa

Por los caminos del acero

Sistema de Losa Compuesta

Momento Resistente de la losa compuesta según separación entre omegas y espesor de losa (Kg-m)



Separación entre Omegas S (mm)	Espesor losa e (cm)			
	5	6	7	8
500	823.93	924.52	1,025.13	1,125.72
600	832.92	933.52	1,034.12	1,134.71
700	839.79	940.38	1,040.98	1,141.58
800	844.82	945.42	1,046.02	1,146.62
900	848.79	949.39	1,049.99	1,150.59
1000	852.00	952.60	1,053.20	1,153.80

Momento Actuante = MA

$$M_A = \frac{q * l^2}{10}$$

donde:

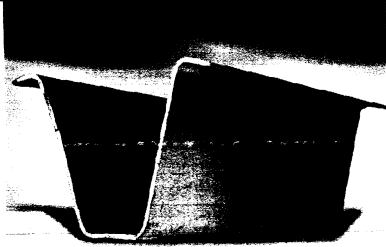
q = Carga de diseño distribuida (kg/m)

l = Luz libre losa (m)

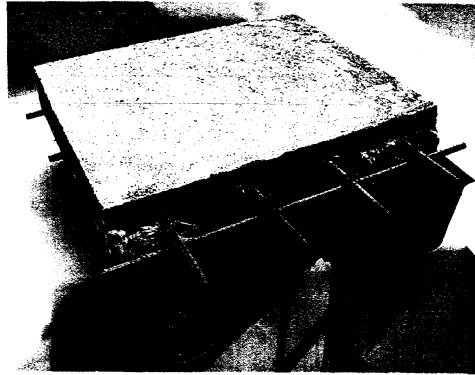
El momento resistente se obtiene de la tabla y se debe cumplir que:

$$M_A < M_R$$

- ⊗ Este sistema está diseñado para luces de hasta 3.5 m
- ⊗ Luces superiores necesitan refuerzo en zonas de momento negativo.



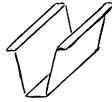
Maqueta Sistema Constructivo con Omega de Losa







**Perfiles Estructurales Doblados
Omega de losa**

Usos Estructurales:

Viguetas de losa
Encofrado autoportante

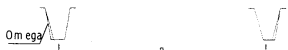


Ventajas:

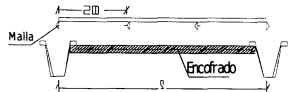
-  **Economía**
Ahorro hasta un 15% en concreto
-  **Resistencia**
Cumple con los parámetros de resistencia para viviendas. Sismo resistente
-  **Rapidez de instalación**
-  **Mayor productividad en proyectos de gran escala**

Procedimiento constructivo de Losa Compuesta

1) Separación de las Omegas, S



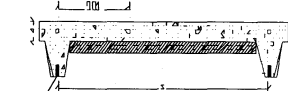
2) Colocación del encofrado y malla electrosoldada Ø 8



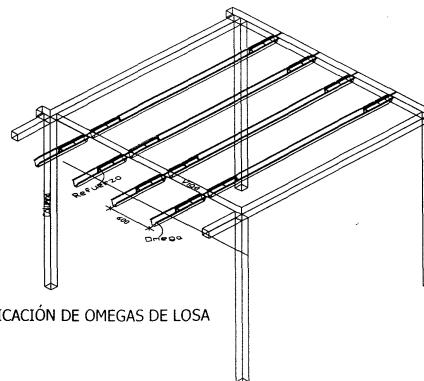
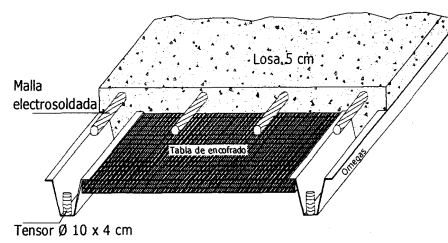
3) Fundición de la Losa



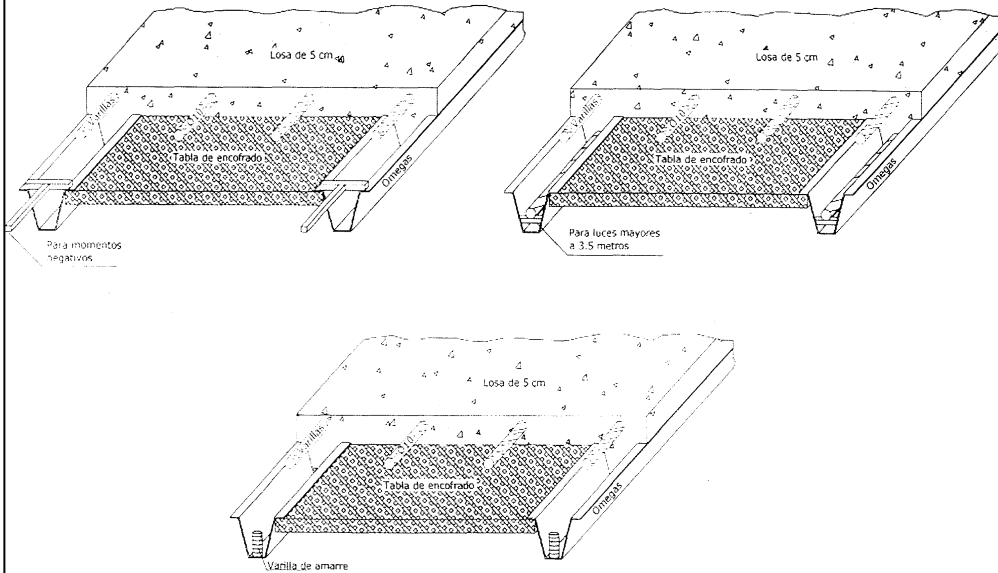
4) Se debe colocar un tensor de amarre y después realizar la fundición respectiva



DETALLE DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LA LOSA

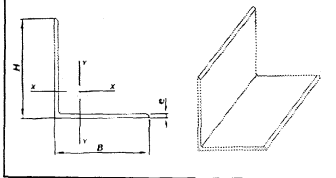


Refuerzos varios para Omega de Losa

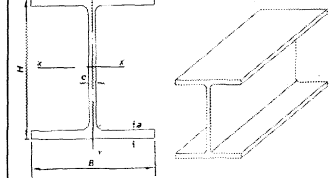


Producto	Largo Normal	Recubrimiento	Dimensiones	Espesor	Calidad del Acero
Angulos Laminados	6m	Negro	3/4 a 4" (20 a 100) mm	1/8 a 1/2 plg (3 a 12) mm	DIN 17100 ST 37-2
<u>Vigas Laminadas</u>					
HEB	6m	Negro	ALTURA (mm): 100 a 300	Según dimensiones	ASTM A-36
IPE	6m	Negro	ALTURA (mm): 100 a 300	Según dimensiones	DIN 17100 ST 37.2
UPN	6m	Negro	ALTURA (mm): 80 a 300	Según dimensiones	
Platinas	6m	Galvanizado	1/2 a 4" (12 a 100) mm	1/8 a 1/2 plg (3 a 12) mm	ASTM A-36 DIN 17100 ST 37.2

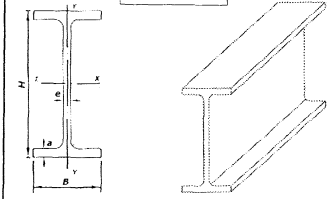
Angulos Laminados



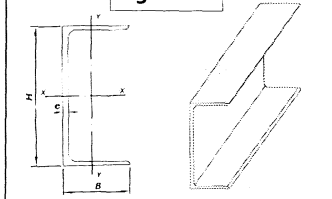
Vigas HEB



Vigas IPE



Vigas UPN



Perfiles Estructurales Laminados en caliente

Aplicaciones:

Angulos Laminados

Torres Metálicas
Muebles metálicos
Carpintería metálica

Vigas Laminados

Estructuras
Soportes de polipasto
en puentes grúa o teclas
Puentes
Rieles

Platinas

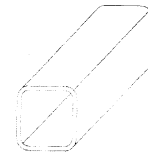
Somier camas
Cerrajería en general:
(puertas, ventanas, rejas)
Estructuras en general
Muebles metálicos

29

Tubo Estructural Cuadrado

Especificaciones Generales:

Largo Normal:	6 m
Recubrimiento:	negro o galvanizado
Dimensiones:	Desde 3/4 a 4 plg (20 x 20) mm - (100 x 100) mm
Espesores:	Desde 1.5 a 4 mm
Calidad del Acero:	JIS G3132 SPHT-1 ASTM A569
Otras dimensiones y largos:	Previa consulta

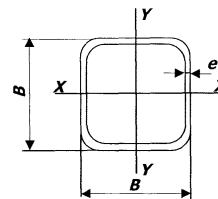


Tubo Estructural Cuadrado

Designación Pig	DIMENSIONES		PESO P Kg/6m	AREA		PROPIEDADES EJES X-X e Y-Y		
	B mm	e mm		A cm ²	I cm ⁴	W cm ³	i cm	
¾	20	1.5	4.98	1.05	0.58	0.58	0.74	
		2.0	6.30	1.34	0.69	0.69	0.72	
1	25	1.5	6.36	1.35	1.21	0.97	0.95	
		2.0	8.16	1.74	1.48	1.18	0.92	
1 1/4	30	1.5	7.80	1.65	2.19	1.47	1.15	
		2.0	10.08	2.14	2.71	1.81	1.12	
1 1/2	40	1.5	10.62	2.25	5.48	2.74	1.56	
		2.0	13.86	2.94	6.92	3.46	1.53	
		3.0	19.80	4.21	9.28	4.64	1.48	
2	50	1.5	13.44	2.85	11.06	4.42	1.97	
		2.0	17.58	3.74	14.13	5.65	1.94	
		3.0	25.50	5.41	19.40	7.76	1.89	
2 3/8	60	1.5	16.26	3.74	18.68	6.22	2.23	
		2.0	22.44	4.54	25.12	8.37	2.35	
		3.0	33.30	6.61	35.06	11.69	2.30	
3	75	2.0	27.00	5.74	50.47	13.46	2.97	
		3.0	39.60	8.41	71.54	19.08	2.92	
		4.0	51.54	10.95	89.98	24.00	2.87	
4	100	2.0	36.42	7.74	122.99	24.60	3.99	
		3.0	53.76	11.41	176.95	35.39	3.94	
		4.0	70.38	14.95	226.09	45.22	3.89	

NOMENCLATURA

A= Area de la selección transversal del tubo, cm²
I= Momento de Inercia de la sección, cm⁴
W= Módulo resistente de la sección, cm³
i= Radio de giro de la sección, cm



3

Tubo Estructural Cuadrado

Aplicaciones:

Usos Estructurales

- Carrocerías
- Muebles metálicos
- Máquinas para gimnasio
- Casetas de guardianía
- Estructuras para letreros
- Maquinaria Industrial
- Remolques

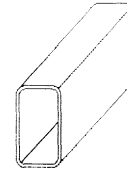
Otros usos:

- Columnas de estructuras
- Estructuras para techos de vidrio
- Cerramientos
- Portones
- Postes de señalización

Tubo Estructural Rectangular

Especificaciones Generales:

Largo Standard:	6 m
Recubrimiento:	negro o galvanizado
Dimensiones:	Desde ¾ x 1 1/2 a 2 x 6 plg (20 x 40) mm a (50 x 150) mm
Espesores:	Desde 1.5 a 4 mm
Calidad del Acero:	JIS G3132 SPHT-1 ASTM A569 ASTM A-36
Otras dimensiones y largos:	Previa consulta



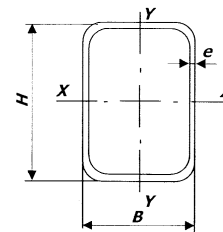
33

Tubo Estructural Rectangular

DIMENSIONES			PESO	AREA	PROPIEDADES					
B	H	e	P	A	EJES X-X			EJES Y-Y		
mm	mm	mm	Kg/6m	cm ²	I	W	i	I	W	i
mm	mm	mm	Kg/6m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
20	40	1.5	7.86	1.65	3.26	1.63	1.37	1.09	1.09	0.81
		2.0	10.08	2.14	4.04	2.02	1.37	1.33	1.33	0.79
25	50	1.5	10.56	2.1	6.39	2.56	1.74	2.19	1.75	1.02
		2.0	13.38	2.74	8.37	3.35	1.75	2.80	2.24	1.01
30	50	1.5	10.62	2.25	7.53	3.01	1.83	3.41	2.27	1.23
		2.0	13.86	2.94	9.52	3.81	1.80	4.28	2.85	1.21
		3.0	19.80	4.21	12.78	5.11	1.74	5.66	3.77	1.16
40	60	1.5	14.04	2.91	14.9	4.97	2.26	7.94	3.97	1.65
		2.0	17.58	3.74	18.39	6.13	2.22	9.81	4.90	1.62
		3.0	25.50	5.41	25.31	8.44	2.16	13.37	6.69	1.57
		4.0	32.70	6.95	30.83	10.28	2.11	16.15	8.08	1.52
30	70	1.5	14.04	2.91	18.08	5.17	2.49	4.76	3.17	1.28
		2.0	17.58	3.74	22.20	6.34	2.44	5.85	3.90	1.25
		3.0	25.50	5.41	30.50	8.71	2.37	7.84	5.23	1.20
		4.0	32.70	6.95	37.07	10.59	2.31	9.30	6.20	1.16
40	80	1.5	18.06	3.74	31.75	7.94	2.91	10.77	5.39	1.70
		2.0	21.36	4.54	37.32	9.33	2.87	12.7	6.35	1.67
		3.0	31.14	6.61	52.16	13.04	2.81	17.49	8.75	1.63
		4.0	40.26	8.55	64.59	16.15	2.75	21.33	10.67	1.58
50	100	2.0	27	5.74	74.94	14.99	3.61	25.65	10.26	2.11
		3.0	39.60	8.41	106.34	21.27	3.56	35.97	14.39	2.07
		4.0	51.54	10.59	133.88	26.78	3.56	44.76	17.90	2.02
50	150	2.0	36.42	7.74	207.45	27.66	5.18	37.17	14.87	2.19
		3.0	53.76	11.41	298.35	39.78	5.11	52.54	21.02	2.15
		4.0	70.38	14.95	380.98	50.80	5.05	65.92	26.37	2.10

NOMENCLATURA

A= Área de la selección transversal del tubo, cm²
 I= Momento de Inercia de la sección, cm⁴
 W= Módulo resistente de la sección, cm³
 i= Radio de giro de la sección, cm



Tubo Estructural Rectangular

Aplicaciones:

Usos Estructurales

- Cerramientos
- Postes de señalización
- Portones
- Estructura para techos de vidrio

Otros Usos

- Carrocerías
- Muebles metálicos
- Máquinas para gimnasio
- Casetas
- Fabricación de maquinaria industrial
- Remolques

Tubo Estructural Redondo

Especificaciones Generales:

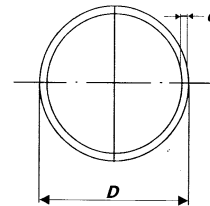
Largo Normal:	6 m
Recubrimiento:	negro o galvanizado
Dimensiones:	Desde 3/4 a 6 plg 20 a 150 mm
Espesores:	Desde 1.5 a 6 mm
Calidad del Acero:	JIS G3132 SPHT-1 ASTM A569
Otras dimensiones y largos:	Previa consulta

Tubo Estructural Redondo

DIMENSIONES		e mm	PESO P Kg/6m	AREA A cm ²	PROPIEDADES		
DIAMETRO EXTERIOR (D) Plg					I cm ⁴	W cm ³	i cm
3/4	19.05	1.5	3.90	0.83	0.32	0.34	0.62
		2.0	5.04	1.07	0.39	0.41	0.61
7/8	22.22	1.5	4.62	0.98	0.53	0.47	0.73
		2.0	6.00	1.27	0.66	0.59	0.72
1	25.4	1.5	5.28	1.13	0.81	0.64	0.85
		2.0	6.90	1.47	1.01	0.80	0.83
1 1/4	31.75	1.5	6.72	1.43	1.63	1.03	1.07
		2.0	8.82	1.87	2.08	1.31	1.05
1 1/2	38.1	1.5	8.10	1.72	2.89	1.52	1.30
		2.0	10.68	2.27	3.71	1.95	1.28
1 3/4	44.45	1.5	9.54	2.02	4.67	2.10	1.52
		2.0	12.54	2.67	6.02	2.71	1.50
1 7/8	47.63	1.5	10.32	2.17	5.79	2.43	1.63
		2.0	13.62	2.87	7.48	3.14	1.61
2	50.8	1.5	10.92	2.32	7.06	2.78	1.74
		2.0	14.46	3.07	9.14	3.60	1.73
		3.0	21.24	4.51	12.92	5.09	1.69
2 3/8	60.33	1.5	13.20	2.77	12.00	3.98	2.08
		2.0	17.28	3.66	15.66	5.17	2.06
		3.0	25.44	5.40	22.26	7.38	2.14
2 1/2	63.5	1.5	13.74	2.92	14.05	4.42	2.19
		2.0	18.18	3.86	18.29	5.76	2.18
		3.0	26.88	5.70	26.15	8.24	2.14
3	76.2	1.5	16.56	3.75	26.10	6.85	2.64
		2.0	21.96	4.66	32.11	8.43	2.62
		3.0	32.52	6.90	46.28	12.15	2.59
4	101.60	2.0	29.46	6.26	77.63	15.28	3.52
		3.0	43.74	9.29	113.04	22.25	3.49
		4.0	57.78	12.26	146.28	28.80	3.45
5	127.00	4.0	72.60	15.46	292.61	46.08	4.35
		5.0	90.00	19.16	357.14	56.24	4.32
		6.0	112.75	24.97	457.54	71.62	4.21
6	152.40	5.0	112.75	11.97	629.54	82.62	5.21
		6.0	135.30	14.36	740.57	97.19	5.18

NOMENCLATURA

A= Área de la selección transversal del tubo
 I= Momento de Inercia de la sección, cm⁴
 W= Módulo resistente de la sección, cm³
 i= Radio de giro de la sección, cm



Tubo Estructural Redondo

Aplicaciones: Usos Estructurales

- Estructuras para Invernaderos
- Cerramientos
- Cubiertas especiales
- Juegos infantiles en plazas y parques
- Pasamanos
- Fabricación de andamios
- Tubos para postes de luz

Aplicaciones: Otros Usos

- Escapes de automóviles
- Guardachoques - Mataburros
- Manijas para carretillas
- Canchas deportivas
(arcos futbol, postes volley ball)
- Estructuras para letreros
- Máquinas para gimnasios
- Asientos para vehículos
- Fabricación de maquinaria industrial

Tubo Estructural Redondo para postes

Especificaciones Generales:

Largo Normal:	6 m
Recubrimiento:	Galvanizado
Dimensiones:	Desde 1/2 a 2 1/2 plg
Espesores:	Desde 1.5 a 2 mm
Calidad del Acero:	JIS G3132 SPHT-1 ASTM A 569
Observaciones:	Otros largos previa consulta

Tubo Estructural Redondo para postes

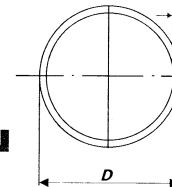
DIAMETRO NOMINAL Plg	DIMENSIONES		PESO Kg/6m	AREA cm ²	PROPIEDADES		
	DIAMETRO EXT.(D) mm	e mm			I cm ⁴	W cm ³	i cm
1/2	21.2	1.5	4.37	0.93	0.45	0.43	0.80
		2.0	5.68	1.21	0.56	0.53	0.82
3/4	26.7	1.5	5.6	1.19	0.95	0.71	1.00
		2.0	7.31	1.55	1.19	0.89	1.02
1	33.5	1.5	7.16	1.51	1.93	1.15	1.24
		2.0	9.32	1.98	2.46	1.47	1.26
1 1/4	42.2	1.5	9.03	1.92	3.98	1.88	1.55
		2.0	11.90	2.53	5.11	2.42	1.56
1 1/2	48.1	1.5	10.34	2.20	5.97	2.48	1.75
		2.0	13.64	2.90	7.71	3.21	1.77
2	60.3	1.5	13.05	2.77	11.98	3.97	2.19
		2.0	17.25	3.66	15.58	5.17	2.20
2 1/2	75.6	1.5	17.52	3.72	25.47	6.74	2.73
		2.0	21.78	4.62	31.34	8.29	2.74

NOMENCLATURA

A= Area de la selección transversal del tubo,
I= Momento de Inercia de la sección, cm⁴
W= Módulo resistente de la sección, cm³
i= Radio de giro de la sección, cm

Funicular

Puntal Bananero



Tubo Estructural Redondo para postes

Aplicaciones: Usos Estructurales

- Cerramientos
- Baranda para balcones y puentes
- Funiculares
- Puntal Bananero

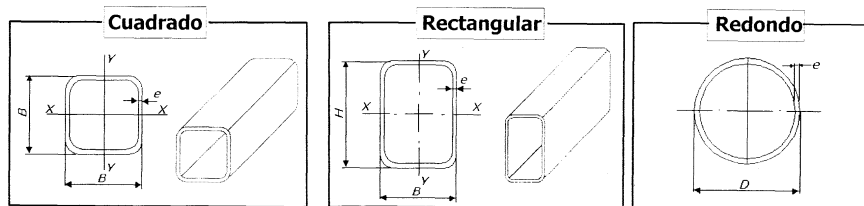
41

Tubería Mecánica

Especificaciones:

Producto	Largo Normal	Recubrimiento	Dimensiones	Espesores	Calidad del Acero
Tubo mecánico cuadrado	6 metros	Negro ó Galvanizado	½ a 2 plg	0.6 a 1.5 mm	JIS G3132 SPHT-1, ASTM A569
Tubo mecánico rectangular	6 metros	Negro ó Galvanizado	(3/8 x 3/4) plg a (1 1/4 x 2) plg	0.75 a 1.5 mm	JIS G3132 SPHT-1, ASTM A569
Tubo mecánico redondo	6 metros	Negro ó Galvanizado	½ a 2 ½ plg	0.60 a 1.5 mm	JIS G3132 SPHT-1, ASTM A569

Otras dimensiones y largos, previa consulta



42

Tubería Mecánica

Aplicaciones: Usos Industriales

Cuadrada y Rectangular

- Muebles Metálicos en general
- Cerrajería (rejas, puertas, etc)
- Divisiones Modulares
- Pasamanos
- Cerramientos para viviendas
- Fabricación de remolques
- Estanterías
- Parantes de repisas

Redonda

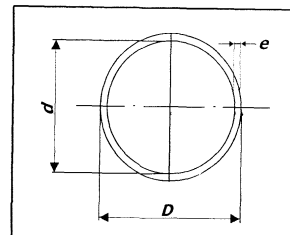
- Partes y piezas productos línea blanca
- Muebles Metálicos en general
- Tubos de escape para vehículos
- Cerrajería (rejas, puertas, etc)
- Ductos para cocinas
- Fabricación de remolques
- Tubos para closets
- Rieles de cortinas
- Plateros de cocina

Caneria

Especificaciones:

Producto	Largo Normal	Recubrimiento	Dimensiones	Espesores	Calidad del Acero
Cañería: Norma ISO R65 / Serie Liviana I	6 metros	Negro ó Galvanizado	1/2 a 2 1/2 plg	2.2 a 3 mm	JIS G3132 SPHT-1, ASTM A 569
Cañería: Norma ASTM A 53 grados Schedule 40	6 metros	Negro ó Galvanizado	3/8 a 2 plg	2.31 a 3.91 mm	JIS G3132 SPHT-1, ASTM A 569
Cañería: Norma ISO R65 / Serie Liviana II	6 metros	Negro ó Galvanizado	3/8 a 2 1/2 plg	1.8 a 3.2 mm	JIS G3132 SPHT-1, ASTM A 569

Otras dimensiones y largos, previa consulta



Cañería

Aplicaciones:

Serie I y ASTM

- Instalaciones Industriales
- Conducción de fluidos a presión
- Escapes de automóviles
- Andamios

Serie II

Cañería Negra:

- Fabricación de andamios
- Fabricación de calderos
- Fabricación de escopetas
- Conducción de vapor
- Muebles metálicos
- Asientos para carrocerías
- Conducción de fluidos a presión
- Juegos infantiles en plazas y parques

Cañería Galvanizada:

- Fabricación de andamios
- Fabricación de calderos
- Conducción de agua y vapor
- Instalaciones de fábricas y gasolineras
- Muebles metálicos
- Torres
- Juegos infantiles en plazas y parques
- Invernaderos
- Cerramientos
- Escapes de automóviles
- Postes

Tubo Eléctrico Liviano EMT

Especificaciones:

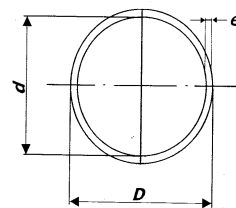
Largo Normal:	3 m
Recubrimiento:	Galvanizado
Dimensiones:	Desde 1/2 a 2 plg
Espesores:	Desde 1.07 a 1.65 mm
Calidad del Acero:	ASTM A-653 CS
Observaciones:	Otros largos previa consulta

Tubo Eléctrico Liviano EMT

DIAMETRO NOMINAL Plg	DIAMETRO EXTERIOR D mm	DIAMETRO INTERIOR d mm	ESPESOR NOMINAL e mm	PESO TEORICO Kg / 3m
1/2	17.93	15.80	1.07	1.32
3/4	23.42	20.93	1.24	2.04
1	29.54	26.64	1.45	3.00
1 1/4	38.35	35.05	1.65	4.47
1 1/2	44.20	40.89	1.65	5.19
2	55.80	52.50	1.65	6.60

Aplicaciones:

- Instalaciones Eléctricas en paredes de edificaciones



47

Tubo Eléctrico Rígido

Especificaciones:

Largo Normal:	3 m
Recubrimiento:	Galvanizado
Dimensiones:	Desde 1/2 a 2 plg
Espesores:	Desde 2 a 3.9 mm
Calidad del Acero:	JIS G3132 SPHT-1 ASTM A-569
Observaciones:	Hilo NPT, Hilo BSP (a pedido) Sin rebaba interior

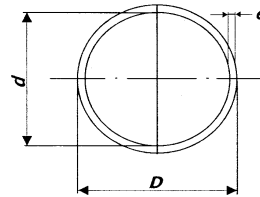
4

Tubo Eléctrico Rígido



ASA C 80.6

DIAMETRO NOMINAL Pulg	DIMENSIONES			PESO TEORICO Kg/3m
	DIAMETRO EXTERIOR D mm	DIAMETRO INTERIOR d mm	ESPESOR NOMINAL e mm	
1/2	21.3	17.34	2.00	3.06
3/4	26.7	22.10	2.30	4.44
1	33.5	28.30	2.60	6.24
1 1/4	42.2	37.00	2.60	7.92
1 1/2	48.1	42.30	2.90	10.11
2	60.3	52.51	2.90	12.63



ASA C 80.1

DIAMETRO NOMINAL Pulg	DIMENSIONES			PESO TEORICO Kg/3m
	DIAMETRO EXTERIOR D mm	DIAMETRO INTERIOR d mm	ESPESOR NOMINAL e mm	
1/2	21.3	15.76	2.77	3.81
3/4	26.7	20.96	2.87	5.04
1	33.4	26.64	3.38	7.50
1 1/4	42.2	35.08	3.56	10.14
1 1/2	48.3	40.94	3.68	12.15
2	60.3	52.48	3.91	16.32

Aplicaciones:

- Instalaciones Eléctricas en losas de edificios
- Instalaciones de alarmas

Carpintería Metálica abierta

Especificaciones Generales:

Largo Standard:	6 m
Recubrimiento:	negro o galvanizado
Espesores:	Desde 0.80 a 1.50 mm
Calidad del Acero:	ASTM A366 JIS G3141 SPCC-SD
Observaciones:	Otros largos y dimensiones a pedido

Carpintería Metálica abierta

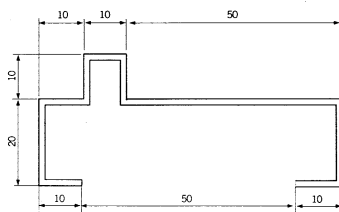
PERFIL DENOMINACION	ESPEJOR	PESO
	mm	kg/6m
Perfil Marco 70 (4.2)	1.0	6.78
Perfil Marco 60 (4.4)	1.0	5.88
Perfil U (5.2)	1.1	1.98
Perfil Junquillo (5.4)	0.8	1.26
Perfil U (5.7)	1.5	6.90

Aplicaciones:

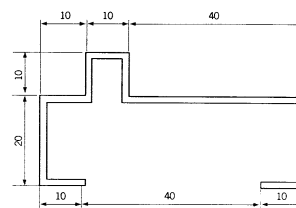
- Ventanas
- Puertas

Carpintería Metálica abierta

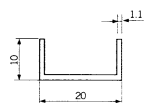
Perfil Marco 70 (4.2)



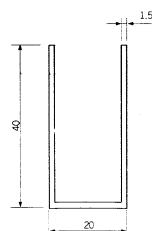
Perfil Marco 60 (4.4)



Perfil U(5.2)



Perfil U(5.7)



Perfil Junquillo (5.4)



Carpintería Metálica cerrada

Especificaciones Generales:

Largo Standard:	6 m
Recubrimiento:	negro o galvanizado
Espesores:	Desde 0.80 a 1.0 mm
Calidad del Acero:	ASTM A 366 JIS G3141 SPCC-SD
Observaciones:	Otros largos y dimensiones a pedido

Carpintería Metálica cerrada

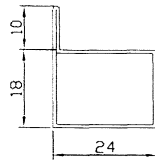
PERFIL DENOMINACION	ESPESOR mm	PESO kg/6m
Perfil L (3.1)	0.8	3.84
Perfil T (3.2)	0.8	3.84
Perfil TG (3.4)	1.0	7.38
Perfil MTC (3.5)	1.0	7.38
Pasamano Ovalado (6.8)	1.0	7.38
Pasamano Trébol (6.9)	1.0	7.38

Aplicaciones:

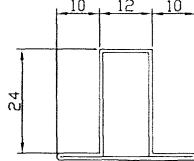
- Ventanas
- Puertas
- Pasamanos

Carpintería Metálica cerrada

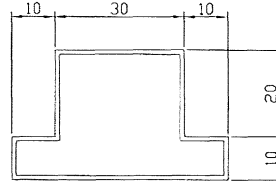
Perfil L (3.1)



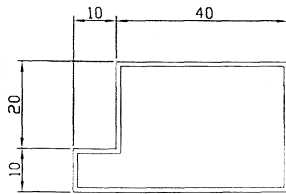
Perfil T (3.2)



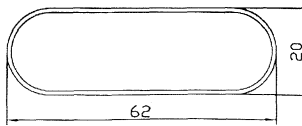
Perfil TG (3.4)



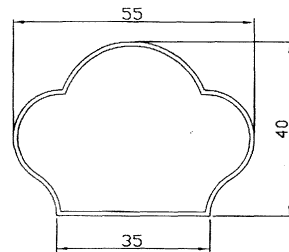
Perfil MTC (3.5)



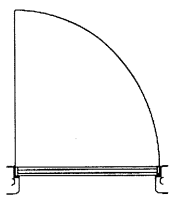
Pasamano Ovalado (6.9)



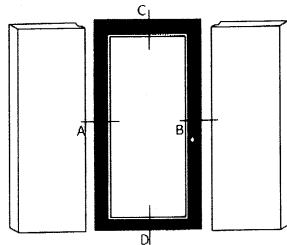
Pasamano Trébol (6.8)



Puerta

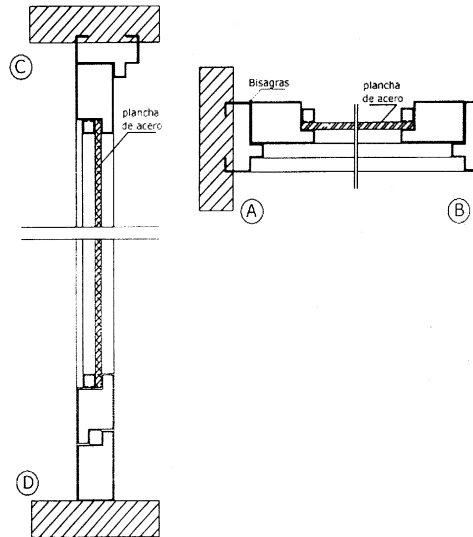


Vista en planta



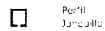
Vista frontal

CORTES



Productos Utilizados

Carpintería Metálica Abierta



Perfil Juntaviento



Perfil MTC

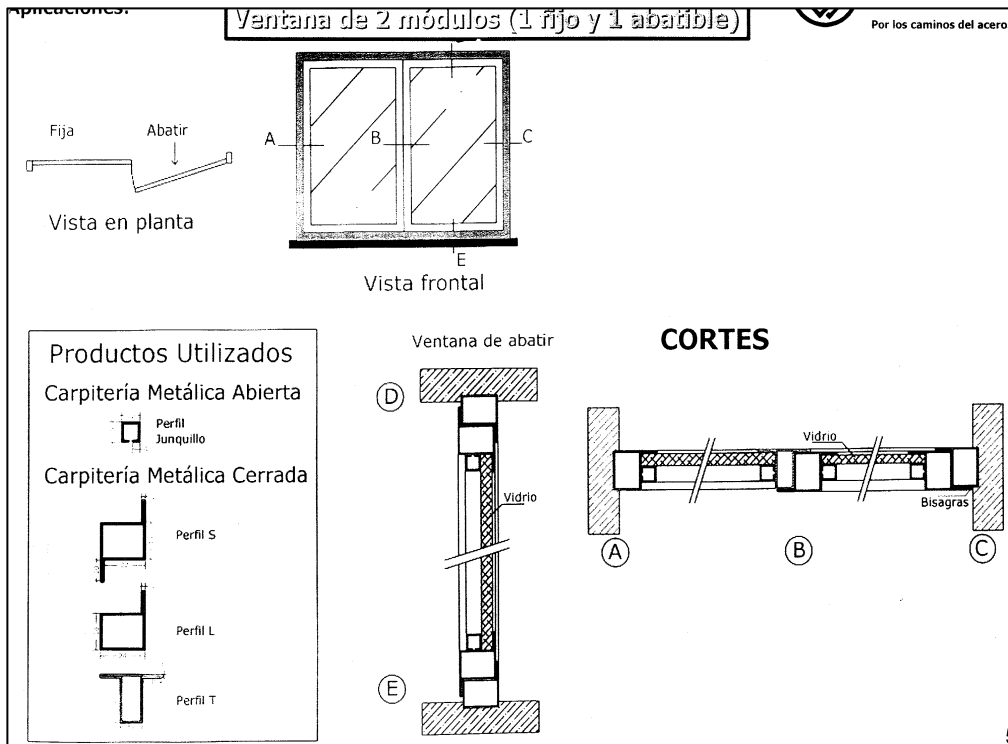
Carpintería Metálica Cerrada



Perfil L



Perfil T



Planchas de acero

Por los caminos del acero.

Especificaciones:

Producto	Recubrimiento	Dimensiones mm	Espesor mm	Calidad del Acero
Plancha laminada en caliente de paquete	Negro	1,220 x 2,440	2 - 10	ASTM A - 36
		1,000 x 2,000	2 - 3	
		1,500 x 6,000	4 - 6	
		1,800 x 6,000	5 - 12	
		2,000 x 6,000	8 - 50	
Plancha laminada en caliente de bobina (largo bajo pedido)	Negro	1,220 (ancho)	2 - 6	ASTM A - 36
		1,500 (ancho)	4 - 6	ASTM A 283 Gr C
		1,800 (ancho)	5 - 12	
Plancha para tanques	Negro	2,440 x 12,192	6.35 - 25	ASTM A 283 Gr C / A - 36
Plancha para puentes	Negro	2,500 x 12,000	8 - 30	ASTM A 588 Gr A
		3,000 x 12,000		
Plancha Naval	Negro	1,524 x 6,096	4 - 12	ASTM A131 / LLOYD'S / ABS
Plancha Antideslizantes para piso	Negro	1,000 x 3,000	2.3 - 6	DIN 17100 ST 37.2
		1,220 x 2,440		
Plancha laminada en frío	Negro	1,000 x 2,000	0.35 - 2	ASTM A 366 Tipo B JIS G 3141 SPCC - SD
		1,220 x 2,440		
Plancha galvanizada	Galvanizada	1,220 x 2,440	0.35 - 2	ASTM A 653 CS

Stock previa consulta

Planchas de acero

Aplicaciones:

Planchas laminado en frío

- Muebles metálicos en general
- Puertas metálicas
- Carpintería metálica
- Tanque para almacenamiento de aceite
- Tanques de exportación de frutas
- Baldes para camionetas
- Partes y piezas metálicas: (abrazaderas, de línea blanca, etc)
- Rótulos
- Señalización de tránsito
- Cajas fúnebres
- Autopartes

Planchas laminado en caliente

- Conformación de estructuras en general con elementos de alma llena (flejes)
- Fabricación de tanques
- Estructuras de puentes
- Estructuras de barcos
- Camisas de pilotes
- Encofrados
- Placas
- Contención de tierras
- Plataformas
- Calderos
- Tubería de grandes diámetros

Planchas galvanizadas

- Ductos para aire acondicionado
- Puertas metálicas
- Perfilería de tumbado
- Cámaras frigoríficas
- Partes y piezas para línea blanca

Planchas de acero

Por los caminos del asfalto

Aplicaciones:

Planchas para puente

- Conformación de elementos de alma llena
- Conformación de cajetines para cerchas de puentes
- Conformación de viguetas de puentes
- Placas de apoyo

Planchas para tanques

- Cuerpo de tanques
- Tapa y fondo de tanques

Planchas Antideslizantes

- Losa de Puentes
- Carrocerías
- Piso de escaleras

Planchas Navales

- Cubierta de barco
- Casco de barco
- Muelles
- Gabarras
- Contención de tierras
- Tuberías

Por los caminos del acero

Postes de Guardavía:

Descripción: Canal C de 150 x 75 x 5 mm
 Altura: 1.800 mm estándar (medidas especiales bajo pedido)
 Recubrimiento: Galvanizado por inmersión en caliente según norma ASTM A-123

Perfiles de Guardavía:

Descripción: Perfil de guardavía tipo W.
 Fabricación según AASHTO M-180/89

Largo Total: 4.130 mm
 Largo Útil: 3.810 mm
 Recubrimiento: Galvanizado por inmersión en caliente según norma ASTM A-123

Terminales de Guardavía:

Recubrimiento: Galvanizado por inmersión en caliente según norma ASTM A-123

Separadores:

Descripción: Canal de 80 x 55, largo 310mm, espesor 3mm
 Recubrimiento: Galvanizado por inmersión en caliente según norma ASTM A-123

Pernos y Tuercas:

Descripción: Fabricación según ASTM A-307 grado A, galvanizado en caliente y centrifugado de acuerdo a ASTM A-153 Clase C

Aplicaciones

a) Como protección y seguridad vial:

- ▣ Condiciones de bajo riesgo:
 - Curvas a la derecha
 - Tramos rectos
- ▣ Condiciones de riesgo intermedio:
 - Mediana
 - Curvas a la izquierda
 - Puentes en tramo recto
- ▣ Condiciones de alto riesgo:
 - Curvas peligrosas
 - Puentes en Curva
 - Probabilidad de desbarrancamiento
 - Riesgo de colisión Frontal

b) Como delimitador de trazado

- ▣ Rotondas
- ▣ Empalmes de caminos
- ▣ Estacionamientos

c) Como protección de estructuras

- ▣ De torres y postación
- ▣ Edificación particular
- ▣ Interior Industrial

Por los caminos del acero

VENTAJAS DEL GALVANIZADO

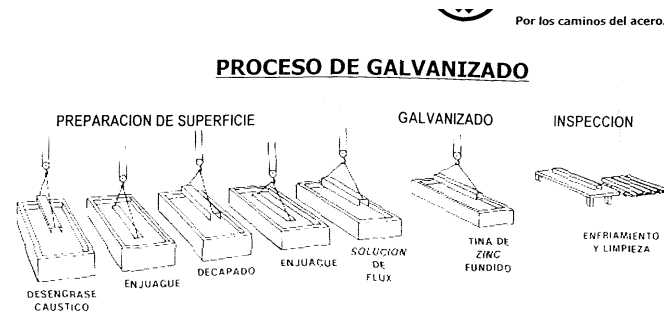
El galvanizado presenta una serie de ventajas que no es posible encontrar en otros tipos de recubrimientos:

- ✓ Bajo costo versus vida útil
- ✓ Bajo nivel de corrosión
- ✓ Recubrimiento adherido metalúrgicamente al acero
- ✓ Fácil de inspeccionar
- ✓ Gran resistencia a daños mecánicos

Especificaciones Generales

Dimensiones de la tina de zinc:

LARGO:	7 m
ANCHO:	1,2 m
PROFUNDIDAD:	1,6 m

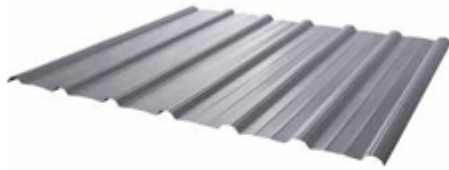


Norma Interna de Galvanización

Tubos:	Norma INEN 1054
Estructuras:	Norma INEN 672 y ASTM A-123
Recubrimiento de zinc:	Tuberías: > 350 gr/m ² (49 micras) y Estructuras: > 600 gr/m ² (84 micras)
Zinc utilizado:	Alta pureza 99,995 – 99,990 (%)
Largo máximo a galvanizar (en condiciones normales):	6,80 m
Ancho máximo a galvanizar (en condiciones normales):	1,10 m

CUBIERTAS

Contamos con una gran variedad de techos y cubiertas metálicas y de policarbonato, son tantas y diferentes las opciones que se pueden fabricar que garantizamos cumplir al 100% las necesidades de su proyecto.



También disponemos de cubiertas con medidas comerciales, las cuales han sido desarrolladas pensando en el mejor desempeño y optimización del material.

Distribuimos cubiertas y recubrimientos de reconocidas fábricas nacionales, son

productos muy versátiles que pueden ser aplicados en proyectos industriales como galpones, gasolineras, oficinas, complejos educativos, complejos deportivos, edificio, centros comerciales y también en edificaciones residenciales como cubiertas de patios, terrazas glorietas etc, en ambos casos incluyen todos los accesorios y complementos necesarios para su instalación logrando aportar a las construcciones elegancia, practicidad y confort con la mejor relación calidad -precio. Estas cubiertas se mantienen en perfectas condiciones gracias a sus cualidades técnicas, sus atributos estéticos, su resistencia y durabilidad.

DESCRIPCIÓN

Especificaciones Generales de las cubiertas:

Cuadro de espesores, peso y distancia máxima entre apoyos						
Espesor (mm)	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60
Peso (Kg/m ²)	2,70	3,15	3,60	4,05	4,50	5,40
Distancia (m)	1,20	1,60	1,80	2,10	2,40	2,60

USOS:

- Recubrimientos de paredes
- Techos residenciales
- Tejas metálicas tipo española
- Cubiertas
- Cielos falsos
- Aislamiento termoacústico
- Frisos
- Embellecimiento de edificaciones

Ancho útil = 1040 mm
Altura de onda = 37 mm

USOS

Cubierta y Paredes

LONGITUD

Según necesidad del cliente

PENDIENTE MÍNIMA

4°

ACCESORIOS

Conectores Omega y Pernos
Autoperforantes

Geometría:



Recubrimientos:

- El **Galvalume** es una aleación de aluminio, zinc y silicio con la que se recubre el alma de acero del panel, otorgándole diversas propiedades: resistencia a la corrosión, reflectividad lumínica y protección a las áreas cortadas o perforadas.
- Color: Natural (sin aplicación de pintura)
- El **Prepintado** es un recubrimiento que consiste en un proceso de pintura continua sobre una base de galvalume, que incluye limpieza, pretratamiento químico, primer y un acabado de pintura uniforme y especial de tipo poliéster.
- Ofrecemos varios colores: Blanco, verde, rojo, ~~amarillo~~, azul, amarillo.



Ventajas de nuestras cubiertas:

ECONOMÍA	RESISTENCIA	IMPERMEABILIDAD
La estructura de soporte es liviana. Permite cualquier pendiente. Su mantenimiento es mínimo. Su alta reflectividad ahorra energía. La longitud de las planchas es a medida. La instalación es fácil y rápida. Exige un número reducido de traslapes.	El acero estructural, combinado con las más eficientes geometrías y sistemas de fijación, da como resultado una cubierta más resistente a cargas e impactos, accesibilidad y mayores distancias entre apoyos.	Se utilizan accesorios de instalación específicos para cada geometría, asegurando la impermeabilidad. Al ser de acero, no absorbe la humedad. Por ser liso facilita la rápida evacuación de agua y granizo
ESTÉTICA	FRESCURA	DURABILIDAD
Los diseños de las cubiertas, con formas innovadoras y con amplia variedad de colores, combina con todos los materiales de construcción. Tiene adecuados accesorios de fijación y mínima cantidad de traslapes.	Por las características reflectivas del aluminio que le recubre, no acumula calor en el interior de las edificaciones.	No se oxida. No se rompe. Minimiza la adherencia de hongos y suciedades.

BELLEZA FOTVOLTAICA

El techo que produce energía limpia.

VENTAJAS



Mantiene el estilo original de tu cubierta



Delgado y liviano

Pesa 4,6 kg/m², la quinta parte del peso de un panel tradicional. Ahorro en estructura soportante.



Ahorro en tu factura de luz

Produce hasta el 100% de la energía que consumes.



Fácil instalación

Al estar integrado en la cubierta se reduce el tiempo, costo y el riesgo de accidentes en la instalación.



Diseño arquitectónico

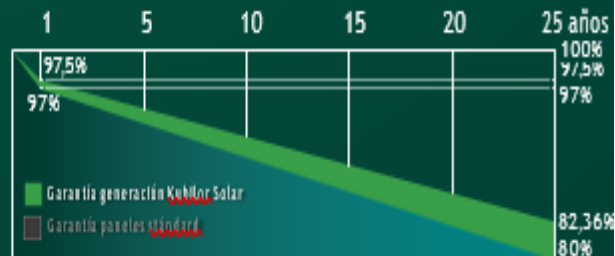


Amigable con el ambiente

Reduce la huella de carbono de tu construcción.

GARANTÍA

25 DE GARANTÍA



Características eléctricas en condiciones STC (Standard Test Conditions)

	Unidad	Kubloc Solar 90
Máxima Potencia P_m	W	90
Tolerancia potencia	W	0, +5
Voltaje máxima potencia V_{mp}	V	17.1
Corriente máxima potencia I_{mp}	A	5.27
Voltaje de circuito abierto V_{oc}	V	20.6
Corriente de corto circuito I_{sc}	A	5.54
Eficiencia de módulo	%	17

STC: Irradiancia 1000 W/m². Temperatura del módulo 25°C

Características eléctricas en condiciones NMOT (Nominal Module Operating Temperature)

	Unidad	Kubloc Solar 90
Máxima Potencia P_m	W	68
Voltaje máxima potencia V_{mp}	V	16
Corriente máxima potencia I_{mp}	A	4.25
Voltaje de circuito abierto V_{oc}	V	19.3
Corriente de corto circuito I_{sc}	A	4.51

NMOT: Irradiancia 800 W/m². Temperatura ambiente 20°C. Viento 1 m/s

Coefficiente de temperatura

Temperatura nominal de operación	43 ± 2 °C
Coefficiente de temperatura P_{max}	-0.36%/°C
Coefficiente de temperatura V_{max}	-0.28%/°C
Coefficiente de temperatura I_{max}	0.06%/°C

Condiciones de operación

Voltaje máximo del sistema	1000 V (DC)
Fusible máx. trabajo en serie	9A
Rango de temperatura de operación	-40 °C - +85 °C

Características físicas

Ancho útil	310mm
Long.	Fabricado a medida
Long. Módulo fotovoltaico	1840mm
Peso del panel	2.4 kg/m ²
Peso de la plancha de techo	3.95 kg/m ²
Celdas fotovoltaicas	3x10 Monocristalina
Cajas de unión	IP68
Conductor	4 mm ²
Conector	MC4

I-V Curve

