



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE
CUBIERTA PARA LA PLATAFORMA ITINERANTE DE
NARANCA Y, EN LA CIUDAD DE CUENCA**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

MARIO ANTONIO DELGADO ORDÓÑEZ

Director: Ing. César David Cajamarca Zúñiga, M.Sc.

2016

DECLARACIÓN

Yo, Mario Antonio Delgado Ordóñez, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Mario Antonio Delgado Ordóñez

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Mario Antonio Delgado Ordóñez, bajo mi supervisión.

Ing. César David Cajamarca Zúñiga, M.Sc.

DIRECTOR

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación se lo dedico a mis hermanos, a mi madre, a mi mami Julia (+) que siempre estuvo pendiente de mis estudios, sobre todo y con profundo sentimiento, se lo dedico a mi padre por su incondicional apoyo, por creer en mí, por haber sembrado fuerza y humildad a lo largo de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios sobre todo, por la salud y la vida, a todas las personas que me han apoyado de una u otra manera en mi carrera universitaria, a todos los profesores de la Carrera de Ingeniería Civil que han compartido sus conocimientos, al Ing. David Cajamarca, por las ilustraciones impartidas en el campo de las estructuras y su apoyo para el buen término de este trabajo, a mis tíos Franklin y Beatriz, que con cariño me han apoyado en alguna etapa de mi carrera y con el más sincero sentimiento de gratitud, quiero agradecer a mi tía Tania, que me ha extendido su mano generosa durante muchos años y me ha acompañado hasta el final de mi carrera.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE TABLAS	XI
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
RESUMEN	XVIII
ABSTRACT	XIX
CAPÍTULO I	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivo General.....	1
1.2 Objetivos Específicos	1
1.3 Descripción del Proyecto	1
1.4 Antecedentes.....	3
1.4.1 Ubicación de la Zona de Estudio.....	4
1.4.2 Usos de Suelo.....	6
1.4.3 Características Climáticas de la Ciudad de Cuenca	7
1.4.4 Características y Capacidad Portante del Suelo	8
1.4.5 Estructuras de Cubierta para Mercados Comúnmente Utilizados en la Ciudad de Cuenca	9
1.5 Alcance	10
CAPÍTULO II	12
2. ANÁLISIS COMPARATIVO.....	12

2.1 Soluciones Arquitectónicas Más Comunes para Obras Semejantes	12
2.1.1 Cerchas Metálicas Triangulares o en Arco	12
2.1.2 Estereoestructuras	14
2.1.3 Cubiertas Auto Portantes	15
2.1.4 Estructuras Colgantes	16
2.1.5 Estructuras de Empuje Triarticuladas o Biarticuladas	17
2.1.6 Estructuras de Tipo Celosía	18
2.1.7 Estructura de Sección Completa o Alma Llena	19
2.2 Estructuras Típicas del Medio.....	21
2.3 Análisis Comparativo de Sistemas Estructurales.....	23
2.3.1 Cercha Metálica Triangular o a Dos Aguas.....	23
2.3.1.1 Ventajas.....	23
2.3.1.2 Desventajas.....	24
2.3.2 Cercha Metálica Tipo Arco.....	24
2.3.2.1 Ventajas.....	24
2.3.2.2 Desventajas.....	25
2.4 Determinación del Tipo de Estructura.....	25
2.5 Criterios de Diseño e Idealización de la Estructura	26
CAPÍTULO III	28
3. MARCO TEÓRICO.....	28
3.1 Unidades	28
3.2 Normativa	28
3.2.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).....	29
3.2.2 Instituto Americano del Concreto - American Concrete Institute (ACI).....	29
3.2.3 Instituto Americano de Construcción de Acero - American Institute Of Steel Construction (AISC).....	30
3.3 Materiales	30

3.3.1 Acero.....	30
3.3.1.1 Acero Estructural	30
3.3.1.2 Acero de Refuerzo.....	34
3.3.2 Hormigón Armado	35
3.3.2.1 Propiedades Mecánicas del Hormigón Armado.....	35
3.3.3 Galvalume	37
3.4 Cargas	38
3.4.1 Cargas Permanentes	38
3.4.1.1 Materiales (Estructurales y No Estructurales).....	38
3.4.1.2 Instalaciones.....	38
3.4.2 Cargas Variables.....	39
3.4.2.1 Carga Viva (Sobrecargas de Uso).....	39
3.4.2.2 Cargas por Viento.....	39
3.4.2.3 Cargas de Granizo.....	42
3.4.3 Cargas Accidentales.....	43
3.4.3.1 Cargas Sísmicas.....	43
3.4.4 Combinaciones de Cargas	53
3.4.4.1 Símbolos y Notación	53
3.4.4.2 Combinación para el Diseño por Última Resistencia.....	54
CAPÍTULO IV	55
4. ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS DE LOS SISTEMAS PROPUESTOS	55
4.1 Cercha a Dos Aguas.....	55
4.1.1 Criterios para Diseño Arquitectónico	55
4.1.2 Consideraciones Generales	55
4.1.3 Pre Diseño	56
4.1.4 Diseño Estructural.....	56
4.1.5 Cálculo De Cargas	58

4.1.5.1 Cargas Muertas o Permanentes	58
4.1.5.2 Carga Viva.....	58
4.1.5.3 Carga de Viento.....	58
4.1.5.4 Carga por Sismo.....	60
4.1.6 Cálculo de Correas	61
4.1.6.1 Mayorización de Cargas	61
4.1.7 Cálculo de Contraflambeos o Tensores	64
4.1.8 Análisis Estructural y Modelamiento Computarizado	65
4.1.9 Cálculo de Elementos a Compresión	67
4.1.9.1 Cordones	67
4.1.9.2 Entramado (diagonales y verticales)	73
4.1.10 Cálculo de Elementos a Tracción.....	75
4.1.10.1 Cordones.....	75
4.1.10.2 Entramado (diagonales y verticales).....	76
4.2 Cercha Tipo Arco.....	78
4.2.1 Criterios para Diseño Arquitectónico	78
4.2.3 Consideraciones Generales	79
4.2.4 Pre Diseño	79
4.2.5 Diseño Estructural.....	80
4.2.6 Cálculo De Cargas	81
4.2.6.1 Cargas Muertas o Permanentes.....	81
4.2.6.2 Carga Viva.....	82
4.2.6.3 Carga de Viento.....	83
4.2.6.4 Carga por Sismo.....	88
4.2.7 Espectro de Cálculo	92
4.2.7.1 Espectro elástico de aceleraciones	92
4.2.8 Mayorización de Cargas.....	93

4.2.9 Modelación Computarizada.....	95
4.2.10 Cálculo de Elementos	103
4.2.10.1 Correas.....	104
4.2.10.2 Elementos de Apoyo para Correas.....	118
4.2.10.3 Entramado de Arco.....	125
4.2.10.4 Cordón Superior del Arco	130
4.2.10.5 Cordón Inferior del Arco.....	134
4.2.10.6 Entramado de Columna.....	140
4.2.10.7 Columnas	145
4.2.10.8 Tensores superiores y Arriostramientos laterales.....	150
4.2.11 Interpretación de Resultados	153
4.2.11.1 Análisis de Comportamiento Sísmico	153
4.2.11.2 Análisis de Desplazamientos y Deflexiones	157
4.2.12 Diseño de Cimentaciones	162
4.2.13 Diseño de la Columna de cimentación.....	169
4.2.14 Diseño de la Placa Base	171
4.2.15 Diseño de Pernos de Anclaje	173
CAPITULO V	174
5. INGENIERÍA DE DETALLE.....	174
5.1 Cantidades de Obra.....	174
5.2 Especificaciones Técnicas.....	174
5.2.1 Hormigón 240 Kg/Cm ² – Cadenas y Zapatas.....	175
5.2.2 Acero Estructural.....	175
5.2.3 Canales de Zinc	181
5.2.4 Bajantes de PVC 110 mm	183
5.2.5 Cubierta con Planchas de Galvalume	184
5.3 Izaje.....	185

5.3.2 Procedimiento de Montaje e Izaje	185
5.3.2.1 Opción 1	186
5.3.2.2 Opción 2	186
CAPITULO VI	188
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	188
6.1 Conclusiones	188
6.2 Recomendaciones	189
Bibliografía	191
Anexos	193

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores climatológicos máximos anuales de la ciudad de Cuenca para el año 2012	7
Tabla 2: Factores de reducción de resistencia.	36
Tabla 3: Coeficiente de corrección del viento (σ).	40
Tabla 4: Determinación del factor de forma C_f	41
Tabla 5: Determinación del coeficiente de entorno C_e	42
Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	44
Tabla 7: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	47
Tabla 8: Clasificación de los perfiles de suelo.....	48
Tabla 9: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	49
Tabla 10: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	50
Tabla 11: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s 50	
Tabla 12: Valores de C_t y α	51
Tabla 13: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.	52
Tabla 14: Valores de C_t y α	53
Tabla 15: Valores del coeficiente de flexión longitudinal (φ) para elementos a compresión.....	70
Tabla 16: Resumen de cantidades de obra de acero para la cubierta a dos aguas. 78	
Tabla 17: Cargas nodales de viento para la estructura tipo arco.	88
Tabla 18: Combinaciones de carga para E.L.U. de rotura de acero laminado.	94
Tabla 19: Combinaciones de carga análisis de desplazamientos.	95
Tabla 20: Características del tubo estructural utilizado como correa.	104
Tabla 21: Resumen de cumplimientos LRFD para la correa.....	118
Tabla 22: Características del tubo estructural utilizado para apoyos de correas. ...	118
Tabla 23: Resumen de cumplimientos LRFD para apoyo de correa.	125
Tabla 24: Características del tubo estructural utilizado para entramado de los arcos.	126

Tabla 25: Resumen de cumplimientos LRFD para entramado de arco.....	130
Tabla 26: Características del tubo estructural utilizado para cordón superior del arco.	130
Tabla 27: Resumen de cumplimientos LRFD para cordón superior del arco.	134
Tabla 28: Características del tubo estructural utilizado para cordón inferior del arco.	134
Tabla 29: Resumen de cumplimientos LRFD para cordón inferior del arco.	138
Tabla 30: Características del tubo estructural utilizado para cordón inferior del arco.	138
Tabla 31: Resumen de cumplimientos LRFD para cordón inferior del arco.	139
Tabla 32: Características del tubo estructural utilizado para entramado de la columna.....	140
Tabla 33: Resumen de cumplimientos LRFD para entramado de columna.	144
Tabla 34: Características del tubo estructural de 90x4 utilizado para entramado de la columna.....	144
Tabla 35: Resumen de cumplimientos LRFD para entramado de columna.	145
Tabla 36: Características del perfil estructural utilizado para la columna.....	146
Tabla 37: Resumen de cumplimientos LRFD para entramado de columna.	150
Tabla 38: Características de la varilla de acero de refuerzo utilizada para tensor. .	150
Tabla 39: Características de la varilla de acero de refuerzo utilizada para las cruces de San Andrés.	152
Tabla 40: Resumen de cumplimientos LRFD para los elementos de la celosía de arriostramiento.	153
Tabla 41: Coeficiente de Partición	156
Tabla 42: Resumen de modos de vibración para análisis del comportamiento sísmico estructura-cimentación.....	157
Tabla 43: Resumen de cantidades de acero	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de ubicación de la Plataforma Itinerante de Narancay.	4
Figura 2: Topografía del terreno previo al emplazamiento de la plataforma.	5
Figura 3: Vista en planta de la propuesta de emplazamiento de la plataforma.	5
Figura 4: Usos de suelo aledaños a la Plataforma Itinerante de Narancay.	6
Figura 5: Dirección de vientos preponderantes en la ciudad de Cuenca.	8
Figura 6: Acción del viento sobre la Plataforma Itinerante de Narancay.	8
Figura 7: Altura de capas de carpeta asfáltica, base y sub-base de la Plataforma Itinerante de Narancay.	9
Figura 8: Estructura de cubierta del Mercado 27 de Febrero, Cuenca, Ecuador.	10
Figura 9: Estructura de cubierta del Mercado 12 de Abril, Cuenca, Ecuador.	10
Figura 10: Mercado de Hostafrancs, Barcelona, España.	12
Figura 11: Cubierta del Mercado Nacional de Ganados Jesús Collado Soto, Torrelavega, España.	13
Figura 12: Estación de Ferrocarril St. Pancras, Londres, Inglaterra.	13
Figura 13: Plaza Sanchez Pizjuan ,Sevilla, España.	14
Figura 14: Configuración de un núcleo esférico en una estructura espacial.	15
Figura 15: Centro Comercial Unicentro Altavista, San Salvador, El Salvador.	16
Figura 16: Estadio Olímpico-Olympiastadion, Múnich, Alemania.	17
Figura 17: Arco Triarticulado.	18
Figura 18: Arco biarticulado.	18
Figura 19: Estructura de cubierta tipo celosía de la nueva tienda Conforama en el Parque Comercial Vía Sabadell, en Sabadell (Barcelona, España).	19
Figura 20: Salzburgarena, Salzburgo, Austria.	20
Figura 21: Centro de distribución CENDIS, Yumbo, Colombia.	20
Figura 22: Mercado San José, Paute, Ecuador.	21
Figura 23: Estructura de cubierta de la Feria Libre de Zamora, Zamora, Ecuador.	22
Figura 24: Estructura de cubierta Colegio 12 de Febrero, Zamora, Ecuador.	22

Figura 25: Estructura de cubierta Colegio 12 de Febrero, Zamora, Ecuador.	23
Figura 26: Composición de los paneles de galvalume.	37
Figura 27: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	45
Figura 28: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.	47
Figura 29: Dimensiones de estructura de cubierta a dos aguas.	57
Figura 30: Diseño de galpón a dos aguas.....	57
Figura 31: Efectos del viento en presión y succión para cubierta a dos aguas.	60
Figura 32: Componentes de una correa trabajando a flexión oblicua.	61
Figura 33: Grupo de galpones propuestos para cubrir el área completa de la plataforma.	66
Figura 34: Grupo de galpones propuestos para cubrir el área completa de la plataforma.	66
Figura 35: Cargas a tracción producidas en el pórtico a dos aguas.....	67
Figura 36: Cargas a compresión producidas en el pórtico a dos aguas.....	67
Figura 37: Mayor carga a compresión de los cordones producido en el pórtico a dos aguas.	68
Figura 38: Factor de longitud efectiva para elementos sometidos a compresión.....	69
Figura 39: Detalle de refuerzo para elemento de columna sometido a compresión en la estructura de cubierta a dos aguas (Mercado 12 de Abril).	71
Figura 40: Centros de gravedad en el plano cartesiano para barra reforzada en la cercha a dos aguas.	72
Figura 41: Mayor carga a compresión de las diagonales producida en el pórtico a dos aguas.....	74
Figura 42: Mayor fuerza a compresión de las diagonales producidos en el pórtico.	74
Figura 43: Mayor fuerza a tracción de los cordones producidos en el pórtico a dos aguas.	76
Figura 44: Mayor fuerza a tracción del entramado producido en el pórtico a dos aguas.	77
Figura 45: Dimensiones principales de la estructura tipo arco.	80

Figura 46: Longitud de la estructura tipo arco.	81
Figura 47: Configuración arquitectónica de galpón tipo arco.	81
Figura 48: Distribución de cargas vivas sobre la estructura de cubierta tipo arco....	83
Figura 49: Acción del viento en la estructura tipo arco.....	85
Figura 50: Acción del viento en la estructura tipo arco.....	85
Figura 51: Acción del viento en la estructura tipo arco.....	86
Figura 52: Acción del viento en la estructura tipo arco.....	86
Figura 53: Acción del viento considera para usos de cálculo en la estructura tipo arco.	87
Figura 54: Espectro de diseño según X.	92
Figura 55: Espectro de diseño según Y.	92
Figura 56: Espectro elástico de aceleraciones.	93
Figura 57: Galpones tipo arco propuestos para cubrir el área completa requerida..	96
Figura 58: Luz individual y total de servicio de los galpones tipo arco.	96
Figura 59: Creación de nuevo proyecto en CYPE 3D-2016.	97
Figura 60: Asignación de los materiales a utilizar en el cálculo mediante CYPE 3D-2016.	97
Figura 61: Asignación de normas a utilizar en el cálculo mediante CYPE 3D-2016.	98
Figura 62: Asignación de datos para el cálculo sísmico en CYPE 3D-2016.	97
Figura 63: Elección del tipo de apoyo para las columnas en CYPE 3D-2016.....	97
Figura 64: Asignación del tipo de perfil utilizado para la conformación de la estructura en CYPE 3D-2016.....	98
Figura 65: Asignación del ángulo para los elementos de la estructura conforme a la geometría del arco en CYPE 3D-2016.....	98
Figura 66: Introducción de las cargas a ser utilizadas para el cálculo de la estructura tipo arco en CYPE 3D-2016.	99
Figura 67: Asignación del tipo de conexión de los elementos de la cubierta en arco para efectos de pandeo en CYPE 3D-2016.	100
Figura 68: Asignación del tipo de conexión de los elementos de la cubierta en arco para efectos de pandeo lateral en CYPE 3D-2016.	100

Figura 69: Asignación de la orden de calcular la estructura tipo arco en CYPE 3D-2016.	101
Figura 70: Asignación de la opción de comprobaciones E.L.U. para cada elemento que conforme la estructura tipo arco en CYPE 3D-2016.....	101
Figura 71: Opción óptica del programa CYPE 3D-2016 para saber cuál de los elementos no cumplen con una o varias condiciones LRFD.....	102
Figura 72: Espectro elástico de aceleraciones.....	103
Figura 73: Ubicación de la correa.	104
Figura 74: Ubicación del apoyo de correa.....	119
Figura 75: Ubicación del entramado de arco.....	126
Figura 76: Ubicación del cordón superior del arco.	131
Figura 77: Ubicación del cordón inferior del arco.	135
Figura 78: Ubicación del cordón inferior del arco.	139
Figura 79: Ubicación del entramado de la columna.	140
Figura 80: Ubicación del entramado de la columna para el tubo cuadrado de 90x4.	145
Figura 81: Ubicación del elemento de columna.	146
Figura 82: Ubicación del tensor.....	151
Figura 83: Celosía lateral para cubierta tipo arco.....	153
Figura 84: Espectro de diseño según x.....	156
Figura 85: Espectro de diseño según y.....	157
Figura 86: Desplazamientos de la estructura tipo arco en el eje z-z para efectos de sismo.....	158
Figura 87: Desplazamientos de la estructura tipo arco en el eje z-z para efectos de carga viva+carga muerta+viento.	159
Figura 88: Desplazamientos de la estructura tipo arco en el eje z-z por peso propio.	159
Figura 89: Desplazamientos de la estructura tipo arco en el eje x-x para efectos de carga viva+carga muerta+viento.	160
Figura 90: Comprobación del aprovechamiento de los elementos que conforman la estructura tipo arco mediante CYPE 3D.....	161

Figura 91: Estructura final para la cubierta tipo arco.....	161
Figura 92: Estructura final para la cubierta tipo arco.....	162
Figura 93: Carga axial y momentos generados en la base de la columna de la estructura.	163
Figura 94: División del pórtico tipo arco para izaje.....	185
Figura 95: División y anclaje para montaje del pórtico tipo arco – opción1.....	186
Figura 96: Izaje de la última pieza para armar el pórtico tipo arco – opción 1.....	186
Figura 97: División y anclaje para montaje del pórtico tipo arco – opción 2.....	187
Figura 98: Estructura de cubierta tipo arco sugerida para análisis.....	190

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como objetivo principal realizar el diseño y cálculo de la estructura portante de cubierta para la plataforma itinerante de Narancay, conjuntamente con su concepción arquitectónica, la misma que albergará a 792 comerciantes informales de la ciudad de Cuenca, con lo que se pretende proteger a vendedores y compradores de la intemperie.

Luego de una investigación realizada a los mercados del medio y a estructuras que son usadas comúnmente para cubrir grandes luces y su posterior análisis, se llegó a establecer, que dentro de las características del proyecto, una estructura metálica cerchada tipo arco es la más idónea, misma que cubrirá un área en planta de 4920 m² (82x60m) con dos galpones de 41 metros de luz por 60 metros de profundidad.

Para el desarrollo del proyecto se levantó la información necesaria, considerando siempre en el diseño los principios básicos de resistencia, rigidez y estabilidad. Para la modelación estructural se utilizó un programa informático especializado, el cual permite entender claramente el trabajo de la estructura y agilizar los cálculos.

Palabras claves: ESTRUCTURA DE CUBIERTA, ESTRUCTURA DE ACERO, CERCHA EN ARCO, MODELACIÓN ESTRUCTURAL.

ABSTRACT

This graduate work main objective is carrying out the design and calculation of the load-bearing roof structure for the Narancay itinerant platform in conjunction with its architectural design, the same that will house 792 informal merchants in the city of Cuenca, which intends to protect sellers and buyers from the weather.

After a research carried out to markets in the surroundings and structures that are commonly used to cover large spans and the subsequent analysis, it was established that within the project characteristics, a steel truss structure in the form of arch, is the most appropriate, covering a building area 4920 m² (82x60m) with two 41m span blocks by 60 meters length.

For the development of the project all the necessary information has been collected, always considering the design basic principles of strength, stiffness and stability. Specialized software has been used for structural modeling, which allows a clear understanding of the work of the structure and expediting the calculations.

Keywords: ROOF STRUCTURE, STEEL STRUCTURE, TRUSS ARCH, STRUCTURAL MODELING.

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivo General

Elaborar el estudio estructural para la cubierta de la plataforma itinerante de Narancay.

1.2 Objetivos Específicos

- Realizar un diagnóstico inicial de la plataforma itinerante de Narancay, mediante la recopilación de información provista por fuentes secundarias.
- Recopilar información sobre las soluciones típicas en el medio.
- Realizar un análisis estructural comparativo entre diversos sistemas de cubierta para obras semejantes, incluidas las utilizadas comúnmente en el medio.
- Realizar el diseño de la cubierta para dicha plataforma empleando las soluciones arquitectónicas tradicionales en nuestro medio.
- Ejecutar el cálculo y diseño de la estructura técnicamente más conveniente elegida en el objetivo anterior.
- Elaborar los planos del proyecto.

1.3 Descripción del Proyecto

Los comerciantes informales de la ciudad de Cuenca se han tomado las calles para vender sus productos, congestionando y perjudicando al comercio organizado, creando desorden y mala imagen en las calles de esta ciudad, además de un sinnúmero de problemas sociales que acarrea esta actividad informal. Según el GAD Municipal del Cantón Cuenca, la falta de empleo y los escasos espacios públicos destinados para esta actividad, son las principales causas que generan el comercio informal o ambulante. Por estas razones la Municipalidad de Cuenca tiene planificado destinar un espacio público para estos micros emprendedores, en este caso, la Plataforma Itinerante de Narancay, sin embargo dicho proyecto no cuenta con una cubierta que proteja de las condiciones climáticas que afectan directamente a vendedores, compradores y sus productos.

En función de lo expuesto, la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca, por medio de los conocimientos académicos del autor del presente trabajo de titulación, aportará al GAD Municipal del Cantón Cuenca con el diseño de la estructura portante de cubierta para la plataforma mencionada, generando sin duda beneficios a la comunidad.

El objetivo principal del presente trabajo es calcular y diseñar la estructura portante de cubierta para la Plataforma Itinerante de Narancay, la misma que protegerá a compradores y vendedores de la intemperie. Para lo cual se realizará una selección del sistema estructural más apropiado, de manera que su producto final sea una estructura estética, segura y técnico-económicamente conveniente.

Para este propósito y por la extensión del presente trabajo se analizará el proyecto planteando dos alternativas: 1) la solución estructural típica que se ha adoptado en nuestro medio y; 2) se revisarán otros sistemas estructurales para cubiertas de obras de este tipo, con el propósito de realizar un análisis comparativo y seleccionar el sistema estructural óptimo que será objeto del posterior análisis y diseño final hasta la generación del documento final de titulación que comprenderá la memoria técnica y los respectivos planos estructurales.

Se plantea el diseño de la estructura portante de cubierta, la cual se limitará al área de la plataforma prevista por el Municipio de Cuenca. Se propondrá el diseño y cálculo de toda la estructura de cubierta, así como sus respectivas cimentaciones. La topografía y el estudio de suelos serán proporcionados por el GAD Municipal del Cantón Cuenca, debido a que han sido realizados previamente para la ejecución de los diseños de la plataforma y servirán sin duda para el diseño de su cubierta.

Se realizará un análisis comparativo entre diferentes sistemas estructurales, los mismos que deben garantizar la resistencia estructural de la cubierta con el menor volumen de material posible para su ejecución. Luego de lo cual se realizará los cálculos a nivel de diseño definitivo de la alternativa seleccionada, para determinar las cantidades de obra, la memoria técnica y los respectivos planos.

Al final del proyecto, se espera dar un producto estructuralmente seguro, económico y que sea de utilidad para la sociedad, y haber reforzado los

conocimientos académicos del estudiante en el ámbito de las estructuras mediante un proyecto aplicado a una obra real.

1.4 Antecedentes

A lo largo de los años, las estructuras metálicas se han convertido en una de las opciones más acertadas por los diseñadores al momento de elaborar estructuras de cubierta para grandes luces, entre algunas de las razones más sobresalientes se tiene: la disminución de cantidades de material, disminución del peso propio, la facilidad de montaje y su óptimo comportamiento frente a los esfuerzos a los que se somete la estructura debido a las cargas por materiales, sismo y viento, lo que conlleva a una notable disminución de valor económico final, reducción de tiempos de ejecución por el pre montaje en taller o prefabricación.

La ciudad de Cuenca es un ejemplo del constante uso de estructuras metálicas, especialmente en mercados y plazas, lo que lleva a optar por la decisión de colocar una estructura del mismo tipo sobre la Plataforma Itinerante de Narancay, cuidando siempre el diseño arquitectónico y planteando medidas prácticas y económicas, de manera que su producto final sea aceptado en el medio y se pueda plantear como una solución moderna a los tipos de estructuras que se han establecido hasta la actualidad en los mercados de Cuenca, que es el principal objetivo de este proyecto.

El GAD Municipal del Cantón Cuenca ha establecido que la falta de espacios públicos destinados para el comercio y la escases de fuentes de empleo, son algunos de los principales factores por los cuales se genera el comercio informal, el cual está compuesto por los vendedores ambulantes que se emplazan en parques, plazas o banquetas con el fin de comercializar sus productos, generando así una competencia dispareja con el comercio organizado y una serie de problemas sociales como la delincuencia, el desorden, la producción de desechos sólidos en las calles, situaciones que afectan la imagen de la ciudad y el normal desempeño de sus actividades.

Con estos antecedentes, es visible que es urgente una pronta movilización de estos vendedores ambulantes, o por lo menos una parte de ellos, a su nuevo espacio destinado por el GAD Municipal de Cuenca en Narancay, el cual está compuesto por

una plataforma, tres baterías sanitarias para un promedio de 1.000 personas, 12 lavadoras de alimentos, contenedores de basura y un espacio que servirá como parqueadero para los usuarios y lugar de descarga de los productos, para que estos vendedores puedan desempeñar sus actividades de una manera organizada, limpia y segura.

La plataforma, actualmente, en su diseño original, no cuenta con la cubierta, por lo que es de interés de la comunidad, del GAD Municipal del Cantón Cuenca y de la Universidad Católica de Cuenca el realizar el diseño pertinente de la estructura portante de cubierta.

El uso de carpas unitarias que suelen utilizar los vendedores en lugares al aire libre es una solución temporal y, al estar a la intemperie, no garantiza la protección de los actores principales de este proyecto, la sociedad, frente a las influencias atmosféricas.

1.4.1 Ubicación de la Zona de Estudio

La Plataforma Itinerante de Narancay se encuentra ubicada al sur de la ciudad de Cuenca, en el sector de La Calera, entre las calles Beethoven, de la Opera y del Charango (frente al Colegio de Arquitectos del Azuay).

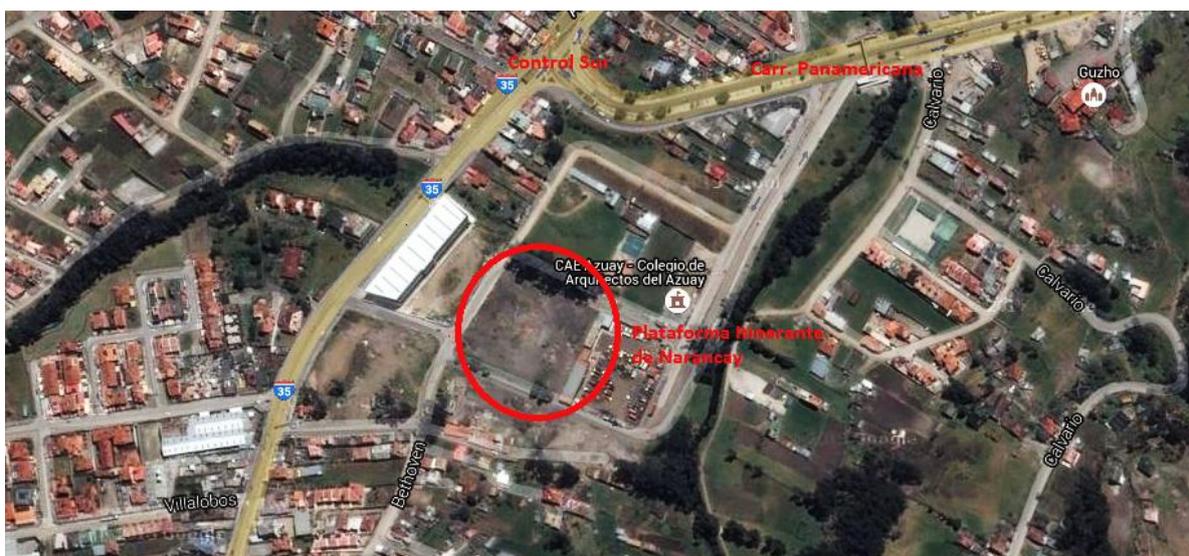


Figura 1: Mapa de ubicación de la Plataforma Itinerante de Narancay.

Fuente: Google Maps World Gazetteer.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

En la figura 2, se puede observar la topografía del terreno previo al emplazamiento de la plataforma, mientras que en la figura 3 se observa la vista en planta de la propuesta final del proyecto en mención.

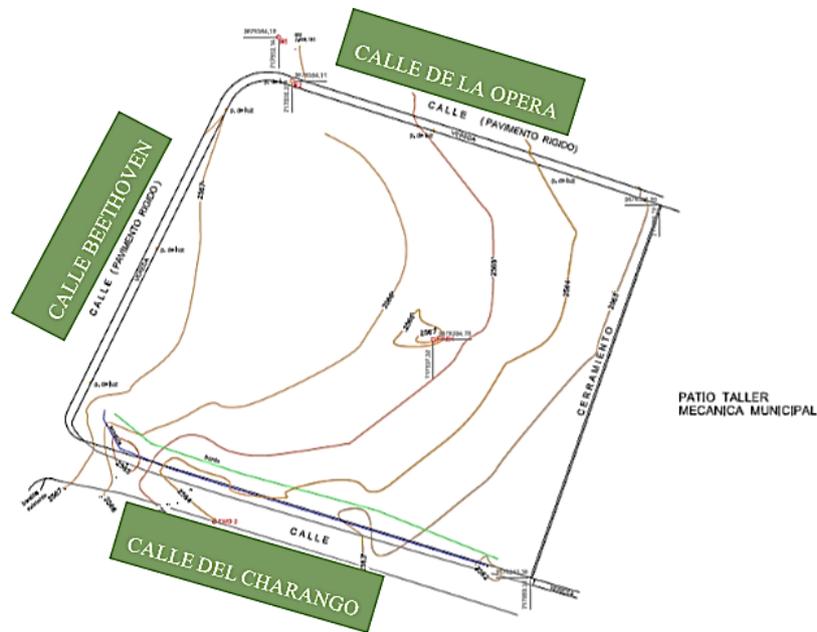


Figura 2: Topografía del terreno previo al emplazamiento de la plataforma.

Fuente: GAD Municipal del Cantón Cuenca, (2015).

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

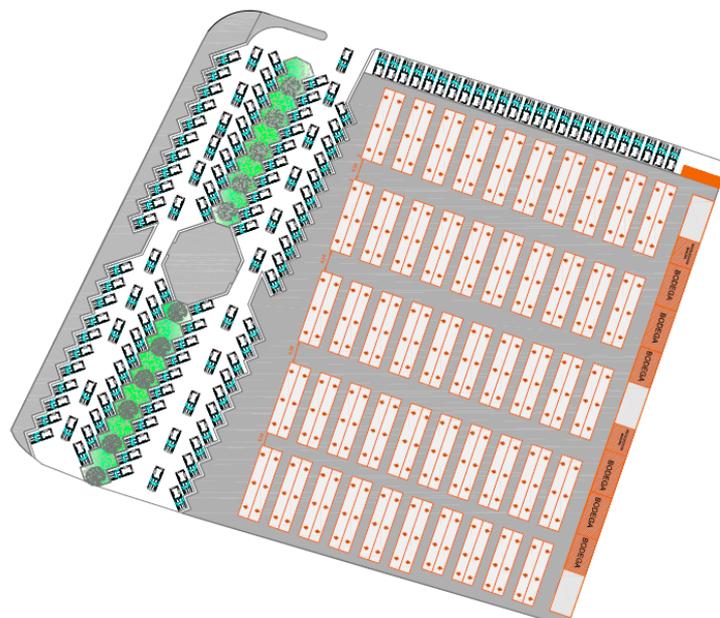


Figura 3: Vista en planta de la propuesta de emplazamiento de la plataforma.

Fuente: GAD Municipal del Cantón Cuenca, (2015).

1.4.2 Usos de Suelo

El uso de suelo de la zona donde se implementa un proyecto es un factor importante dentro del diseño de una estructura, ya que otorga tanto parámetros arquitectónicos basados en construcciones vecinas de tal manera que ensamble en el paisaje, como parámetros de entorno que determina la carga del viento, ya que el entorno donde se va a emplazar una estructura define la intensidad circulación de las corrientes de viento, dependiendo siempre de la existencia edificaciones, árboles de gran o baja altura y accidentes topográficos que puedan afectar el comportamiento de esta acción atmosférica.

En la figura 4, se puede observar los usos de suelo aledaños al emplazamiento de la Plataforma Itinerante de Narancay. Es evidente que la mayoría del suelo es de uso residencial, con un poco de influencia de comercio, una minoría es ocupada por equipamiento institucional y privado, que afectarán en su mayoría al tránsito vehicular, por la gran movilización de maquinaria pesada y vehículos livianos. Al visualizar las pocas edificaciones de gran altura y los árboles a la orilla del río, se puede deducir que las cargas por viento afectarán directamente a la estructura de cubierta que se emplazar en ese sitio, por lo tanto se debe tomar en cuenta de acuerdo a la clasificación de entorno correspondiente planteada en las normas de diseño.



Figura 4: Usos de suelo aledaños a la Plataforma Itinerante de Narancay.

Fuente: GAD Municipal del Cantón Cuenca, (2015).

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

1.4.3 Características Climáticas de la Ciudad de Cuenca

Los datos obtenidos del clima en la ciudad de Cuenca fueron extraídos de la página web oficial de la Agencia Espacial Civil Ecuatoriana (exa.ec), publicadas en el año 2012.

Los datos climatológicos máximos anuales registrados para el año 2012 se exponen la tabla 1, de los cuales los datos más importante y de interés dentro del diseño estructural son la velocidad del viento y las intensidades de lluvia.

Temperatura Máxima	24.5°C
Temperatura Mínima	7.6°C
Humedad Máxima	97%
Humedad Mínima	35%
Velocidad Máxima del viento	53.1 km/h
Total Lluvia	610.2 mm
Máxima tasa de lluvia	142.2 mm/h

Tabla 1: Valores climatológicos máximos anuales de la ciudad de Cuenca para el año 2012

Fuente: exa.ec

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Otro dato valioso que se puede rescatar, es la dirección de los vientos preponderantes registrada para Cuenca, la Agencia Espacial Civil Ecuatoriana informa que los vientos soplan en dirección oeste-suroeste como se puede observar en la figura 5.



Figura 5: Dirección de vientos preponderantes en la ciudad de Cuenca.

Fuente: exa.ec

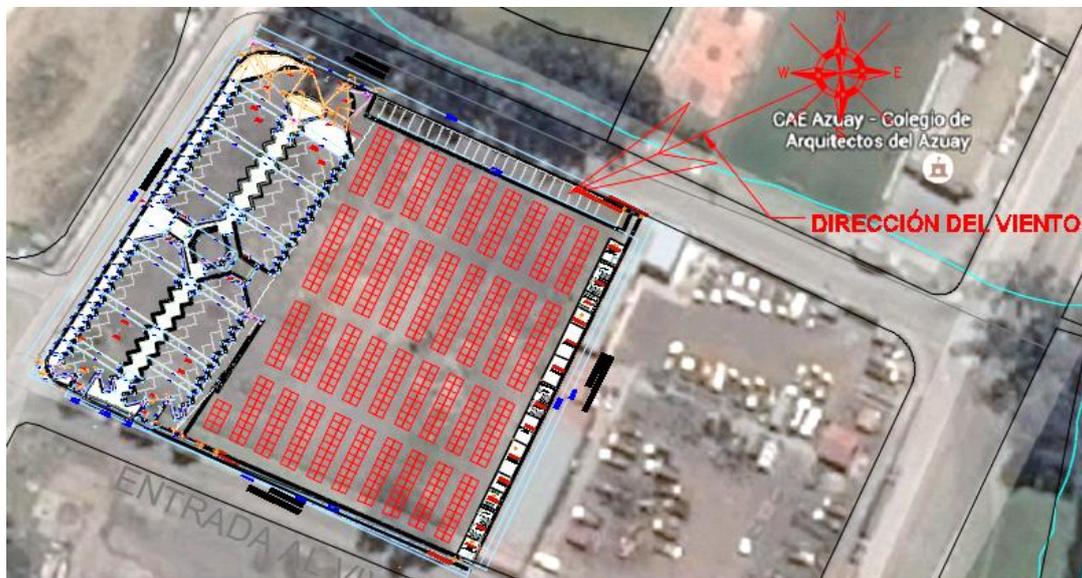


Figura 6: Acción del viento sobre la Plataforma Itinerante de Narancay.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

1.4.4 Características y Capacidad Portante del Suelo

La Plataforma Itinerante de Narancay está compuesta en toda su área, excepto en las áreas de acceso por diferentes capas de material (fig.7) entre las cuales están la carpeta asfáltica, la base y la sub-base llegando a una altura total de 40cm entre las tres. Debajo de las capas antes mencionadas se encuentra una capa de relleno entre mezcla de material de mejoramiento, lastre, entre otros, provenientes de otros lugares para mejorar las condiciones del suelo ya que el área de emplazamiento desempeñaba la función de escombrera, la altura de esta capa varía acorde las condiciones topográficas del terreno.

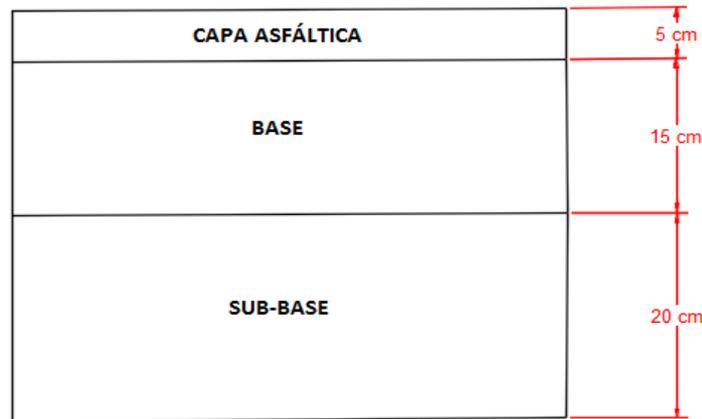


Figura 7: Altura de capas de carpeta asfáltica, base y sub-base de la Plataforma Itinerante de Narancay.

Fuente: GAD Municipal del Cantón Cuenca, (2015).

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Según las especificaciones técnicas para la construcción de dicha obra y proporcionadas por el GAD Municipal del Cantón Cuenca, la subrasante tiene un grado de compactación igual o mayor al 95% del PROCTOR MODIFICADO, los ensayos de límite plástico y límite líquido, granulometrías, proctor standard y modificado cumplieron con la Norma AASTHO T-89, AASTHO T-88 Y AASTHO T-99 respectivamente. En ensayos de laboratorio se encontró que el material de relleno alcanzó densidades máximas de 1950 kg/cm³, para alcanzar dicha densidad se utilizó maquinaria pesada, pero en ausencia de otros datos al momento y en vista de que se utilizaron varios materiales para conformar la subrasante, con las características presentadas por los materiales y los datos existentes, se establece como dato referencial para el cálculo de cimentaciones adoptar una capacidad portante del suelo entre 1.00 y 2.00 metros de profundidad de 2.00 kg/m², la cual en caso de construcción deberá ser comprobada.

1.4.5 Estructuras de Cubierta para Mercados Comúnmente Utilizados en la Ciudad de Cuenca

Luego de un recorrido que se hizo por los principales mercados de la ciudad de Cuenca, se pudo observar y concluir que las estructuras más utilizadas son la de tipo cercha a dos aguas, esto sirve como referencia y antecedente para partir de un diseño arquitectónico, debido a que el GAD Municipal de Cuenca no dispone del proyecto arquitectónico para la cubierta de la Plataforma Itinerante de Narancay. Además sirve

como indicativo de que puede ser que hasta la actualidad esta tipología sea la opción más viable en términos técnico-económicos o simplemente que lo fue en los tiempos de su implementación, puntos que únicamente se sabrán el momento de hacer un análisis comparativo entre los diferentes tipos de estructuras propuestos.



Figura 8: Estructura de cubierta del Mercado 27 de Febrero, Cuenca, Ecuador.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).



Figura 9: Estructura de cubierta del Mercado 12 de Abril, Cuenca, Ecuador.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

1.5 Alcance

Se plantea realizar el diseño de la estructura portante de cubierta, la cual se limitará al área de la plataforma prevista por el Municipio de Cuenca. Se realizará el diseño y cálculo de toda la estructura de cubierta, así como sus respectivas cimentaciones. La topografía y el estudio de suelos serán proporcionados por el GAD

Municipal del Cantón Cuenca, debido a que han sido realizados previamente para la ejecución de los diseños de la plataforma y que servirán sin duda para el diseño de su cubierta.

Se realizará un análisis comparativo entre diferentes sistemas estructurales, los mismos que deben garantizar la resistencia estructural de la cubierta con el menor volumen de material posible para su ejecución. Luego de lo cual se realizará los cálculos a nivel de diseño definitivo de la alternativa seleccionada, para determinar las cantidades de obra, la memoria técnica y los respectivos planos.

CAPÍTULO II

2. ANÁLISIS COMPARATIVO

2.1 Soluciones Arquitectónicas Más Comunes para Obras Semejantes

2.1.1 Cerchas Metálicas Triangulares o en Arco

Las cerchas triangulares o más conocida como estructura a dos aguas (fig.10) es una de las opciones más utilizadas por los diseñadores para salvar grandes luces, por su diseño práctico. “Es la solución más sencilla. La estructura está constituida por cerchas, generalmente simétricas colocadas según planos paralelos y enlazadas por las correas que soportan los faldones. Las cerchas salvan la luz entre soportes”. La iluminación se consigue intercalando entre las planchas de eternit o galvalume, otras planchas de igual forma pero de material traslúcido. (Urbán, 2009).



Figura 10: Mercado de Hostafrancs, Barcelona, España.

Fuente: www.bcn.cat

En algunos casos, en las cerchas triangulares, la separación entre apoyos es lo que limita la luz de la estructura, obligando a la estructura a tomar grandes alturas dependiendo de la pendiente que se utilice.

Las estructuras de cubierta tipo arco son, como su nombre mismo lo indica, estructuras que toman forma de arco (fig.11; fig.12). Las estructuras tipo arco, por la composición de su geometría, obliga a sus elementos a trabajar bajo los efectos de

compresión, y estos a las vez, transmiten fuerzas horizontales a los apoyos, llamadas también fuerzas de empuje, los cuales se deben tener muy en cuenta el momento de diseñar sus apoyos y cimentaciones si la forma de arco se mantiene hasta las mismas.



Figura 11: Cubierta del Mercado Nacional de Ganados Jesús Collado Soto, Torrelavega, España.

Área aproximada: 15.000 m²

Fuente: Diario Montañés, 2013.



Figura 12: Estación de Ferrocarril St. Pancras, Londres, Inglaterra.

Luz aproximada: 74 m.

Fuente: www.stpancras.com.

2.1.2 Estereoestructuras

También llamadas estructuras espaciales (fig.13), debido a su configuración y a su trabajo estructural en forma tridimensional, es decir, son estructuras metálicas donde sus elementos se unen en las tres dimensiones del espacio en un núcleo esférico mediante pernos de elevada resistencia, lo cual provoca que sea una estructura muy rígida, lo que la hace una de las opciones más comunes para cubrir grandes áreas, generalmente su figura es en forma plana.

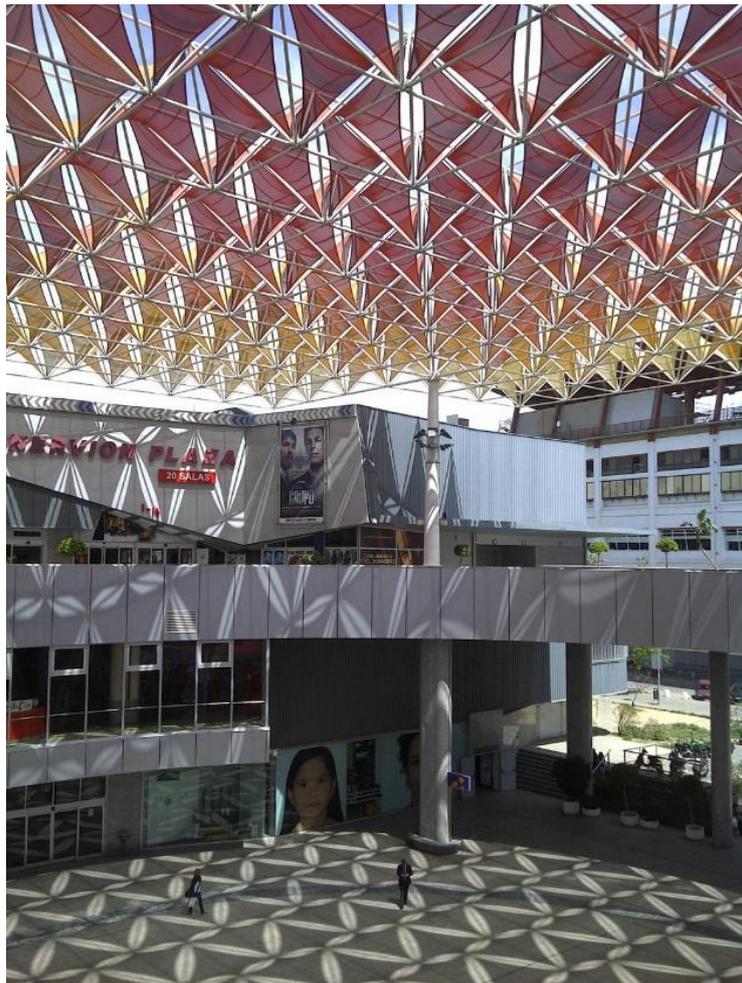


Figura 13: Plaza Sanchez Pizjuan ,Sevilla, España.

Área aproximada: 2500 m²

Fuente: www.lanik.com

En la figura 14 se puede observar la estructura de unión de los elementos, al ser uniones mediante pernos, estas se consideran estrictamente articuladas, cabe recalcar que estos elementos trabajan solamente para cargas axiales puras, es decir

para efectos de tracción y compresión, por lo que las cargas deben aplicarse directamente sobre los nudos.

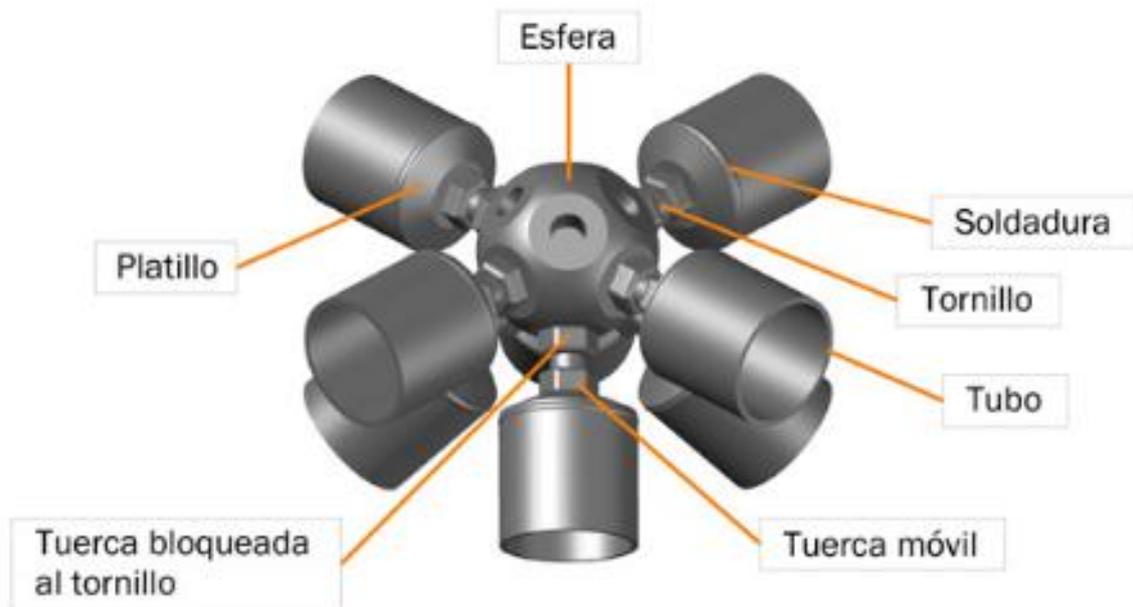


Figura 14: Configuración de un núcleo esférico en una estructura espacial.

Fuente: www.onddi.com

2.1.3 Cubiertas Auto Portantes

Como su nombre mismo lo indica, la misma cubierta cumple las funciones de soportar las cargas, es decir no existe una estructura portante, por lo que los perfiles metálicos de cubierta cumplen dos funciones: la de viga y la de cubierta (fig.15). Pueden adoptar varias formas, como son planas o curvas con concavidad hacia arriba o hacia abajo, siendo las más recomendables esta última, ya que por su forma y pendiente ayuda a la pronta evacuación de lluvia y granizo, al mismo tiempo que impide la acumulación de escombros o animales muertos. Los perfiles metálicos de cubierta se unen directamente a las columnas mediante pernos de alta resistencia, pueden ser elementos únicos o varios unidos in situ, o también llamado tipo sándwich. Es recomendable no utilizarla para luces mayores a 30 metros según expertos, aunque en nuestro medio la luz máxima restringida por los proveedores de este material es de hasta 40 metros de luz libre entre apoyos en cubiertas curvas y de 15 metros en cubiertas planas.



Figura 15: Centro Comercial Unicentro Altavista, San Salvador, El Salvador.

Fuente: www.k-techar.com

2.1.4 Estructuras Colgantes

Uno de los elementos sobresalientes en las estructuras colgantes son los cables, que forman parte principal de la superestructura, y que trabajan exclusivamente a tracción (fig.16). Los cables que sostienen las vigas transmiten la carga directamente a las columnas, y estas a su vez al subsuelo. La estabilidad o rigidez del sistema colgante, depende de la carga que este ejerciendo sobre esta, es decir se debe mantener en actividad todos los cables, de manera que contribuyan al trabajo estructural conjunto de la cubierta, debido a que si alguno de los cables no está trabajando, por motivos de ausencia de carga, perjudicaría a la rigidez general de la estructura. Por motivos de reducción de estructuras pesadas, las estructuras colgantes son muy livianas, lo que permite cubrir grandes luces.



Figura 16: Estadio Olímpico-Olympiastadion, Múnich, Alemania.

Fuente: www.minube.com

2.1.5 Estructuras de Empuje Triarticuladas o Biarticuladas

Al hablar de triarticulaciones (fig.17) o biarticulaciones (fig.18), se entiende que son formas de unión de los elementos estructurales. Los sistemas más comunes donde se utiliza y se puede observar de mejor manera estas uniones son los sistemas aporticados triangulares o en forma de arco, siendo este último el que más produzca efectos de empuje debido a su geometría.

El profesor Pascual Urban Brotons, en su libro “Construcción de estructuras metálicas” publicado en el año 2009, da una idea más clara de la configuración y subdivisión de estructuras biarticuladas y triarticuladas, donde los pórticos biarticulados se dividen en: pórticos de sección constante, pórticos de sección variable y refuerzos, pórticos de sección variable y pórticos de sección variable para grandes luces, mientras que los sistemas triarticulados se divide en: pórticos de sección variable y refuerzo y pórticos de sección variable.

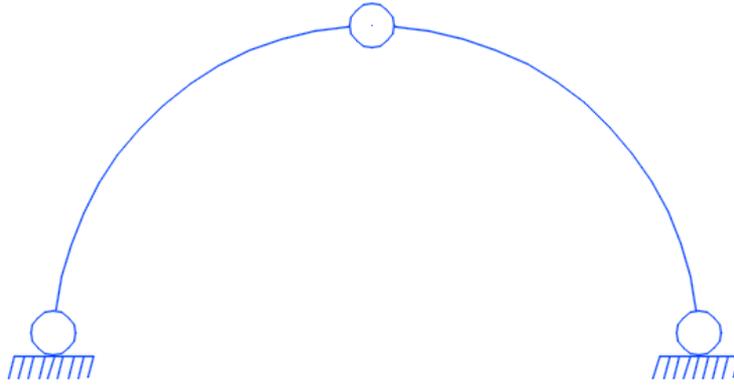


Figura 17: Arco Triarticulado.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

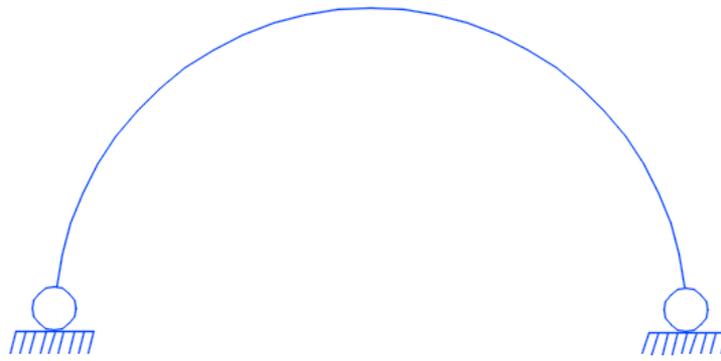


Figura 18: Arco biarticulado

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

2.1.6 Estructuras de Tipo Celosía

Su forma es variable, ya que se adapta fácilmente al diseño arquitectónico de la cubierta, son generalmente planas (fig.19) o a dos aguas. La celosía es muy utilizada para salvar luces grandes debido a su ligereza. Los nudos de las celosías se pueden considerar como articulaciones. Una de las características principales de las estructuras tipo celosía es que la figura predominante es el triángulo, que es considerada figura geométrica más simple e indeformable, de aquí que las celosías tienen que ser geoméricamente indeformables.

Al igual que en muchas estructuras, las cargas aplicadas tienen que ser estrictamente nodales, para que sus elementos trabajen axialmente, es decir a compresión y tracción, de lo contrario los elementos tendrían que diseñarse también a efectos de flexión transversal.

Hirschfeld. K. en su libro “Estática en la Construcción” publicado en 1975, divide a la estructuras de celosía en cuatro elementos: cordón superior, cordón inferior, montantes y diagonales, además expone su concepto de celosía ideal que coincide con lo expuesto anteriormente, el cual dice lo siguiente: una celosía es ideal cuando cumple las siguientes condiciones: articulaciones sin rozamiento, uniones axiales de las barras, actuación de las fuerzas sólo en los nudos, ejes de las barras rectos. Las fuerzas de las barras son constantes a lo largo de su longitud”.



Figura 19: Estructura de cubierta tipo celosía de la nueva tienda Conforama en el Parque Comercial Vía Sabadell, en Sabadell (Barcelona, España).

Fuente: www.interempresas.net

2.1.7 Estructura de Sección Completa o Alma Llena

Como su nombre mismo lo indica, son estructuras donde sus elementos son enteros, es decir sin orificios (fig.20; fig.21). La geometría puede variar debido a los esfuerzos que provocan y a aspectos netamente económicos, ya que al ser elementos continuos, hay una gran cantidad de material involucrado, que afecta directamente a los costos finales, pero se compensa con la simpleza de su montaje. Las estructuras generalmente utilizadas para cubrir luces grandes son de acero, aunque en algunos casos se utiliza la madera como material, esto ocurre cuando el diseño predomina y pesa más el aspecto estético que la durabilidad.

Por la disponibilidad de las cargas, los elementos en alma llena están diseñados para resistir efectos de flexión y de fuerza cortante, se suele utilizar perfiles en U o doble T.



Figura 20: Salzburgarena, Salzburgo, Austria.

Fuente: timberconstruction.wiehag.com



Figura 21: Centro de distribución CENDIS, Yumbo, Colombia

Área aproximada: 4200 m².

Fuente: imksas.com

2.2 Estructuras Típicas del Medio

Como se indicó en los antecedentes, las estructuras más utilizadas en la Ciudad de Cuenca son las tipos cerchas triangulares o a dos aguas. Los mercados que utilizan esta estructuras son el Mercado 27 de Febrero (fig.8), el Mercado 12 de Abril (fig.9), entre otros, lo que es un indicativo de que probablemente sea la solución más conveniente para cubrir grandes luces y la típicamente usada para cubrir mercados en la ciudad de Cuenca.

Entre otros sistemas estructuras no muy comunes, pero no por esto dejan de ser una opción para cubrir grades áreas, tenemos cubiertas tipo arco y atirantadas, que se han tomado como alternativas para someterlas a un análisis superficial y establecer las diferentes ventajas y desventajas de cada sistema propuesto.

Al hablar de estructuras típicas del medio, no solamente hablamos de la ciudad de Cuenca, sino no también de otros cantones aledaños y de las provincias vecinas, como lo es el Mercado San José del cantón Paute con un área aproximada de 3800 metros cuadrados (fig.22) y diferentes tipos de cubierta en la ciudad de Zamora.



Figura 22: Mercado San José, Paute, Ecuador.

Fuente: Diario EL MERCURIO., (2011).

Se tiene también una estructura atirantada (fig.23) que funciona como cubierta para la feria libre de la Ciudad de Zamora, con un área aproximada de 2.330 m².



Figura 23: Estructura de cubierta de la Feria Libre de Zamora, Zamora, Ecuador.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

Otras de las estructuras comúnmente utilizadas en el oriente ecuatoriano por las intensidades de lluvia, son las estructuras tipo arco, como se tiene en el Colegio 12 de Febrero de la ciudad de Zamora (fig.24;fig.25), que en este caso es un sistema en celosía que cubre un área aproximada de 1500 metros cuadrados.



Figura 24: Estructura de cubierta Colegio 12 de Febrero, Zamora, Ecuador.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).



Figura 25: Estructura de cubierta Colegio 12 de Febrero, Zamora, Ecuador.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

2.3 Análisis Comparativo de Sistemas Estructurales

Para este análisis se va a ensayar los sistemas de cerchas: triangulares y tipo arco, los cuáles se han establecido como las propuestas más idóneas para cubrir la superficie del presente proyecto, estudio que ha servido como tamiz para poder llegar con esta propuesta, de tal manera que sean analizadas más detenidamente y a profundidad.

Al ser los dos tipos de estructura en forma de cercha, es decir que sus elementos están configurados de la misma manera, van a presentar ventajas y desventajas semejantes, a excepción de su geometría, ya que la una es triangular y la otra en forma de arco, punto clave que nos va a permitir escoger un diseño definitivo.

2.3.1 Cercha Metálica Triangular o a Dos Aguas

2.3.1.1 Ventajas

- Son capaces de cubrir grandes luces.

- Soportan cargas axiales de gran magnitud.
- Tienen menos costo en el tema de cantidad de material en relación a elementos de alma. Llena o sección completa.
- Bajo costo de demolición si se diera el caso.
- Rápida evacuación de lluvias y granizo.
- Volumen libre interior alto.
- Fácil montaje
- Por su ligereza, se reduce la superficie de las cimentaciones.
- Buen comportamiento frente a sentamientos diferenciales.

2.3.1.2 Desventajas

- Son estructuras susceptibles a vibración.
- Sensibles ante el fuego.
- Por su geometría puede tomar mayores alturas, lo que la haría una estructura propensa a efectos de viento.
- Estéticamente es una de las opciones menos aceptadas.

2.3.2 Cercha Metálica Tipo Arco

2.3.2.1 Ventajas

- Son capaces de cubrir grandes luces.
- Soportan cargas axiales de gran magnitud.
- Bajo costo de demolición si se diera el caso.
- Volumen libre interior alto
- No alcanzan alturas muy grandes debido a su geometría, lo que es beneficioso en temas de efectos del viento
- Estéticamente es más aprobado por los diseñadores que una estructura a dos aguas.
- Por su ligereza, se reduce la superficie de las cimentaciones.
- Buen comportamiento frente a sentamientos diferenciales.

2.3.2.2 Desventajas

- Debido a las pendientes bajas que se presentan en la clave o parte superior, se puede producir una evacuación lenta de granizo y lluvia, en el peor de los casos una acumulación.
- Son estructuras susceptibles a vibración.
- Sensibles ante el fuego.
- Para su montaje se necesita rolar los elementos, es decir que por medio de un proceso mecánico tomen forma curva, o bien unir elemento por elemento en cada nudo, lo que incide directamente en costos de tiempo y mano de obra.

2.4 Determinación del Tipo de Estructura

Luego de establecidas las dos opciones que van a entrar al análisis final, es necesario realizar una revisión de varios parámetros que serán decisivos para elegir el sistema estructural que se considerará como propuesta definitiva para la estructura de cubierta de la Plataforma Itinerante de Narancay y la que se desarrollará en su totalidad hasta obtener el estudio completo. Entre estos parámetros se tiene:

- Economía
- Estética
- Comportamiento estructural
- Construcción y montaje
- Peso total de la estructura
- Funcionalidad

Para realizar la revisión de estos parámetros, hay que realizar un análisis estructural entre los dos sistemas, los cuales se desarrollan en el capítulo 4 de este trabajo luego de establecida la parte teórica en el capítulo 3, en el cual se llegó a determinar que la estructura idónea para este proyecto es la tipo arco, misma que se llevará a un análisis completo y más profundo, mientras que la estructura de geometría triangular se presentará hasta un análisis de pre factibilidad, que abarcará básicamente el análisis de una estructura ya propuesta y construida en los mercados de Cuenca y adaptada a los requerimientos de este proyecto

2.5 Criterios de Diseño e Idealización de la Estructura

Antes de empezar a analizar los criterios de diseño, se debe considerar los factores como la lluvia, viento, sismo entre otros. La luz a cubrir son de aproximadamente de 82 por 60 metros. Es importante tener en cuenta que para luces grades como estas, sin duda el material idóneo es el acero, por sus óptimo comportamiento estructural, ligereza, fácil montaje, económico, entre otros.

Es pertinente dividir la luz de 82 metros en dos partes de 41 metros cada, de manera que la clave de la cubierta no se eleve mucho y la estructura en conjunto tenga un buen comportamiento frente a efectos de sismo o viento. Se podría pensar en la posibilidad de poner apoyos intermedios para disminuir esfuerzos y abaratar costos, pero no es el caso, el área libre tiene que permitir la fácil ubicación de los puestos destinados a la venta de productos y la fácil circulación de la gente dentro de esta.

La separación entre pórticos será de 6 metros, ya que es la longitud normal de comercialización de los elementos que se utilizarán como correas de cubierta, se puede optar por medidas menores para abaratar costos pero esto implicaría una cantidad adicional de pórticos, o al mismo tiempo que haya una mayor separación, pero para distancias mayores a 6 metros implica mayores costos debido a la no comercialización, transporte y manejo en obra.

Establecida las luces a cubrir, y las distancias entre pórticos, es más fácil iniciar con el cálculo y luego establecer las cargas que van a ser aplicadas. Se procede a realizar un pre diseño estructural planteando diversos modelos, de manera que se pueda obtener un resultado práctico, estético y económico, es importante mencionar que la experiencia cumple un papel muy importante dentro del análisis estructural.

La importancia que tiene la capacidad portante del suelo es crucial para diseñar los sistemas de apoyo, sean estos articulados o empotrados, de manera que si ocurre un asentamiento diferencial, este sea mínimo y esté dentro de lo que la Norma NEC permite. Para el caso de la Plataforma Itinerante de Narancay se considerará la unión columna-cimentación como articulada.

Al realizar el análisis y diseño estructural de cada uno de los elementos y de toda la estructura como tal, se debe comprobar que cumplan tres condiciones básicas: que sean estables, que no se deformen más allá de los límites admitidos en las normas, y que resistan las cargas a las que están sometidas. La estructura debe mantener su rigidez en los tres ejes del espacio.

CAPÍTULO III

3. MARCO TEÓRICO

3.1 Unidades

Según la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), publicada en el año 2014, se emplearán las unidades del Sistema Internacional (S.I.). De acuerdo con las norma ISO 1000, se utilizarán las siguientes unidades:

- Aceleraciones: m^2/s
- Alturas: m
- Áreas: m^2
- Fuerza y Cargas: kN ; kN/m ; kN/m^2 ; kgf ; kgf/m ; kgf/m^2
- Masas: kg
- Momentos: $kN.m$
- Periodos: s
- Peso específico: kg/m^3
- Presión: Pa ó N/m^2
- Resistencias: kPa
- Velocidad: m/s

3.2 Normativa

El ingeniero civil, tiene que apegarse a normas y reglamentos el momento de elaborar un diseño o al construir cualquier obra, para eso, se han desarrollado normas en base experimentos científicos, que nos servirán de referencia para diseñar cada uno de los elementos que componen la estructura. Las normas que se consideran para el presente proyecto son:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- Instituto Americano del Concreto - American Concrete Institute (ACI).
- Instituto Americano de Construcción de Acero - American Institute of Steel Construction (AISC).
- Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles - American Society of CML Engineers (ASCE/SEI 7-10).

- Código de Soldadura Estructural, Sociedad Americana de Soldadura – American Welding Society (AWS D1.1/D1.1M:2010).

3.2.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Una de las normas a utilizar es la “Norma Ecuatoriana de la Construcción” (NEC), actualizada y oficializada por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda “MIDUVI”, la misma que tiene por objeto: “regular los procesos que permitan cumplir con las exigencias básicas de seguridad y calidad en todo tipo de edificaciones como consecuencia de las características del proyecto, la construcción, el uso y el mantenimiento; especificando parámetros, objetivos y procedimientos con base a los siguientes criterios: (i) establecer parámetros mínimos de seguridad y salud; (ii) mejorar los mecanismos de control y mantenimiento; (iii) definir principios de diseño y montaje con niveles mínimos de calidad; (iv) reducir el consumo energético y mejorar la eficiencia energética; (v) abogar por el cumplimiento de los principios básicos de habitabilidad; (vi) fijar responsabilidades, obligaciones y derechos de los actores involucrados” (MIDUVI, 2014).

Dentro de esta norma se tiene las siguientes subdivisiones a ser utilizadas:

- **NEC_SE_AC:** para estructuras de acero
- **NEC_SE_CG:** para cargas no sísmicas
- **NEC_SE_DS:** para peligro sísmico
- **NEC_SE_HM:** para hormigón armado
- **NEC_SE_CM:** para geotecnia y cimentaciones

La norma NEC-2014 para estructuras de acero se basa en la ASCE 7-10, por lo que se ha tomado como referencia esta última para el proceso de diseño de las estructuras planteadas.

3.2.2 Instituto Americano del Concreto - American Concrete Institute (ACI)

Servirá para el diseño de las cimentaciones las normas del ACI (American Concrete Institute) debidamente actualizada, que son técnicas y normas para el diseño de estructuras de hormigón armado, y además proporcionan información técnica afín con el uso del mismo

3.2.3 Instituto Americano de Construcción de Acero - American Institute Of Steel Construction (AISC).

Al igual que las otras normas, el AISC 360-10, proporciona las técnicas y normas de diseño para estructuras de acero y se basa en el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LFRD). Es importante mencionar que se utilizará esta norma para el diseño de cada uno de los elementos que conformarán cada sistema estructural propuesto.

3.3 Materiales

Es importante conocer las características físico - mecánicas de cada uno de los materiales que conforman la estructura. Los materiales que predominan en el proyecto son el acero estructural y el hormigón armado.

La “Norma Ecuatoriana de la Construcción” (NEC), actualizada y oficializada por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda “MIDUVI”, en sus publicaciones del 2014 para normar los diseños de estructuras de acero y hormigón armado da claramente una idea de las características de cada uno de estos materiales, por lo cual se ha extraído gran parte de la información de este documento para exponer las características de los materiales, ya que la NEC-2014 es la norma que rige el diseño con estos elementos, y que se expondrán a continuación.

Además se conocerá las características de otro elemento ocupado masivamente en este proyecto como lo es el galvalume, el cual se utilizará como material de cubierta, para ello se ha recopilado información de la casa comercial NOVACERO, quien ofrece la venta de este producto y da información general, en cuanto la norma NEC no la ofrece.

3.3.1 Acero

3.3.1.1 Acero Estructural

El acero estructural es uno de los materiales con mayor demanda en el mundo para construcciones civiles y las exigencias técnicas son cada vez mayores, por lo que se debe conocer sus características mecánicas el momento de realizar diseños con este material.

El mínimo esfuerzo de fluencia especificado, F_y , que debe tener el acero utilizado en miembros en los cuales se espera comportamiento inelástico no debe exceder de 345 MPa, para la mayoría de los casos. Los aceros estructurales usados en los sistemas resistentes a cargas sísmicas (SRCS), deben cumplir las especificaciones ASTM A-500 Gr. C, ASTM A-572 Gr. 50 y ASTM A-706, que es la tipología de acero usada para la elaboración de este proyecto. La plancha de acero usado para placas base de columnas debe seguir las mismas especificaciones ASTM A-36, entre otras.

Los aceros estructurales que se permiten usar en aplicaciones sísmicas han sido seleccionados en base a sus propiedades inelásticas y de soldabilidad. En general, ellos cumplen las siguientes características:

- Una meseta de fluencia bien pronunciada en el diagrama esfuerzo – deformación unitaria;
- Una gran capacidad de deformación inelástica
- Buena soldabilidad.

Otros aceros no deben usarse sin la evidencia que los criterios de arriba se cumplan.

Tipos de Acero Estructural

Existen dos tipos de aceros estructurales comúnmente conocidos dentro del campo estructural: el acero laminado en caliente y el acero laminado en frío, siendo el primero el utilizado para la elaboración de este proyecto por ser el más comercial y que presenta características estructurales óptimas. El acero ASTM A-500 Gr. C es el acero estructural utilizado dentro de la conformación de la estructura de cubierta tienen un límite elástico mínimo especificado $F_y = 3516.82 \text{ kg/cm}^2$

Acero Laminado en Caliente

Son piezas de acero que pasan por un proceso mecánico-industrial donde son inducidos a altas temperaturas para otorgarles características y formas específicas,

que lo hace un material muy acogido dentro del mercado por la facilidades que presenta para trabajar con el mismo. El acero laminado en caliente presenta comportamientos de elasticidad y plasticidad, esto se puede observar en la curva esfuerzo deformación, es decir que el acero al llegar a su límite de fluencia o de obtener grandes deformaciones responde positivamente al trabajo o cargas que se le han aplicado, regresando así a su estado natural luego de quitadas dichas cargas, lo que no sucede con el acero laminado en frío.

Acero Laminado en Frío

Como su nombre mismo lo indica, son piezas de acero a las cuales se les ha dado su forma final luego de que se hayan enfriado, lo que lo hace un elemento no muy aceptado dentro del sector comercial, por la escasa oferta de formas y tamaños, esto debido a la dificultad del proceso por el que pasan estas piezas para que puedan ser fabricadas. Los elementos conformados en frío tienen un comportamiento elasto-plástico menos definido que el acero laminado en caliente, es decir que luego de obtener grandes deformaciones, golpes o manipulaciones debido al trabajo, puede llegar a endurecerse y una posterior rotura del elemento.

Ventajas y Desventajas del Acero Estructural

Jack McCormac, en su libro “Diseño de Estructuras de Acero” publicado en el año 2002, establece algunas de las ventajas y desventajas que tiene el acero como material estructural, las cuales son las siguientes:

Ventajas

Alta Resistencia: Su resistencia por unidad de peso es relativamente baja, es decir las estructuras son más ligeras, lo cual puede ayudar mucho en la construcción.

Elasticidad: En relación con otros materiales el acero se comporta de manera más parecida a las hipótesis de diseño que siguen la ley de Hooke, además se pueden calcular ciertas propiedades exactamente como es el caso de momentos de inercia, que para otros materiales son imprecisos.

Durabilidad: El avance en cuanto a la metalurgia nos ha demostrado que el acero en condiciones adecuadas puede durar indefinidamente, pudiendo así reducir el costo de su mantenimiento.

Ductilidad: Un material dúctil tiene la capacidad de resistir grandes deformaciones ante la presencia de tensiones sin fallar, es así que el acero con bajo contenido de carbono, puede resistir dichas tensiones alargándose y disminuyendo su sección en el punto de falla, antes de que ocurra la fractura. Estas grandes deformaciones además son indicadores de los puntos donde se pueden producir las fallas, dando tiempo suficiente para procedimientos correctivos y la prevención de accidentes.

Tenacidad: El acero estructural es capaz de resistir grandes fuerzas a pesar de encontrarse ya deformado, lo cual es muy importante debido a que permite su manipulación en el momento de montaje y elaboración, un material tenaz se define como el que tiene la capacidad de absorber energía en grandes cantidades.

Resistencia a la Fatiga: La respuesta del acero ante ciclos de carga y descarga es muy alta, por lo que el acero se convierte fácilmente en un material resistente a la fatiga.

Rapidez de Montaje: En obras metálicas, el tiempo de construcción se ve disminuido gracias a que este es de fácil y rápida colocación.

Ampliaciones de estructuras existentes: Las estructuras de acero son fácilmente ampliables, ya que se puede añadir partes a una estructura ya existente.

Conexiones: Para la unión de los miembros de acero, existen una gama de conexiones, atornilladas, soldadas, remachadas, etc. Las cuales además son de rápida realización.

Fabricación: Tiene una gran capacidad de laminarse y fabricarse dando lugar a una gran gama de tamaños y formas.

Reciclable: El acero es reutilizable en algunos casos, e incluso tiene la posibilidad de venderlo como chatarra.

Desventajas

Costo de mantenimiento: Muchos de los aceros son fácilmente sensibles al medio ambiente, si están expuestos al agua, aire, etc., por lo que deben protegerse continuamente por medio de pinturas especiales, lo que incrementa el costo de la obra y de su mantenimiento.

Vulnerabilidad ante el fuego: Aunque los miembros estructurales son incombustibles, muchas de sus propiedades se ven disminuidas ante la presencia de calor generadas por posibles incendios, además de que el acero es un excelente conductor de calor lo que causa que este incremento de temperatura se distribuya a través de todo el miembro y sus adyacentes.

Susceptibilidad al pandeo: Mientras más esbeltos son los miembros que están sujetos a compresión, más posibilidades tienen de pandearse, es por esto que el acero no es muy económico al usarse como un miembro a compresión.

Fractura frágil: En el acero estructural se puede presentar fallas frágiles en donde predominan temperaturas bajas. Haciéndolo un material no recomendado para esas zonas.

3.3.1.2 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo utilizado para cimentaciones será corrugado, por presentar las características ideales y ser muy comercial dentro del medio, ayuda al mejor comportamiento del hormigón frente a esfuerzo de tracción. Además este material servirá para los arrostros de la estructura, como se indicará en capítulos posteriores.

Propiedades Mecánicas Principales del Acero de Refuerzo

Las características principales del acero de refuerzo a ser usadas en el diseño de estructuras en hormigón armado son las siguientes:

- **E** = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo y del acero estructural; $E = 2038735.98 \text{ kg/cm}^2$.
- **F_y** = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo = 4200 kg/cm^2

Tipos de Acero para Hormigón Armado

Existen varios tipos de aceros utilizados para elaborar hormigón armado como son: refuerzo corrugado, refuerzo liso, acero para pretensado, fibras dispersas. Comúnmente se utiliza el acero corrugado, y este diseño no es la excepción, se utilizará este tipo de acero para el diseño de las respectivas cimentaciones de la cubierta.

3.3.2 Hormigón Armado

Para asegurar una larga vida útil del hormigón de cemento hidráulico, es necesario tener presente una serie de precauciones y cuidados con el propósito de asegurar la suficiente calidad del material para que responda a las exigencias de la obra, en cuanto a:

- Resistencia Mecánica
- Resistencia a agentes agresivos
- Intemperie

Usualmente, la propiedad mecánica más fácilmente mensurable del hormigón es su resistencia a la compresión. Siendo éste un parámetro de referencia para determinar otras propiedades mecánicas, debido a la vinculación directa con la mayoría de ellas.

Otro aspecto que se debe controlar durante el proceso de fabricación, es la relación agua – cemento (a/c) que determina la resistencia del material y la protección a los agentes agresivos. Controlando estas variables es posible garantizar un hormigón de duración satisfactoria.

Se deben utilizar los parámetros más exigentes para determinar la dosificación de la mezcla. La dosificación se puede basar en la experiencia en obras similares, en mezclas de prueba o en ambas.

3.3.2.1 Propiedades Mecánicas del Hormigón Armado

Resistencia a la Compresión

El hormigón debe cumplir con los requisitos de resistencia estructural. Se usarán los siguientes valores de resistencia especificada a la compresión:

- Valor mínimo para el hormigón normal: $f'_c = 21$ MPa

Donde:

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del Hormigón (MPa)

Factores de Reducción de Resistencia

Los factores de reducción de resistencia según la NEC-2014 son definidos en la siguiente tabla:

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial	0.90
Secciones controladas por compresión	
• Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

Tabla 2: Factores de reducción de resistencia.

Fuente: NEC_SE_HM_(Hormigón_Armado), (2014), Código ACI-318.

Factores de Reducción de Resistencia en Flexo Compresión

En flexo compresión, cuando la deformación unitaria neta en las fibras extremas del acero a tracción ε_t es:

$$\text{Si } \frac{f_y}{E} \leq \varepsilon_t \leq 0.005$$

Se permite que ϕ aumente linealmente hasta 0.90 del valor correspondiente a una sección controlada por compresión, conforme ε_t aumente del valor correspondiente al límite de deformación unitaria de una sección controlada por compresión, F_y/E hasta 0.005.

Dónde:

ε_t = Deformación unitaria neta en las fibras extremas del acero a tracción.

Factores de Reducción de Resistencia al Corte

El factor de reducción de resistencia al corte es 0.60, para aquellos elementos en los cuales se permita diseñar para una capacidad en cortante menor al máximo correspondiente a la capacidad en flexión.

3.3.3 Galvalume

Es uno de los elementos con mayor demanda en la actualidad debido a las características positivas que presenta, las cuales son expuesta a continuación luego de extraídas del catálogo de la casa comercial ESTILPANEL de NOVACERO. 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. Además, facilita la adherencia de la pintura.

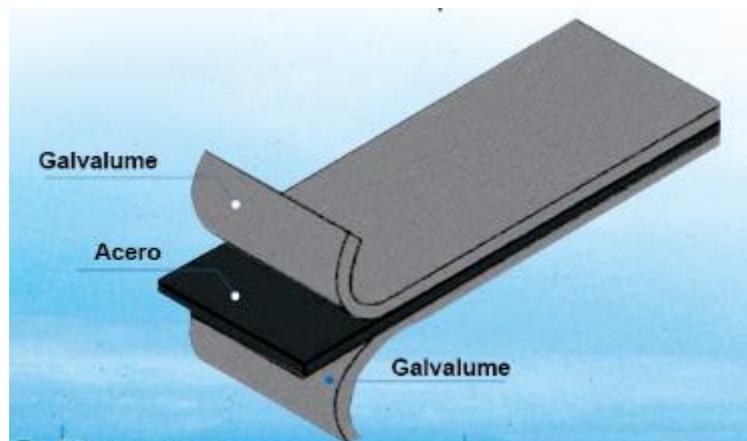


Figura 26: Composición de los paneles de galvalume.

Fuente: NOVACERO, (2016).

Para el diseño de la cubierta se ha propuesto utilizar planchas de galvalume que es un panel estructural, versátil, económico y resistente. Su geometría es ideal cuando se tiene distancias entre apoyos de 1.60 a 2.50 metros. Por esta razón ha

tenido una gran acogida en la construcción de naves industriales, estadios, iglesias, etc.

Su fácil instalación y su sistema de sujeción a través de pernos y conectores tipo omega, permite un mejor trabajo estructural del techo.

La plancha de galvalume en el mercado puede tener un ancho útil de 1040 mm y una altura de onda de 37 mm, la misma que será utilizada para la ejecución de este diseño, permite pendientes mínimas de 4°, lo cual influye en la disminución de las alturas de la estructura, y la rápida evacuación de lluvias y granizo.

3.4 Cargas

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece los siguientes tipos de carga que tendrán que considerarse el momento del diseño de la estructura portante cubierta, por lo que la información con respecto a esta parte del documento fue extraída de la NEC-2014, dentro de las cuales se tiene:

3.4.1 Cargas Permanentes

Las cargas permanentes (o cargas muertas) están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: cubierta, correas, pórticos, etc., además instalaciones sanitarias, eléctricas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

3.4.1.1 Materiales (Estructurales y No Estructurales)

Para el caso de los pesos de los materiales de cubierta, se tomará como referencia la información de las diferentes casas comerciales encargadas de la fabricación y distribución en el medio de estos productos. En cuanto se refiere al hormigón armado, material utilizado para las cimentaciones, se tomará un valor de 24 kN / m³ especificado en la NEC.

3.4.1.2 Instalaciones

Se buscará las informaciones ante el productor o distribuidor del producto considerado, y justificará las cargas usadas en los cálculos. En este caso se toma el valor de 10 kg/m², correspondiente al peso por instalaciones eléctricas y de

iluminación.

3.4.2 Cargas Variables

3.4.2.1 Carga Viva (Sobrecargas de Uso)

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, equipos y accesorios móviles o temporales que pueden ser utilizados para instalación o mantenimiento de la estructura, entre otros.

Existen normas para la reducción de sobrecargas en cubiertas, las cuales no son aplicables en este estudio, ya que la reducción no se permite para lugares situados a más de 1000 msnm, tomando en cuenta que la ciudad de Cuenca se encuentra a aproximadamente 2500 msnm.

3.4.2.2 Cargas por Viento

Velocidad Instantánea Máxima del Viento

Como se observó en los antecedentes, la velocidad del viento en la ciudad de Cuenca es de 53.1 km/h ó 14.75 m/s, velocidad medida por la Agencia Espacial Civil Ecuatoriana (EXA) en unos estudios realizados en el año 2012, es importante recordad que es la velocidad máxima anual ,pero la NEC estipula que la velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h), por cuanto se tomará la velocidad de 75 km/h para los diseños pertinentes.

Velocidad Corregida del Viento

La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento), de acuerdo con la tabla 3.

$$V_b = V^* \sigma$$

Dónde:

V_b = velocidad corregida del viento en m/s.

V = velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

Las características topográficas se reparten en 3 categorías:

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

Estando ubicada la zona del proyecto dentro de la categoría B, por las características de ocupación del suelo que presenta.

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Tabla 3: Coeficiente de corrección del viento (σ).

Fuente: NEC_SE_CG_(Cargas no Sísmicas), (2014).

Cálculo de la Presión del Viento

Se considera que la acción del viento actúa como presión sobre los elementos de fachada. Para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de cálculo **P**, cuyo valor se determinará mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * c_e * c_f$$

Dónde:

P = Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ = Densidad del aire expresada en Kg/m³ (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³)

C_e = Coeficiente de entorno/altura

C_f = Coeficiente de forma

Factor De Forma C_f

Se determinara C_f de acuerdo con la tabla siguiente:

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Tabla 4: Determinación del factor de forma C_f

Fuente: NEC_SE_CG_(Cargas no Sísmicas), (2014).

Cabe recalcar que el signo (+) indica presión, mientras que el signo (-) indica succión.

Coeficiente de Entorno/Altura C_e

Para los valores de coeficiente de entorno C_e , se adoptarán los de la siguiente tabla:

Height above ground level, z		Exposure		
		B	C	D
ft	(m)			
0-15	(0-4.6)	0.57	0.85	1.03
20	(6.1)	0.62	0.90	1.08
25	(7.6)	0.66	0.94	1.12
30	(9.1)	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.81	1.09	1.27
60	(18)	0.85	1.13	1.31
70	(21.3)	0.89	1.17	1.34
80	(24.4)	0.93	1.21	1.38
90	(27.4)	0.96	1.24	1.40
100	(30.5)	0.99	1.26	1.43
120	(36.6)	1.04	1.31	1.48
140	(42.7)	1.09	1.36	1.52
160	(48.8)	1.13	1.39	1.55
180	(54.9)	1.17	1.43	1.58
200	(61.0)	1.20	1.46	1.61
250	(76.2)	1.28	1.53	1.68
300	(91.4)	1.35	1.59	1.73
350	(106.7)	1.41	1.64	1.78
400	(121.9)	1.47	1.69	1.82
450	(137.2)	1.52	1.73	1.86
500	(152.4)	1.56	1.77	1.89

Tabla 5: Determinación del coeficiente de entorno C_e .

Fuente: ASCE 7-10, 2010.

3.4.2.3 Cargas de Granizo

Se considerará una acumulación del granizo en corto tiempo. Se debe tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 msnm, las cargas de granizo S , tal como se especifica a continuación.

La carga de granizo S se determinará por la siguiente formulación:

$$S = \rho_S * HS$$

Dónde:

ρ_S Peso específico del granizo (en defecto: 1000 Kg/m³)

HS Altura de acumulación (m)

- Para cubiertas con pendientes menores del 15% se debe considerar una carga de granizo mínima de 0.50 kN/m^2
- Para cubiertas con pendientes menores del 5% se debe considerar una carga de granizo mínima de 1.0 kN/m^2

3.4.3 Cargas Accidentales

3.4.3.1 Cargas Sísmicas

Independientemente del método de análisis que se utilice, se usará la siguiente carga sísmica reactiva W .

$$W = D$$

Donde:

D: carga muerta total de la estructura.

La carga sísmica se calcula y analiza en base a la NEC_SE_DS para peligro sísmico, el cual es un apartado de la NEC-2014 por ser un tema extenso y de suma importancia para el cálculo estructural, es por eso que de aquí se ha extraído toda la información necesaria para este análisis y que se la expone a continuación.

Uno de los objetivos del análisis sísmico es llegar a obtener la cortante basal de diseño, la cual se determina mediante la siguiente fórmula:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E} W$$

Donde:

V = Cortante basal total de diseño

S_a = Espectro de diseño en aceleración

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

ϕ_P, ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación

W = Carga sísmica reactiva

I = Factor de importancia

Factor de Importancia (I)

El factor de importancia “ I ”, está relacionado con los fines ocupacionales de la estructura, es decir que se trata de incrementar la seguridad ante un evento sísmico, de manera que la estructura siga permaneciendo operativa luego del sismo o sufra los menos daños posibles, se lo obtiene de la siguiente tabla:

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Fuente: NEC_SE_DS (Peligro Sísmico), 2014.

Espectro Elástico de Aceleraciones (S_a)

El espectro elástico de aceleraciones está expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño. Los factores que integran el cálculo del espectro se los indica en la siguiente figura:

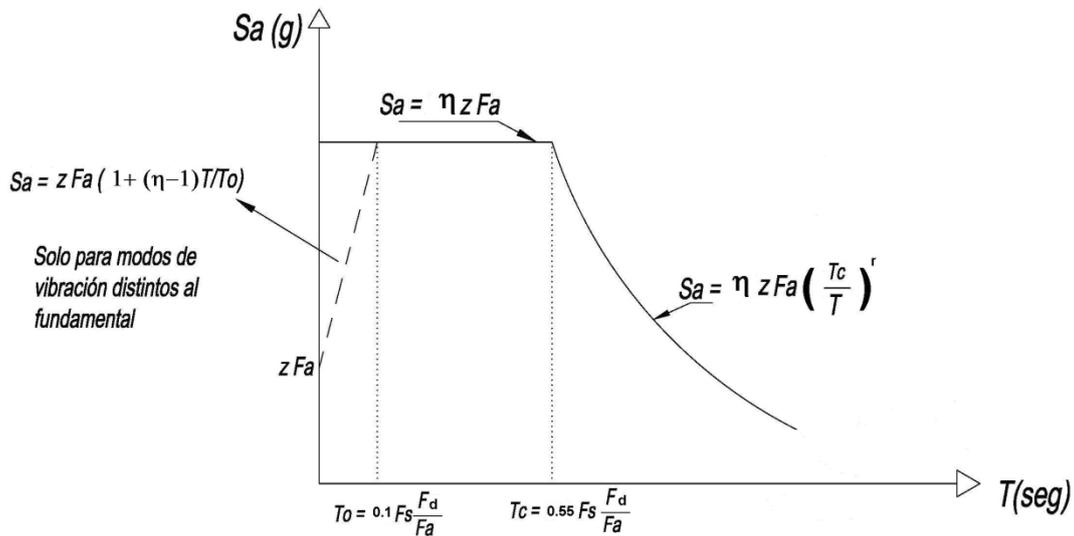


Figura 27: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: NEC_SE_DS (Peligro Sísmico), 2014.

Donde:

η = Relación de la amplificación espectral.

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d = Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los

desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_C = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Para el cálculo de S_a , se utilizan las siguientes fórmulas:

$$S_a = Z * F_a * I * (1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_0}) \quad \text{si} \quad T < T_0$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * I \quad \text{si} \quad T_0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * I * (\frac{T_c}{T})^r \quad \text{si} \quad T > T_c$$

Los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), varían dependiendo de la región del Ecuador y son los siguientes:

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Zonificación Sísmica y Factor de Zona (Z)

Para las estructuras de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z (fig. 28).

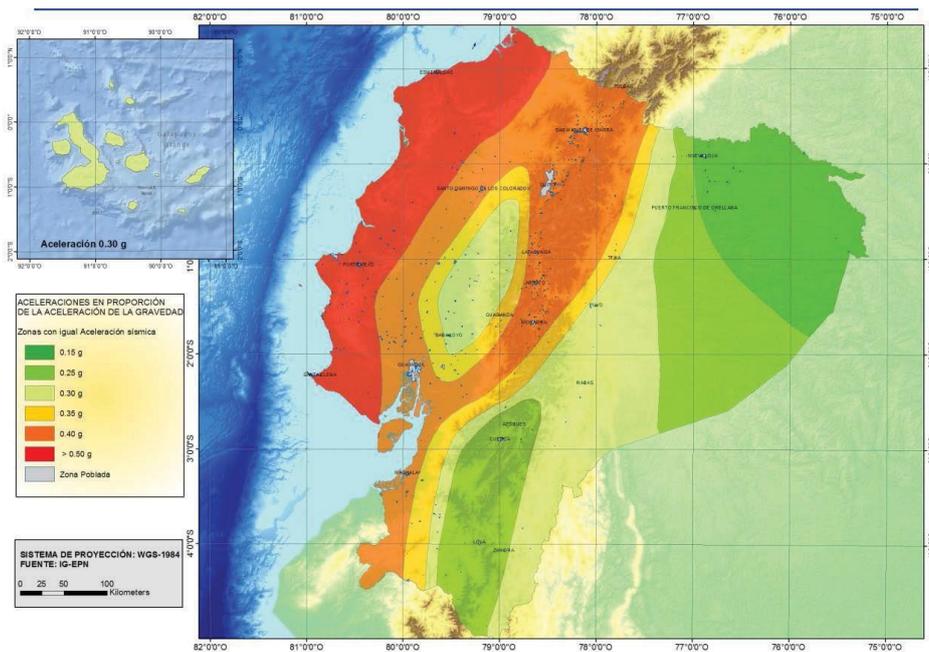


Figura 28: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: NEC_SE_DS (Peligro Sísmico) ,2014.

El Ecuador está catalogado como territorio de alto peligro sísmico en la mayoría de su territorio. La ciudad de Cuenca, en donde se implantará el presente proyecto, se encuentra ubicada en la zona II, por lo que el valor del factor Z se lo puede obtener de la siguiente tabla:

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

Tabla 7: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: NEC_SE_DE (Peligro Sísmico) ,2014.

Tipos de Perfiles de Suelos para el Diseño Sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_S \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_S \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_S \geq 360$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_S \geq 180$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_S < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Tabla 8: Clasificación de los perfiles de suelo.

Fuente: NEC_SE_DE (Peligro Sísmico) ,2014.

El tipo de perfil de suelo se divide en 6 estratos claramente diferenciables por las características que presenta cada uno de ellos, siendo estos: A, B, C, D, E y F. La zona de emplazamiento de la Plataforma Itinerante de Narancay, con los antecedentes antes expuestos, se encuentra situada sobre un tipo de suelo D, considerado como de buenas características, lo que se puede observar en la tabla 8.

Coeficientes de Perfil de Suelo F_a , F_d , Y F_s

F_a : Coeficiente de Amplificación de Suelo en la Zona de Período Corto.

El coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 de NEC_SE_DS, 2014.					

Tabla 9: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

Fuente: NEC_SE_DE (Peligro Sísmico) ,2014.

F_d : Amplificación de las Ordenadas del Espectro Elástico de Respuesta de Desplazamientos para Diseño en Roca

El coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. El factor F_d se lo puede extraer de la tabla 10.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 de NEC_SE_DS, 2014.					

Tabla 10: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

Fuente: NEC_SE_DE (Peligro Sísmico) ,2014.

F_s : Comportamiento No Lineal de los Suelos

El coeficiente F_s , consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 de NEC_SE_DS, 2014.					

Tabla 11: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Fuente: NEC_SE_DE (Peligro Sísmico) ,2014.

Periodos de Vibración

Como se puede observar en la figura, el espectro depende también del periodo de vibración de la estructura T , T_o y T_c , los cuales se los obtiene de aplicar las formulas siguientes:

Periodo Fundamental de Vibración de la Estructura (T)

El periodo T se lo obtiene aplicando la siguiente fórmula:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t = coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T = periodo de vibración

Los valores de C_t y α , se pueden extraer de la siguiente tabla:

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras 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

Tabla 12: Valores de C_t y α

Fuente: NEC_SE_DE (Peligro Sísmico) ,2014.

Periodo Límite Inferior de la Rama de Aceleración Constante del Espectro (T_0)

El valor de T_0 se la obtiene de la siguiente fórmula:

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Los valores de F_s , F_d y F_a , se los extraen de las tablas 9,10 y 11 antes expuestas respectivamente.

Periodo Límite Superior de la Rama de Aceleración Constante del Espectro (T_c)

Finalmente el valor de T_c es calculado de la siguiente manera:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural (R)

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 13: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Fuente: NEC_SE_DE (Peligro Sísmico), 2014.

Los factores de reducción de resistencia **R** dependen de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura.

- Tipo de suelo.
- Período de vibración considerado.
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

Una vez establecidas estas variables, el factor R se lo puede extraer de la tabla 13.

Coeficiente de Irregularidad en Planta “ ϕ_P ” y Coeficiente de Irregularidad en Elevación “ ϕ_E ”

Estos valores son extraídos de la siguiente tabla:

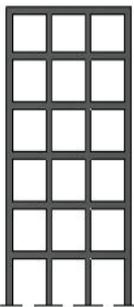
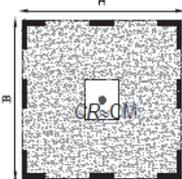
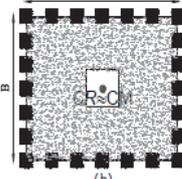
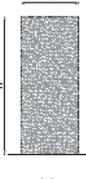
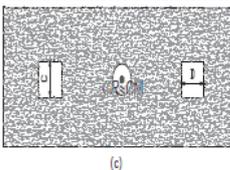
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{E1}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{P1}=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aperticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{E1}=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{P1}=1$	 
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{E1}=1$	 		

Tabla 14: Valores de C_t y α

Fuente: NEC_SE_DE (Peligro Sísmico) ,2014.

3.4.4 Combinaciones de Cargas

3.4.4.1 Símbolos y Notación

Se utilizan los siguientes símbolos en la expresión de las combinaciones de cargas que deberán tomarse en cuenta:

D = Carga permanente

E = Carga de sismo

L = Sobrecarga (carga viva)

L_r = Sobrecarga cubierta (carga viva)

S = Carga de granizo

W = Carga de viento

3.4.4.2 Combinación para el Diseño por Última Resistencia

Combinaciones Básicas

Se investiga cada estado límite de resistencia. Los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente.

Las estructuras, componentes y cimentaciones, serán diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

- Combinación 1: $1.4 D$
- Combinación 2: $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$
- Combinación 3: $1.2 D + 1.6 \max[L_r ; S ; R] + \max[L ; 0.5W]$
- Combinación 4: $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$
- Combinación 5: $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- Combinación 6: $0.9 D + 1.0 W$
- Combinación 7: $0.9 D + 1.0 E$

La aplicación de la carga **S** (carga de granizo) en las combinaciones 2, 4 y 5, será considerada como carga de granizo en cubiertas planas o en cubiertas con pendiente. Además la carga sísmica **E**, será determinada de acuerdo al capítulo de peligro sísmico y diseño sismo resistente de la NEC.

CAPÍTULO IV

4. ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS DE LOS SISTEMAS PROPUESTOS

4.1 Cercha a Dos Aguas

Como se indicó anteriormente en base a los parámetros revisados, el análisis de esta estructura será superficial, es decir hasta llegar a la etapa de pre factibilidad donde se puede dar ya criterios técnicos y poder determinar su viabilidad dentro de este proyecto, esto como evidencia del análisis realizado con el fin de determinar la estructura final. Es importante mencionar que al ser el mismo sistema ocupado en los mercados de la ciudad de Cuenca, se ejecutó un cálculo de comprobación de los elementos ya empleados que conforman dicha estructura adaptado al características que requiere la cubierta para a Plataforma Itinerante de Narancay.

4.1.1 Criterios para Diseño Arquitectónico

La propuesta implantada de cercha a dos aguas se basa netamente en el modelo establecido para los mercados en la ciudad de Cuenca y dentro de la provincia del Azuay, donde luego de varias visitas a los diferentes mercados donde se encuentran emplazadas estas estructuras, como son:, Mercado 27 de Febrero(fig.7), Mercado 12 de Abril (fig.8), Mercado de la ciudad de Paute (Fig.21), entre otros , se pudo realizar un levantamiento de la información necesaria para establecer un pre diseño de lo que sería una cercha triangular con similares características para que pueda ser adaptada como estructura de cubierta para la Plataforma Itinerante de Narancay, la misma que servirá para realizar un análisis comparativo entre esta estructura tradicional y una nueva alternativa de estructura idealizada para esta obra.

4.1.2 Consideraciones Generales

- La estructura está apoyada articuladamente.
- Las cargas están aplicadas nodalmente, lo que permite que los elementos de la cercha trabajen fundamentalmente a tracción y compresión.
- La estructura es simétrica.
- Las correas trabajan a flexión transversal oblicua, y están asentadas directamente en los nudos de la cercha.

- El material de cubierta observado en los mercados es de eternit, pero para el diseño propuesto se va a utilizar planchas de galvalume, el cual es un material más ligero y con mejores comportamientos en presencia de lluvia y granizo, entre otras.

4.1.3 Pre Diseño

Como se mencionó anteriormente, las características fueron adoptadas de las estructuras ya establecidas en los mercados de la ciudad de Cuenca, por tal motivo no se somete a un análisis de pre diseño, sino a sólo a un análisis de comparación.

4.1.4 Diseño Estructural

Una vez planteada la geometría e idealizada la estructura, en esta parte se trata de establecer las cargas a las cuales va a estar sometido el sistema propuesto, las mismas que servirán para dimensionar los elementos que van a conformar la estructura final, de manera que resulte un sistema confiable, de buen comportamiento estructural, resistente, ligero y económico.

La cercha plateada a dos aguas tiene las siguientes características principales (fig.29):

- **Luz de Pórtico** = 20.50 m
- **Altura total de la cubierta** = 7.25 m
- **Altura de la columna** = 4.50 m
- **Separación entre pórticos** = 6.00 m
- **Separación entre nudos** = 0.60 m
- **Profundidad de la cubierta** = 60.00 m
- **Ángulo de inclinación de la cubierta** = 15°

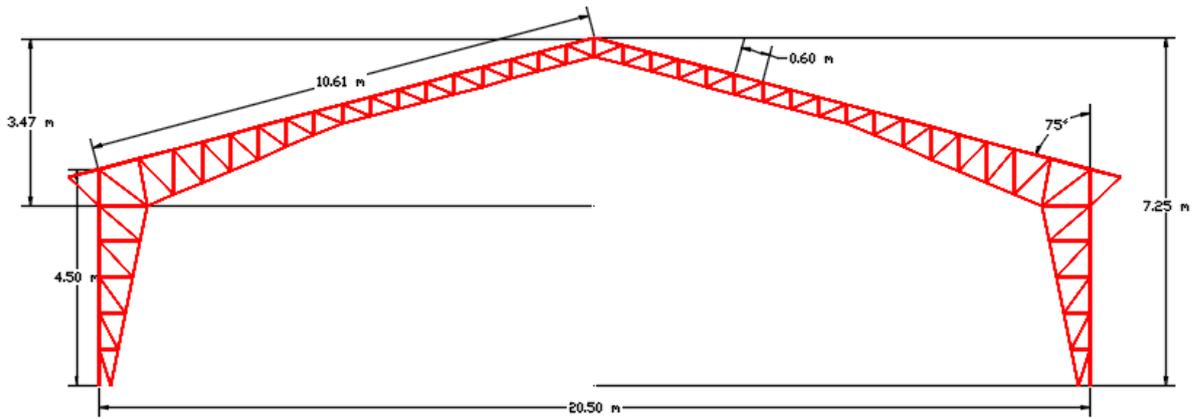


Figura 29: Dimensiones de estructura de cubierta a dos aguas.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

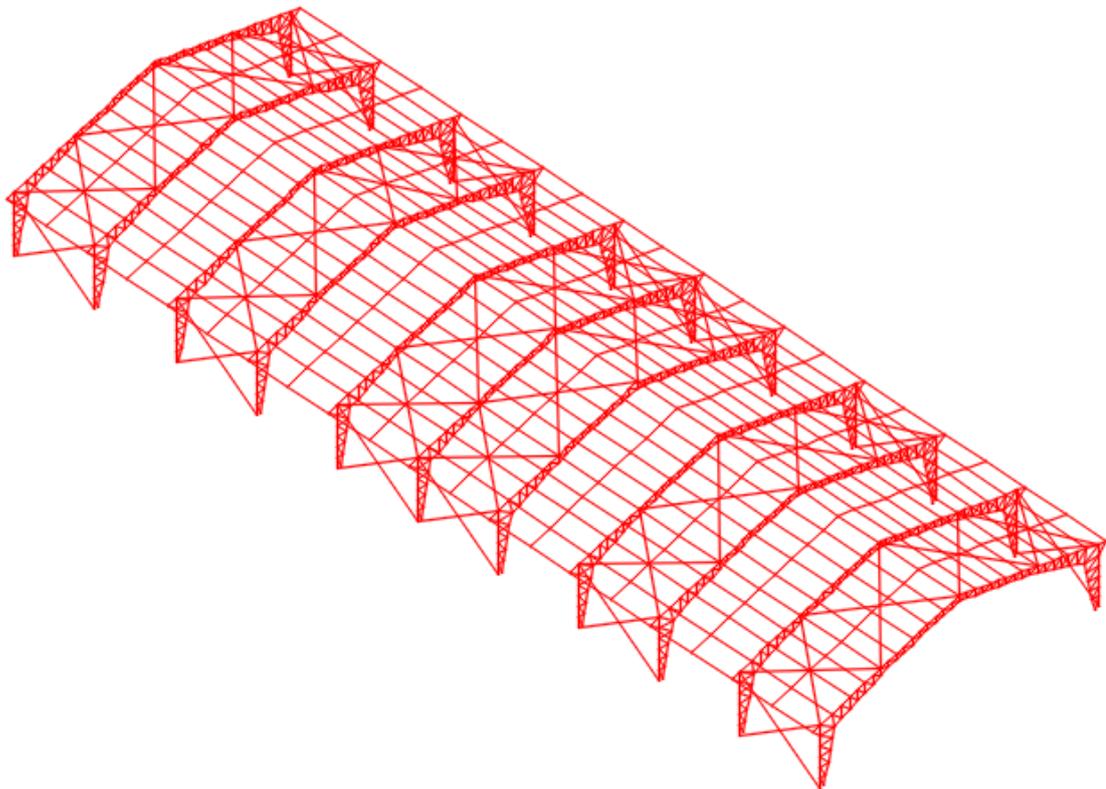


Figura 30: Diseño de galpón a dos aguas.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

Como parte del pre diseño de las correas principales, los diseñadores suelen utilizar un peralte aproximado igual a $l/30$ o $l/40$, en este caso se tomará la mitad que es $l/35$, teniendo lo siguiente:

$$Peralte = \frac{l}{35} = \frac{600 \text{ cm}}{35} = 17.14 \text{ cm}$$

Para el cálculo se toma una correa tipo "G" 175*50*15*3.

4.1.5 Cálculo De Cargas

4.1.5.1 Cargas Muertas o Permanentes

Las cargas permanentes a considerar para el cálculo de las correas son el peso de la cubierta y el peso propio de cada correa. El peso de cubierta de galvalume a utilizar es de 3.60 kg/m^2 , para obtener el peso por metro lineal se multiplica por la distancia entre nudos, es decir el área de aporte por correa, en este caso 1.20 metros, para lo que tenemos:

$$P = 3.60 \text{ kg/m}^2 * 1.20 \text{ m} = 4.32 \text{ kg/m}$$

El peso de la correa "G" 175*50*15*3 del catálogo DIPAC es de 6.72 kg/m .

4.1.5.2 Carga Viva

La carga viva a utilizar según la NEC_SE_CG para cargas no sísmicas en su cuadro de la página 27 es de 70 kg/m^2 , multiplicada por su respectiva área de aporte se tiene:

$$L = 70 \text{ kg/m}^2 * 1.20 \text{ m} = 84 \text{ kg/m}$$

La carga por granizo para cubiertas con esta pendiente, es de 50 kg/m^2 estipulada por la NEC-2014 la misma que multiplicado por su respectiva área de aporte de 1.2m se tiene una carga de 60 kg/m .

4.1.5.3 Carga de Viento

La velocidad del viento promedio para la ciudad de Cuenca es de 53.1 km/h o 14.75 m/s (tabla 1) y su dirección es Suroeste-Oeste (fig.5), datos medidos por la

Agencia Espacial Civil Ecuatoriana (EXA) en unos estudios realizados en el año 2012, pese a esto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción no permite que la velocidad a utilizar sea menor que 75 km/h o 21 m/s, por lo que en adelante se utilizará solamente esta velocidad.

Para el cálculo de la presión del viento se siguen los siguientes pasos:

Velocidad Corregida del Viento

$$V_b = V * \sigma$$

Dónde:

V_b = velocidad corregida del viento en m/s.

V = velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

El coeficiente de corrección σ se lo obtiene de la tabla 3, para una categoría B, es decir de zona de obstrucción baja y una altura aproximada de 10 metros, aplicando la fórmula se tiene:

$$V_b = 75 \text{ km/h} * 0.90 = 67.5 \text{ km/h} = 18.75 \text{ m/s}$$

Cálculo de la Presión del Viento

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * c_e * c_f$$

P = Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ = Densidad del aire expresada en Kg/m³ (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³)

c_e = Coeficiente de entorno/altura

c_f = Coeficiente de forma

El coeficiente de forma c_f se extrae de la tabla 4, la cual dice que para cubierta inclinadas entre 15° y 60° se puede tomar el valor de entre 0.3 y 0.7 para barlovento y de -0.6 para

sotavento, por lo que se adopta el valor de 0.3 en presión por estar en límite, y de -0.6 en succión el mismo que es valor único.

El coeficiente C_e se lo obtiene de la tabla 5, según la ASCE 7-10 el valor para una altura aproximada de 10 m para una zona de exposición B es de 0,72.

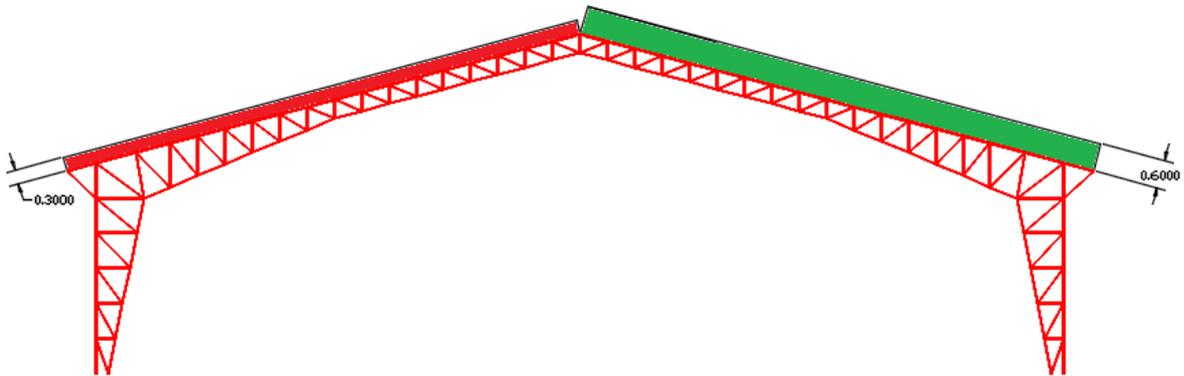


Figura 31: Efectos del viento en presión y succión para cubierta a dos aguas.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

En la figura 31, el color rojo indica presión, y el color verde indica succión, según los coeficientes adoptados por la NEC-2014. Es importante que para el cálculo de las correas sólo se toma en cuenta la presión que ejerce el viento, por cuanto es lo más perjudicial, lo que no sucede con la succión que puede favorecer a la estructura, más no para el cálculo dinámico de toda la estructura, en este punto si entran tanto la presión como a succión. Con estos datos se procede a aplicar la fórmula:

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{kg}{m^3} * (18.75 \frac{m}{s})^2 * 0.72 * 0.3$$

$$P = 47.46 N/m^2 = 4.84 kg/m^2 \text{ (presión)}$$

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{kg}{m^3} * (18.75 \frac{m}{s})^2 * 0.72 * -0.6$$

$$P = -94.92 N/m^2 = -9.68 kg/m^2 \text{ (succión)}$$

4.1.5.4 Carga por Sismo

Para el cálculo de las correas no se tomará en cuenta la carga ejercida por el sismo, ya que se considera que su influencia directa sobre estos elementos

estructurales, trabajando individualmente es mínima, mientras que para el análisis dinámico de la estructura se aplicará directamente el sismo al modelamiento computarizado.

4.1.6 Cálculo de Correas

4.1.6.1 Mayorización de Cargas

De las combinaciones de carga que establece la NEC-2014, la más desfavorable resultó ser la siguiente:

- Combinación 3: $1.2 D + 1.6 \max[L_r ; S ; R] + \max[L ; 0.5W]$

En donde D es la carga muerta total, es decir la sumatoria de la cubierta más el peso propio de la viga, en el segundo término se escoge el valor de 70 kg/m² que es mayor que la carga de granizo de 50 kg/m², y el tercer término se toma como acción la carga del viento que es muy importante dentro del cálculo estructural por su alta incidencia dentro del comportamiento estructural.

Cada término será afectado por la correspondiente área de aporte, en este caso 1.20 metros para obtener la carga por metro lineal en la correa. Es importante tener en cuenta que la barra está sometida a efectos de flexión oblicua, por cuanto se tiene una carga aplicada en el eje y-y y otra en el eje x-x, las cargas del viento solamente se toman en cuenta al momento de calcular la carga mayorizada para el eje y-y. Aplicando la fórmula se tiene:

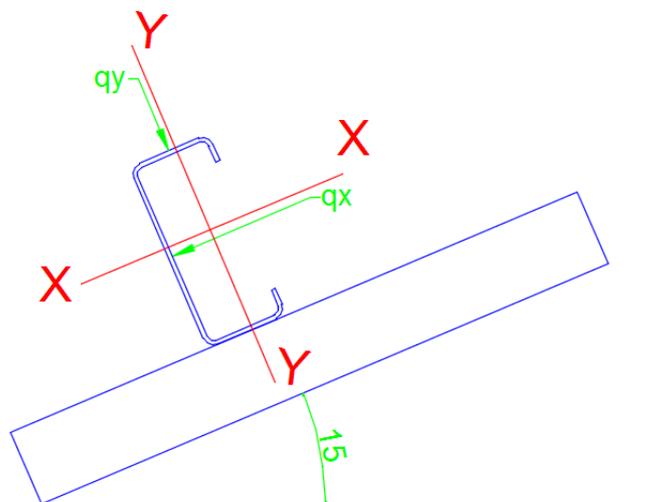


Figura 32: Componentes de una correa trabajando a flexión oblicua.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

$$q_y = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 W$$

Donde:

q_y = carga uniformemente distribuida para el eje x-x

$$q_y = (1.2 (11.4 \text{ kg/m}) + 1.6 (84 \text{ kg/m})) * \text{Cos } 15^\circ + 0.5 (5.81 \text{ kg/m})$$

$$q_y = 145.52 \text{ kg/m}$$

$$q_x = 1.2 D + 1.6 L$$

q_x = carga uniformemente distribuida para el eje y-y

$$q_x = (1.2 (11.4 \text{ kg/m}) + 1.6 (84 \text{ kg/m})) * \text{Sen } 15^\circ = 38.21 \text{ kg/m}$$

Los momentos con respecto a cada eje se calculan de la siguiente manera:

$$M_{nx} = ql^2/8$$

Donde:

M_{nx} = Resistencia nominal a flexión para el eje x-x

$$M_{nx} = \frac{145.52 * 6^2}{8} = 654.84 \text{ kg * m}$$

$$M_{ny} = ql^2/32$$

Donde:

M_{ny} = Resistencia nominal a flexión para el eje y-y

$$M_{ny} = \frac{38.21 * 6^2}{32} = 42.99 \text{ kg * m}$$

El cálculo del momento en y-y se ve afectado por un denominador igual a 32, debido a que la estructura lleva integrado tensores conocidos también como contra flamas que pasan por la mitad del vano de cada correa, lo que se toma en cuenta como un apoyo más, en este caso serían 3 apoyos, y el mayor momento se va a dar en la mitad de cada vano. Los tensores ayudan a disminuir las deformaciones en el eje débil, es decir en el eje Y.

Luego de obtenidos los respectivos momentos, se realiza el cálculo a la resistencia con la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{M_{nx}}{Z_x}\right) + \left(\frac{M_{ny}}{Z_y}\right) \leq \phi_b F_y$$

Donde:

Z_x = Módulo resistente plástico respecto al eje x-x

Z_y = Módulo resistente plástico respecto al eje y-y

φ_b = Factor de resistencia a Flexión

F_y = Límite elástico mínimo especificado

φ_b es un coeficiente de seguridad igual a 0.90, F_y es la tensión admisible del acero estructural, que es aproximadamente 2548.42 kg/cm² para el acero ASTM A-36.

Entonces aplicando la fórmula se tiene lo siguiente:

$$\left(\frac{65484 \text{ kg} * \text{cm}}{42.2 \text{ cm}^3}\right) + \left(\frac{4299 \text{ kg} * \text{cm}}{6.66 \text{ cm}^3}\right) \leq 0.90(2548.42 \text{ kg/cm}^2)$$
$$2197.27 \text{ kg/cm}^2 < 2293.58 \text{ kg/cm}^2$$

La correa cumple a las condiciones de resistencia, pero también tiene que ser revisada bajo condiciones de rigidez. Para una viga de tres apoyos, conformada así debido a que se emplean tensores que las atraviesan en medio de su longitud, se tiene la siguiente fórmula, extraída del libro “El Proyectista de Estructuras Metálicas” de R. Nonnast

$$\delta = 2.48 \frac{\left(\frac{q}{10}\right) * \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$$

Donde:

δ = Deflexión en cm.

l = Longitud del elemento

I = Momento de Inercia

Aplicando la fórmula para cada eje se tiene:

$$\delta_y = 2.48 * \frac{\frac{1.4552 \text{ kg/cm}}{10} * \left(\frac{300}{100}\right)^4}{369} = 0.079 \text{ cm} = 0.79 \text{ mm}$$

$$\delta_x = 2.48 * \frac{\frac{0.3821 \text{ kg/cm}}{10} * \left(\frac{300}{100}\right)^4}{24.6} = 0.312 \text{ cm} = 3.12 \text{ mm}$$

Ahora la resultante total es:

$$\delta_{total} = \sqrt{(\delta y)^2 + (\delta x)^2}$$

Donde:

δ_{total} = Deflexión total

$$\delta_{total} = \sqrt{(0.79 \text{ mm})^2 + (3.12 \text{ mm})^2} = 3.22 \text{ mm}$$

La deformación admisible para barras sometidas a flexión admisible se puede tomar como $l/240$ sugerida por norma INEN 005-1(2001), por lo que se tiene:

$$\delta_{adm} = \frac{300}{240} = 1.25 \text{ cm} = 12.5 \text{ mm}$$

δ_{adm} = Deflexión admisible para elementos de acero

$$3.22 \text{ mm} < 12.5 \text{ mm}$$

La deformación causada por las cargas a la que está sometida la correa es menor a la deformación admisible, por lo que cumple con las condiciones de rigidez. En conclusión se utiliza una correa tipo G de 175x50x15x3.

4.1.7 Cálculo de Contraflambeos o Tensores

Como se había mencionado anteriormente, los tensores cumplen con la función de colaborar con los largueros en los efectos de flexión en el eje más débil que producen las cargas muertas por peso propio de la cubierta y de los mismos largueros, además de la carga viva. Las cargas por viento en este caso no se toman en cuenta, ya que son perpendiculares a la cubierta y no tienen incidencia sobre los tensores.

Como referencia se tiene que en las estructuras establecidas en los mercados actuales se utiliza varilla de refuerzo comúnmente de diámetro de 8 mm, lo que se comprobará con la siguiente ecuación según la norma AISC 360-10:

$$A_D = \frac{P_n}{\phi_t 0.75 F_y}$$

Donde:

A_D = Área requerida

P_n = Carga axial de diseño

$\phi_t = 0.75$

(ANSI/AISC 360-10, LRFD)

F_y = Punto de fluencia último

La carga mayorizada antes obtenida a utilizar es de 32.19 kg/m², hay que notar las unidades en la que se encuentra la nueva carga, es decir no ha sido afectada por los 1.20 metros de aporte de cada larguero, ya que en este caso se diseñaran los tensores con una nueva área de aporte como se puede observar a continuación:

$$q_x = (1.2 (10.32 \text{ kg/m}^2) + 1.6 (70 \text{ kg/m}^2)) * \text{Sen } 15^\circ = 32.19 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área de aporte} = 3.00 \text{ m} * 10.61 \text{ m} = 31.83 \text{ m}^2$$

Por cuanto la carga de diseño para tensores es:

$$P_n = 32.19 \text{ kg/m}^2 * 31.83 \text{ m}^2 = 1024.61 \text{ kg}$$

Obtenida esta carga se procede a aplicar la fórmula para obtener el área necesaria para cada tensor.

$$A_D = \frac{1024.61 \text{ kg}}{0.75 * 0.75 * 4200.00 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_D = 0.43 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a la misma varilla de 8 mm antes mencionada con un área de 0.50 cm².

4.1.8 Análisis Estructural y Modelamiento Computarizado

Los demás elementos que conforman los pórticos como los cordones, las diagonales, entre otros, se han asumido para el pre diseño, partiendo de los mismos que se utilizan actualmente los mercados en Cuenca, los mismos que luego de una responsable investigación se pudieron determinar. A fin de analizar su comportamiento estructural con los nuevos criterios de diseño que se imponen para este nuevo cálculo, planteando como hipótesis en este capítulo que los elementos deben cumplir a todas las condiciones estructurales. Entonces se tiene:

- CORDONES Y COLUMNAS = Perfil estructural tipo "U" 200x50x3
- DIAGONALES O ENTRAMADO = Perfil estructural ángulo "L" doblado 40x40x3

Como resultado de la estructura propuesta se tendrá 4 galpones idénticos,

necesarios para cubrir un área aproximada de 4920 m² como se puede observar en las siguientes figuras.

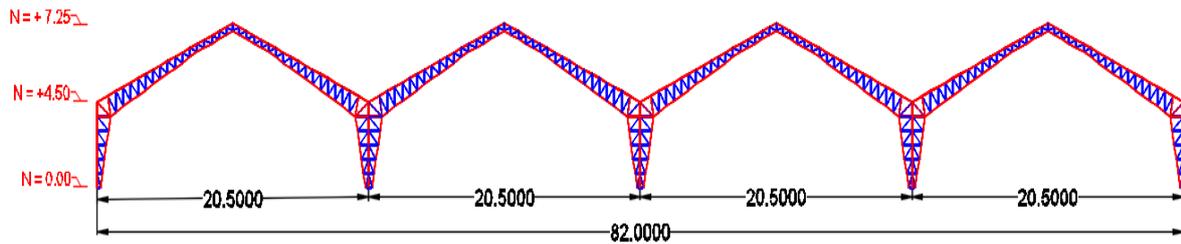


Figura 33: Grupo de galpones propuestos para cubrir el área completa de la plataforma.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

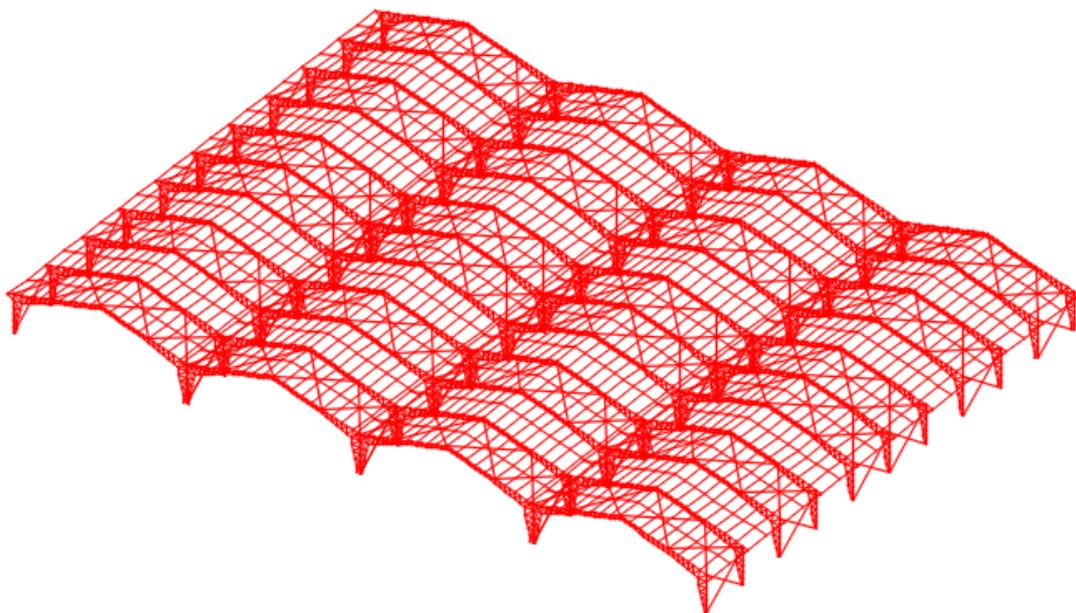


Figura 34: Grupo de galpones propuestos para cubrir el área completa de la plataforma.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

Para el análisis estructural se procede a calcular un galpón de 20.5m por 60m, aislando un pórtico, donde se produzcan los mayores esfuerzos en sus elementos. Para ello se utilizan todas la mayorizaciones y combinaciones antes previstas en la norma, de cargas antes descritas, incluyendo en este análisis el sismo, posteriormente el resultado será un pórtico con sus respectivos esfuerzos producto de la mayorización de carga que haya producido los mayores esfuerzos con su respectiva combinación. Teniendo así los siguientes resultados:

Los mayores esfuerzos se presentan de manera axial, es decir a compresión y

tracción, siendo los momentos y cortantes de magnitudes despreciables en comparación con las fuerzas axiales. En este análisis como se puede observar en las figuras siguientes:

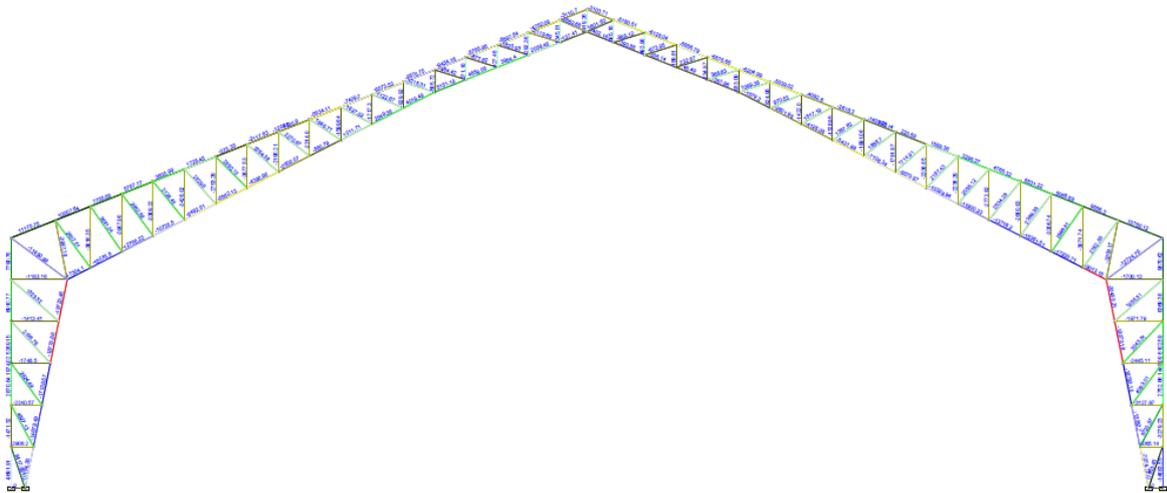


Figura 35: Cargas a tracción producidas en el pórtico a dos aguas.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

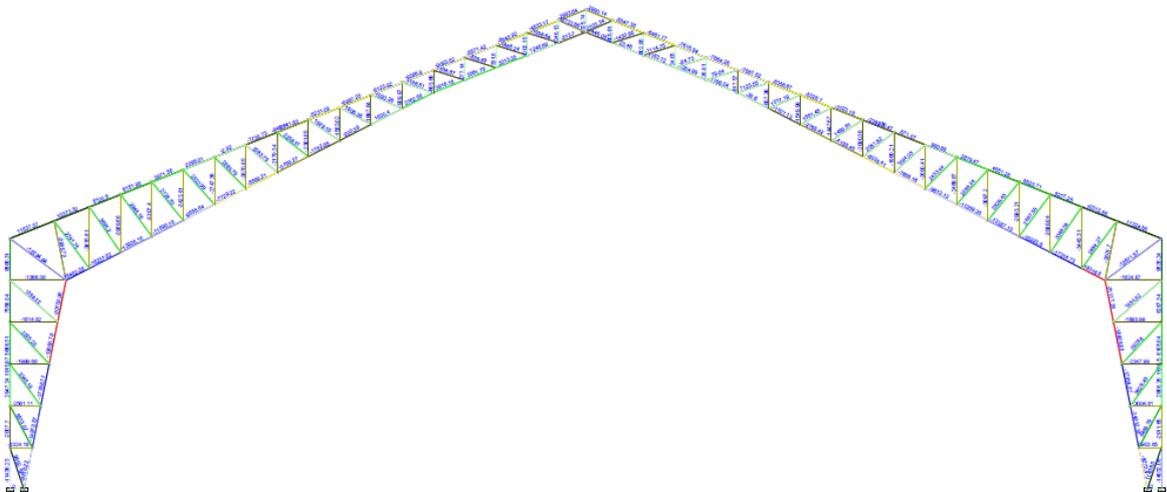


Figura 36: Cargas a compresión producidas en el pórtico a dos aguas.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

4.1.9 Cálculo de Elementos a Compresión

4.1.9.1 Cordones

El mayor esfuerzo a compresión producido es de 21117.33 kg en el elemento de la columna como se puede observar en la figura 36, para primer análisis se plantea un perfil tipo “U” de 200x50x3, con las siguientes características geométricas:

- **Peso** = 6.83 kg/m

- **Área** = 8.70 cm²
- **radio de giro mínimo** = 1.40 cm
- **Momento de Inercia Mínimo** = 17.10 cm⁴

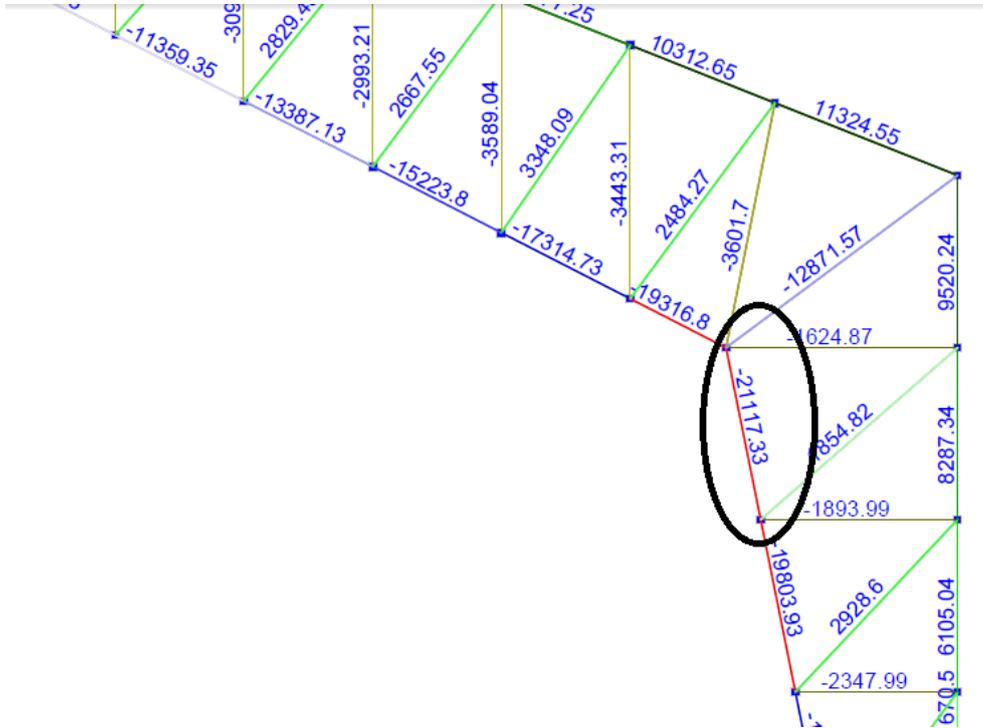


Figura 37: Mayor carga a compresión de los cordones producido en el pórtico a dos aguas.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

Dentro del análisis a compresión de los elementos que conforman la cercha. Se tiene una característica adimensional que es la relación que existe entre la longitud efectiva y el radio de inercia mínimo de la sección transversal de dicho elemento. La esbeltez se puede tomar como un indicador de la resistencia a la pérdida de estabilidad, y se lo puede calcular con la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{K * l}{r \text{ min}}$$

Dónde:

λ = Esbeltez

K = Coeficiente de pandeo

l = Longitud efectiva

min = Radio de inercia mínimo

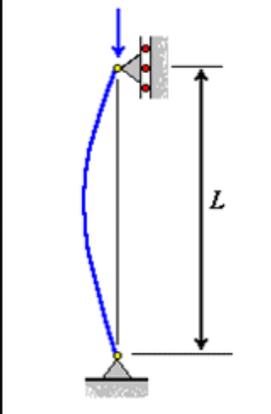
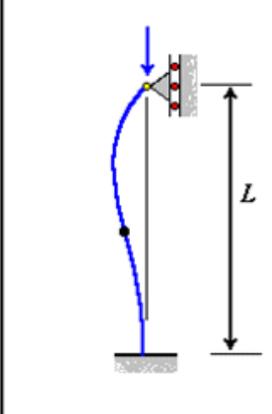
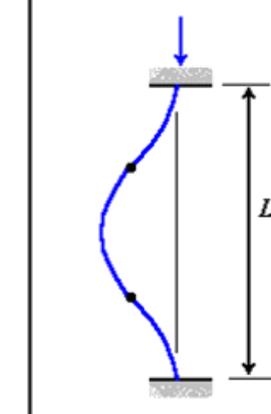
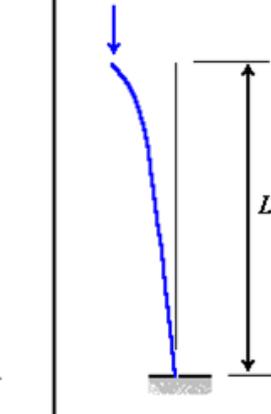
Columna articulada-articulada	Columna empotrada-articulada	Columna empotrada-empotrada	Columna empotrada-libre
			
$L_e = L$	$L_e = 0.699L$	$L_e = 0.5L$	$L_e = 2L$
$K = 1$	$K = 0.699$	$K = 0.5$	$K = 2$

Figura 38: Factor de longitud efectiva para elementos sometidos a compresión.

Fuente: www.webdelprofesor.ula.ve/.

Luego se tiene que:

$$\lambda = (1 * 76 \text{ cm}) / 1.40 \text{ cm} = 54.29$$

El coeficiente μ en este caso es 1 para elementos articulados en ambos lados, ya que las estructuras en celosía, son invariables geométricamente al reemplazar sus uniones por articulaciones. Dentro del análisis a la pérdida de estabilidad se tiene el coeficiente φ_p , que es el coeficiente de flexión longitudinal que considera la disminución del esfuerzo de compresión admisible y depende directamente de la esbeltez y del material de la barra. Se lo puede obtener de la tabla 15.

Se tiene que para una esbeltez de 54.29 el coeficiente de flexión longitudinal es $\varphi_p = 0.88$.

λ	$\varphi(\text{acero})$
0	1.00
10	0.99
20	0.97
30	0.95
40	0.92
50	0.89
60	0.86

λ	$\varphi(\text{acero})$
70	0.81
80	0.75
90	0.69
100	0.60
110	0.52
120	0.45
130	0.40
140	0.36
150	0.32
160	0.29
170	0.26
180	0.23
190	0.21
200	0.19

Tabla 15: Valores del coeficiente de flexión longitudinal (φ) para elementos a compresión

Fuente: Villareal C.G., Resistencia de Materiales, 2010.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Luego la condición para elementos sometidos a compresión es:

$$F_{cr} = \frac{P_n}{A} \leq \varphi_p F_v$$

Donde:

F_{cr} = Tensión de pandeo por flexión

P_n = Resistencia nominal a compresión

A = Área total de la sección transversal de la barra

φ_p = Factor de resistencia a compresión

$$F_{cr} = \frac{21117.33 \text{ kg}}{8.70 \text{ cm}^2} = 2427.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} \leq (0.88) 2548.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$2427.27 \text{ kg/cm}^2 \not\leq 2242.61 \text{ kg/cm}^2$$

No cumple

El elemento no cumple con las condiciones de estabilidad, por lo que se refuerza en toda la longitud de la columna con un Perfil estructural tipo “U” 80x40x2 incrementar la sección y el radio de inercia mínimo del elemento inicialmente propuesto, es importante mencionar que las estructuras que sirvieron como referencia, también tienen este refuerzo (fig.39).



Figura 39: Detalle de refuerzo para elemento de columna sometido a compresión en la estructura de cubierta a dos aguas (Mercado 12 de Abril).

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

El perfil “U” de refuerzo tiene las siguientes características:

- **Peso** = 2.41 kg/m
- **Área** = 3.07 cm²
- **r min** = 1.26 cm
- **I min** = 4.89 cm⁴

Con las nuevas condiciones, las características de la sección transversal de los elementos trabajando en conjunto cambian, afectando su área, centro de gravedad, su momento de inercia, momento resistente y su radio de inercia, por ende cambia la esbeltez y el coeficiente de flexión longitudinal, siendo esto tanto para el eje x-x y para el eje y-y. Según el teorema de Steiner se tiene las siguientes fórmulas:

$$I'_x = \Sigma(I_x + Ad^2)$$

$$I'_y = \Sigma(I_y + Ad^2)$$

Donde:

I = momento de inercia

d = distancia entre el centro de gravedad de cada figura al centroide de la figura compuesta con respecto al eje y-y.

En vista de que el eje débil es el y-y, se analizará el mismo, entonces se tiene que el nuevo centro de gravedad para el elemento compuesto es el siguiente:

$$y_c = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2 + \dots + A_n y_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Donde:

A = área de la figura

y = centro de gravedad con respecto al eje y-y

y_c = centroide de la figura compuesta con respecto al eje y-y.

Entonces aplicando la fórmula se tiene que el centroide para la barra reforzada es:

$$y_c = \frac{8.70 \text{ cm}^2 * 4.04 \text{ cm} + 3.07 \text{ cm}^2 * 4.09 \text{ cm}}{8.70 \text{ cm}^2 + 3.07 \text{ cm}^2}$$

$$y_c = 4.05 \text{ cm}$$

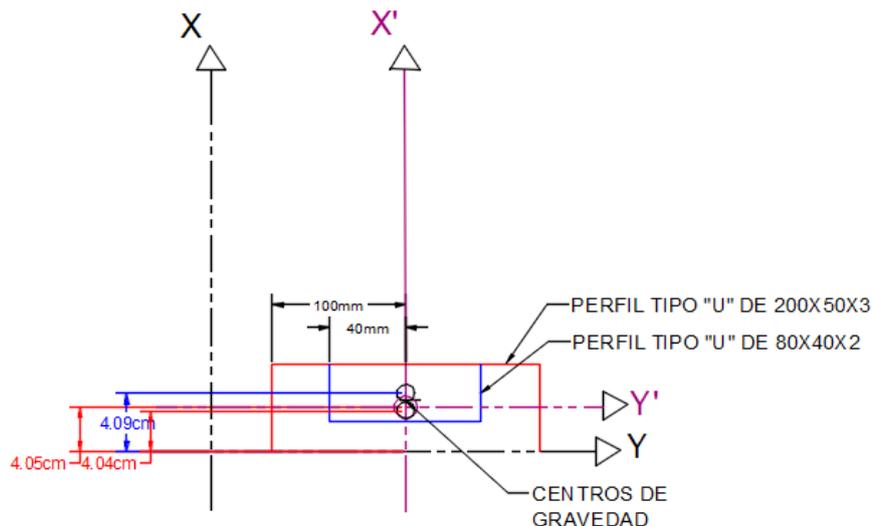


Figura 40: Centros de gravedad en el plano cartesiano para barra reforzada en la cercha a dos aguas.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

Aplicando la fórmula de Steiner se tiene:

$$I'_y = (17.1cm^4 + (8.70cm^2 * (0.01cm)^2)) + (4.89cm^4 + (3.07cm^2 * (0.04cm)^2))$$

$$I'_y = 21.99 cm$$

$$A_{total} = 3.07 + 8.70 = 11.77 cm^2$$

Entonces el nuevo radio de inercia es igual a:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Reemplazando:

$$i = \sqrt{\frac{21.99}{11.77}} = 1.37 cm$$

Por lo que se tiene un $\varphi_p = 0.87$ obtenido de la tabla 15.

$$F_{cr} = \frac{21117.33 kg}{11.77 cm^2} = 1794.17 kg/cm^2$$

$$1794.17 kg/cm^2 \leq (0.87) 2548.42 kg/cm^2$$

$$1794.17 kg/cm^2 \leq 2217.13 kg/cm^2$$

Cumple

4.1.9.2 Entramado (diagonales y verticales)

Como se puede observar en la figura, la diagonal con mayor esfuerzo de compresión tiene un valor de 12871.57 kg con una longitud de 1.25 metros, por lo que se tiene lo siguiente:

$$\lambda = (1 * 125 cm) / 1.40cm = 89.29$$

Entonces $\varphi = 0.69$, cabe recalcar que sólo para estos elementos ubicados diagonalmente se va a colocar una barra idéntica a las de las columnas, es decir un elemento tipo U 200x50x3 debido a las cargas altas que se producen en esta zona, por lo que se tiene que la tensión admisible de trabajo es:

$$F_{cr} = \frac{12871.57 kg}{8.70 cm^2} = 1479.49 kg/cm^2$$

$$1479.49 \frac{kg}{cm^2} \leq 0.69 * 2548.42 \frac{kg}{cm^2}$$

$$1479.49 \frac{kg}{cm^2} \leq 1758.41 \frac{kg}{cm^2}$$

Cumple

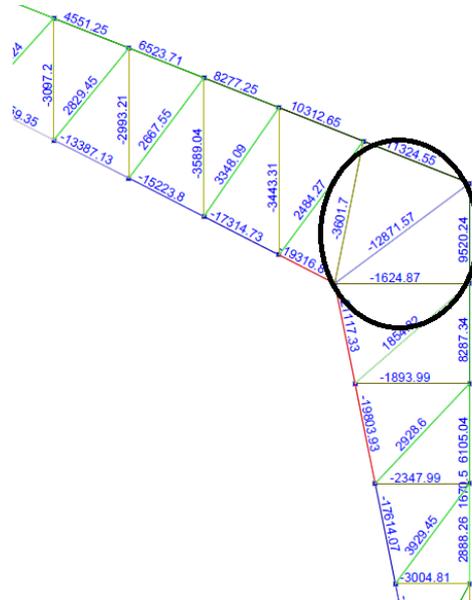


Figura 41: Mayor carga a compresión de las diagonales producida en el pórtico a dos aguas.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

El resto de diagonales aparte de las antes calculadas están conformados por dos ángulos de perfil estructural tipo “L” doblado de 40x40x3, estos elementos también se deben tomar en cuenta el momento del cálculo, ya que son perfiles y esfuerzos diferentes dentro de los elementos que conforman el entramado:

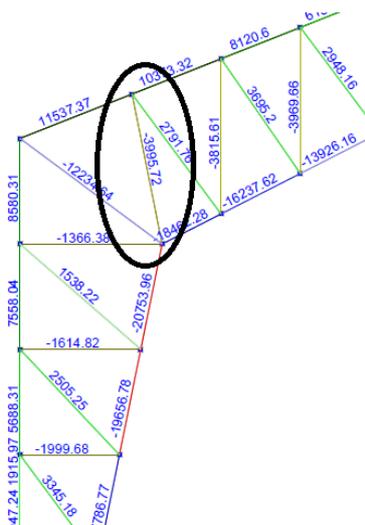


Figura 42: Mayor fuerza a compresión de las diagonales producidos en el pórtico.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

El esfuerzo provocado de 3995.72 kg lo absorben dos ángulos antes especificados, por lo que la fuerza es dividido para dos, de la siguiente manera:

$$P_n = \frac{3995.72 \text{ kg}}{2} = 1997.86 \text{ kg}$$

Su esbeltez es la siguiente:

$$\lambda = (1 * 99 \text{ cm})/0.76 \text{ cm} = 130.3$$

Entonces $\phi_p = 0.40$, por lo que se tiene que la tensión de trabajo es:

$$F_{cr} = \frac{1997.86 \text{ kg}}{2.25 \text{ cm}^2} = 887.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$887.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 0.40 * 2548.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$887.94 \text{ kg/cm}^2 \leq 1019.37 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple

4.1.10 Cálculo de Elementos a Tracción

4.1.10.1 Cordones

Los elementos traccionados se revisan básicamente bajo condiciones de resistencia, ya que no están propensos a pérdida de estabilidad, sin embargo constructivamente se recomienda no exceder una esbeltez de 120 para elementos de acero, pero la norma ANSI/AISC 360/10 permite un valor máximo de esbeltez igual a 200. Entonces se tiene que para una fuerza de 11175.75 kg (fig.43) el esfuerzo de trabajo es el siguiente:

$$F_y = \frac{11175.75 \text{ kg}}{8.70 \text{ cm}^2} = 1284.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$1284.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 0.90 * 2548.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$1284.57 \text{ kg/cm}^2 \leq 2293.48 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple

La NEC-2014 estipula que para elementos sometidos a tracción, el coeficiente de seguridad es de 0.90.

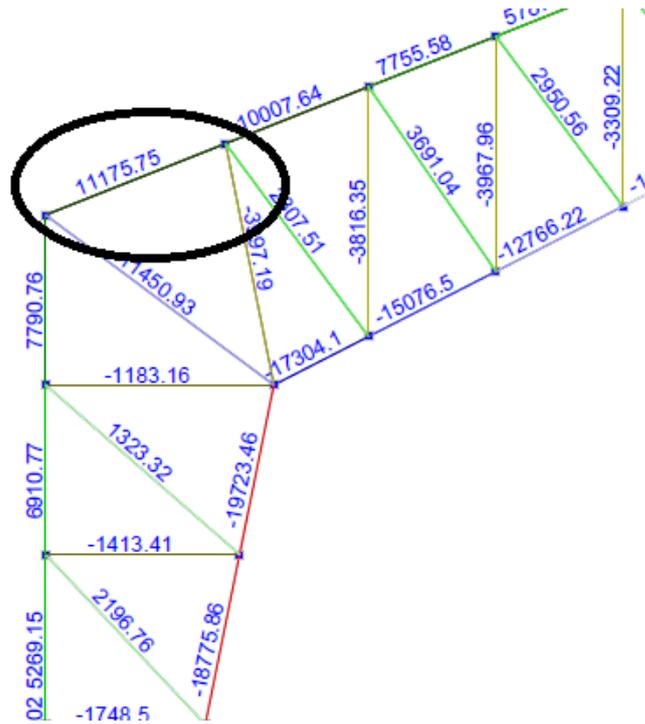


Figura 43: Mayor fuerza a tracción de los cordones producidos en el pórtico a dos aguas.

Fuente: **Mario Delgado O., (2016).**

4.1.10.2 Entramado (diagonales y verticales)

Se tiene que para un esfuerzo de 11910.45 kg en las diagonales ubicadas en la parte inferior de las columnas (fig.44) existe el siguiente esfuerzo de trabajo en tracción:

$$P_n = \frac{11910.45 \text{ kg}}{2} = 5955.225 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{5955.225 \text{ kg}}{2.25 \text{ cm}^2} = 2646.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$2646.77 \text{ kg/cm}^2 \not\leq 2293.58 \text{ kg/cm}^2$$

No cumple

Acero				
Serie	Perfil	Peso Unitario (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)
Perfil Estructural Correa	"G" 175x50x15x3 mm	6.66	4800.00	31968.00
Canal	"U" 200x50x3 mm	6.80	2636.48	17928.06
Canal	"U" 80x40x2 mm	2.40	330.00	792.00
Barras redondas	Ø8mm	0.395	2257.92	891.88
Perfil Estructural Angulo Doblado	"L" 40X3 mm	1.75	5089.92	8907.36
Tubo Estructural	Cuadrado 40x3 mm	3.30	1784.00	5887.20
Total				66374.50

Tabla 16: Resumen de cantidades de obra de acero para la cubierta a dos aguas.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

4.2 Cercha Tipo Arco

4.2.1 Criterios para Diseño Arquitectónico

La ausencia de un diseño arquitectónico para la estructura metálica que cubrirá en su totalidad el área de comercio de la Plataforma Itinerante de Narancay es lo que obliga al planteamiento del mismo, por lo que se eligió de entre algunas opciones como uno de los modelos que más se puede ajustar a grandes luces, y en criterios estéticos se lo puede realizar conservando el factor económico, es una nave industrial tipo arco, con perfiles estructurales cuadrados en la mayoría de sus elementos, perfiles UPN conformados en una caja para darle forma cuadrada y no pierda contraste con el resto de elementos, además una cubierta de galvalume que la hace una estructura ligera y de un ambiente diferente a la de un mercado común, esto para cambiar la perspectiva de estos lugares públicos y aprovecharlos como lugares recreativos y de esparcimiento en los tiempos que no cumplan su función de mercados.

Las columnas miden 4.50 metros de alto, llevándola a una altura total de la estructura de aproximadamente 10 metros, con un ancho de 41 metros de pórtico y

una profundidad de 60 metros cada galpón lo que la hace muy servicial para actividades deportivas entre otras, ya que los espacios son aprovechados al máximo.

Como se había mencionado anteriormente las estructuras en forma de arco trabajan principalmente a compresión, por lo que los momentos tienden a disminuirse notablemente en relación a otras estructuras, y sus elementos trabajan a efectos de cargas axiales, es decir a tracción y compresión, debido a que todas las cargas son nodales, esto para evitar que se generen efectos de flexión en el sistema y se produzcan momentos flexionantes.

4.2.3 Consideraciones Generales

- La estructura está apoyada articuladamente.
- Las cargas están cargadas nodalmente, lo que permite que los elementos de la cercha trabajen exclusivamente a tracción y compresión.
- La estructura es simétrica.
- Las correas trabajan a flexión pura, y están asentadas directamente en los nudos de la cercha.
- El material de cubierta propuesto es galvalume, el cual es un material ligero y con buenos comportamientos en presencia de lluvia y granizo, entre otras.

4.2.4 Pre Diseño

El pre diseño se ha considerado como un parte importante dentro del cálculo estructural, ya que funciona como punto de partida y punto referencial dentro de la conformación de la estructura. Para ello se procede a pre dimensionar los principales elementos que formaran parte de los galpones.

Las columnas de la nueva nave industrial son de la misma altura que la cercha a dos aguas, a diferencia que sus elementos principales son menos en número pero se ha elevado su longitud. La altura entre cordones en la parte de la clave del arco es de aproximadamente 0.50 metros hasta llegar a las columnas con una distancia mayor, esto a fin de que el trabajo de soldadura y armado de la estructura se facilite.

Algunos autores utilizan $\frac{L}{5}$ ó $\frac{L}{6}$ para obtener la altura o peralte total de la estructura, en este caso se tendría:

$$f = \frac{41 \text{ m}}{5} = 8.2 \text{ m}$$

Por lo que se adopta una clave de 10 m aproximadamente. Con esto se obtiene dos galpones con pórticos de 41 metros de ancho y aproximadamente 10 metros de altura, con una profundidad de 60 metros, separados cada pórtico 6 metros que es la distancia comercial de cada correa.

4.2.5 Diseño Estructural

La cercha en arco planteada tiene las siguientes características principales (fig.45; fig. 46):

- **Luz de Pórtico** = 41.00 m
- **Altura en la clave** = 9.93 m
- **Altura de la columna** = 4.50 m
- **Separación entre pórticos** = 6.00 m
- **Separación entre correas** = 1.65 m
- **Profundidad de la cubierta** = 60.00 m
- **Ángulo de inclinación de la cubierta** = 0°- 30°

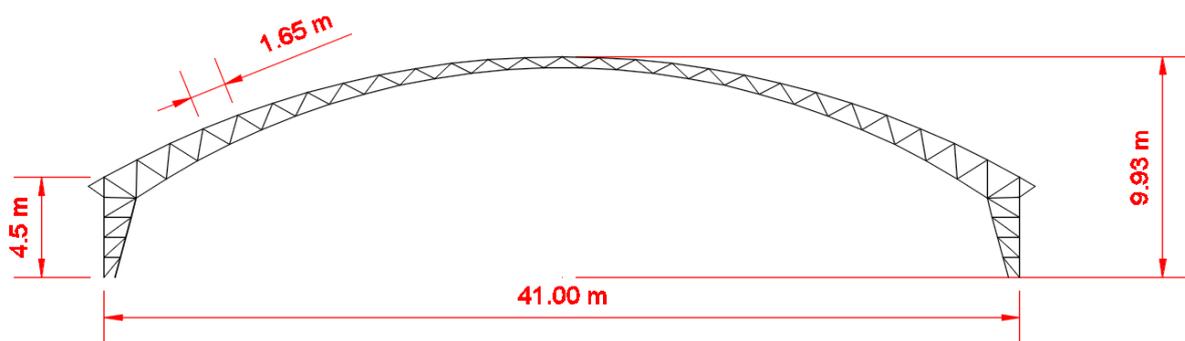


Figura 45: Dimensiones principales de la estructura tipo arco.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

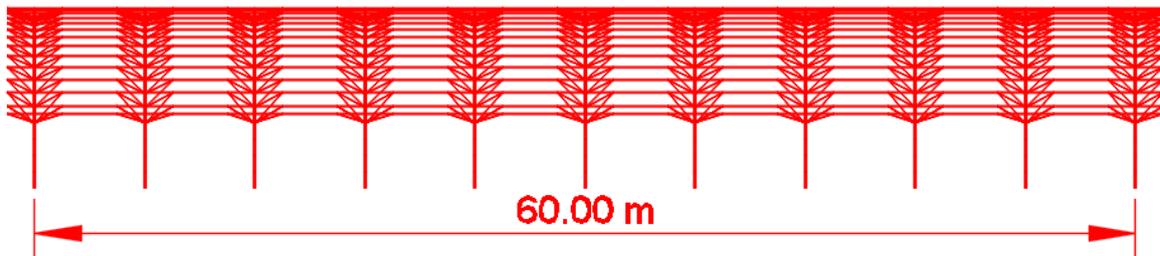


Figura 46: Longitud de la estructura tipo arco.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

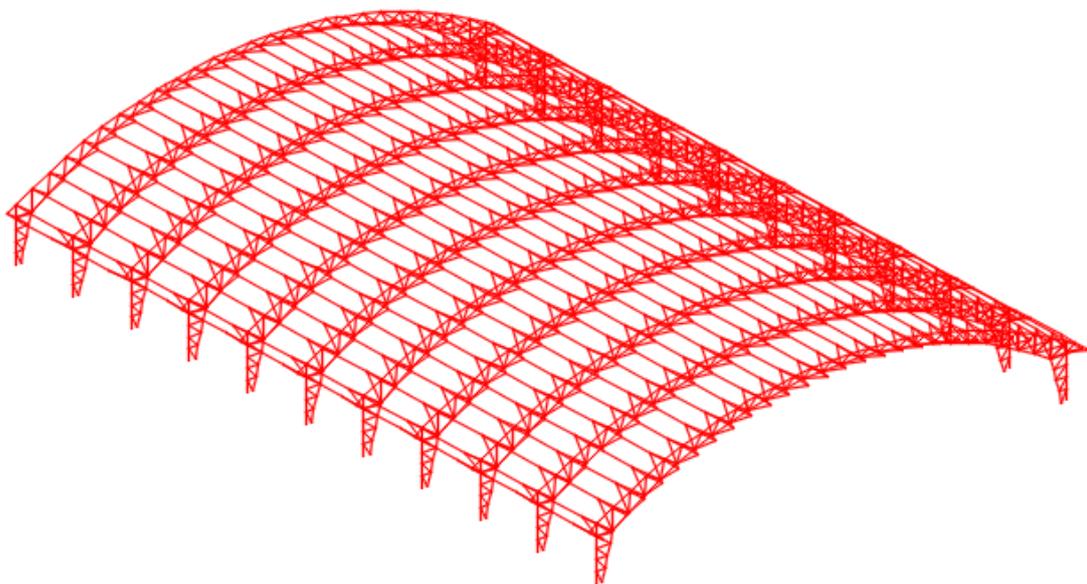


Figura 47: Configuración arquitectónica de galpón tipo arco.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

4.2.6 Cálculo De Cargas

4.2.6.1 Cargas Muertas o Permanentes

El peso de la plancha de galvalume es de 3.60 kg/m², multiplicado por su respectiva área de aporte se tiene:

$$\text{Peso} = 3.60 \text{ kg/m}^2 * 1.65 \text{ m} = 5.94 \text{ kg/m}$$

Alfredo Arnedo Pena en su libro “Nave Industriales con Acero” publicado en el año 2009 sugiere que se puede utilizar el siguiente pre dimensionamiento para las correas:

$$\textit{Peralte de correa} = \frac{l}{35} = \frac{600 \textit{ cm}}{35} = 17.14 \textit{ cm}$$

Para el cálculo se toma una correa de tubo estructural cuadrado de 75x3, el peso de la correa cuadrada de 75x3 es de 6.71 kg/m. Las cargas por instalaciones eléctricas también se las considera como permanentes, comúnmente se utiliza un valor de 10 kg/m² aunque este valor no es definitivo, de ser el caso de utilizar esta carga, se tendrá que justificar debidamente el valor del peso por instalaciones eléctrica con el respectivo proveedor según establece la NEC.

4.2.6.2 Carga Viva

La carga viva a utilizar según la NEC_SE_CG para cargas no sísmicas en su cuadro de la página 27, es de 70 kg/m², multiplicada por su respectiva área de aporte se tiene:

$$L = 70 \textit{ kg/m}^2 * 1.65 \textit{ m} = 115.50 \textit{ kg/m}$$

La carga por granizo para este tipo de cubierta se ha tomado como 100 kg/m² ya que los grados de inclinación varían de 0 a 30 grados y con ellos las cargas de granizo, lo cual se estipula en la NEC-2014, la misma que multiplicado por su respectiva área de aporte se tiene:

$$S = 100 \textit{ kg/m}^2 * 1.65 = 165.00 \textit{ kg/m}$$

Como se puede observar, las cargas de granizo en un caso es mayor que la carga viva de 70 kg/m², esto debido a que en pendientes bajas el granizo tiene a acumularse y los obreros tienden a ejercer la mayor parte de su peso al caminar con más facilidad por encima de la estructura, lo que no sucede en pendientes alta que el granizo es evacuado rápidamente así como la lluvia, y si un obrero tiene la necesidad de subir tendrá que hacerlo con ayuda de un arnés u otro dispositivo de anclaje, por lo que se propone variar las cargas vivas, de manera que haya una repartición de cargas más proporcional, así como se puede observar en la siguiente figura :

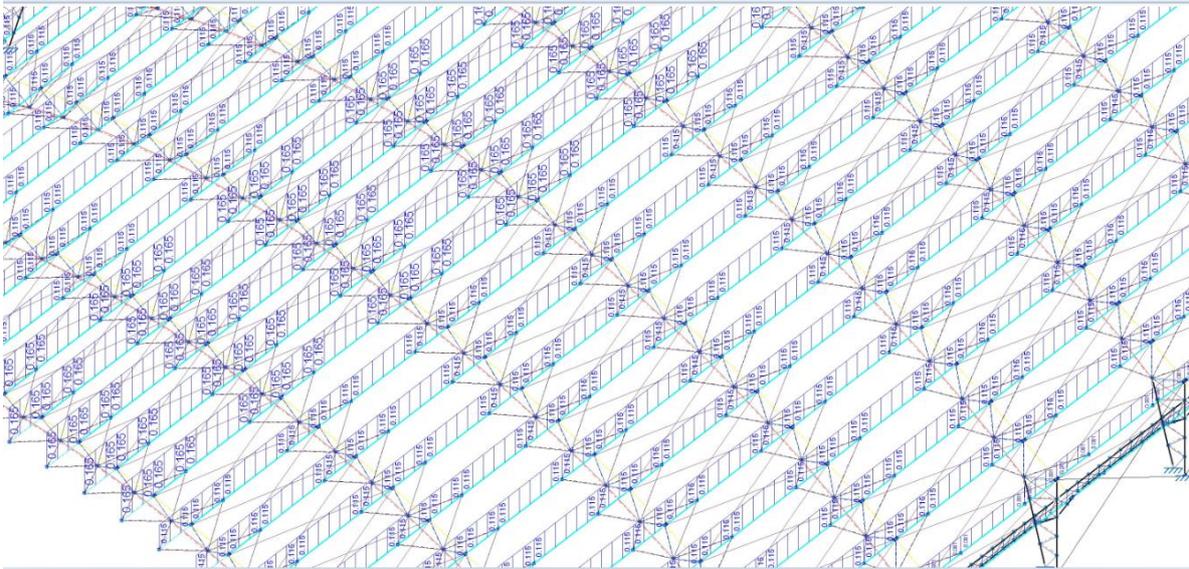


Figura 48: Distribución de cargas vivas sobre la estructura de cubierta tipo arco.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

4.2.6.3 Carga de Viento

La velocidad del viento a ocupar es de 75 km/h o 21 m/s, como se había dicho anteriormente, esto como antecedente antes de entrar al cálculo de las presiones causadas por el viento.

Velocidad Corregida del Viento

$$V_b = V * \sigma$$

Dónde:

V_b = velocidad corregida del viento en m/s.

V = velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

El coeficiente de corrección σ se lo obtiene de la tabla 7, para una categoría B, es decir de zona de obstrucción baja y una altura aproximada de 10 metros, aplicando la fórmula se tiene:

$$V_b = 75 \text{ km/h} * 0.90 = 67.5 \text{ km/h} = 18.75 \text{ m/s}$$

Cálculo de la Presión del Viento

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * c_e * c_f$$

P = Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ = Densidad del aire expresada en Kg/m³ (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³)

c_e = Coeficiente de entorno/altura

C_f = Coeficiente de forma

El coeficiente de forma C_f se extrae de la tabla 4, la cual expone que para arcos y cubiertas cilíndricas que no excedan los 45° se puede tomar el valor de 0.8 para barlovento y de -0.5 para sotavento, por lo que se adopta el valor de 0.8 en presión por ser el único, y un valor aproximado de -0.83 el cual es mayor en valor absoluto que -0.5 que otorga la NEC-2014, esto conforme se analizó que el viento tiene mayores efectos de succión, por lo que se elevó este coeficiente. Es importante mencionar que esto se impone con criterios técnicos y q no se incumple la norma ya que no se disminuye el valor, al contrario se lo eleva, claro está que la succión en algunos casos puede favorecer la estructura, por esta razón se ha resuelto aplicar las cargas de viento en succión sólo para el cálculo dinámico y más no en el cálculo estático de alguno de los elementos.

El coeficiente C_e se lo obtiene de la tabla 5, según la ASCE 7-10 el valor para una altura aproximada de 10 m para una zona de exposición B es de 0,72.

Para el análisis de los efectos del viento sobre la cubierta en forma de arco se analizó algunas opciones propuestas por varios autores y normas, con el fin de establecer una mejor comprensión de las acciones que puede provocar este fenómeno sobre la geometría planteada. Los análisis realizados se puede observar en cada de las siguientes figuras (fig.49; fig.50; fig. 51; fig.52; fig.53) considerando que el color rojo indica presión mientras que el color verde indica succión:

La figura 49 muestra la acción del viento según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), donde el valor para presión es de 0.8 y de 0.5 en succión, pero no da claramente las distancias de acción del viento por lo que se toma hasta la mitad del arco en sotavento y la otra mitad en barlovento.

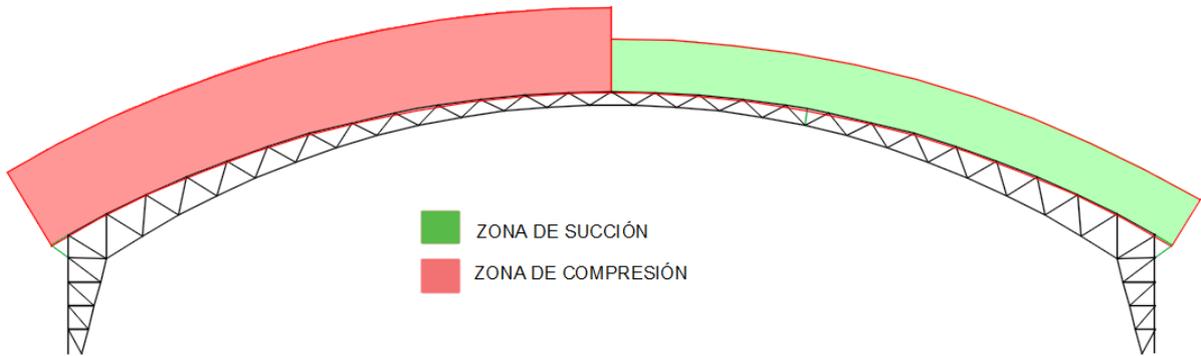


Figura 49: Acción del viento en la estructura tipo arco.

Fuente: NEC, 2014.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

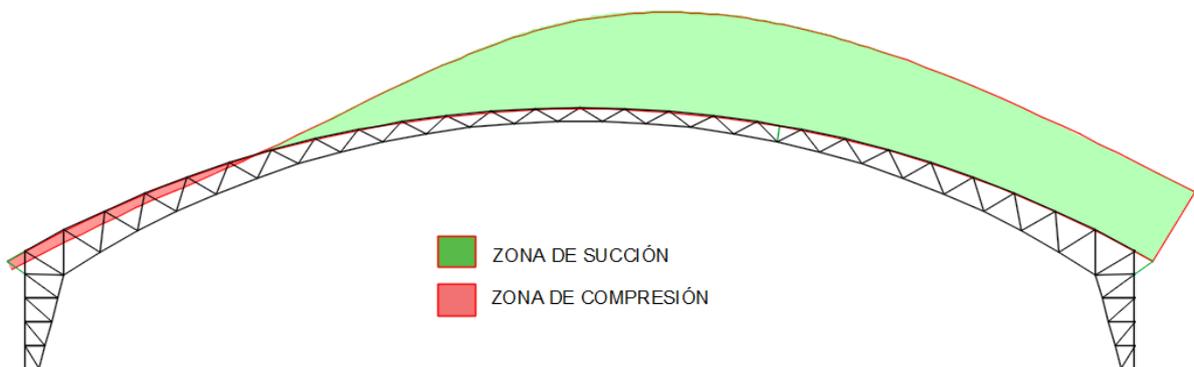


Figura 50: Acción del viento en la estructura tipo arco.

Fuente: ASCE, 2010.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

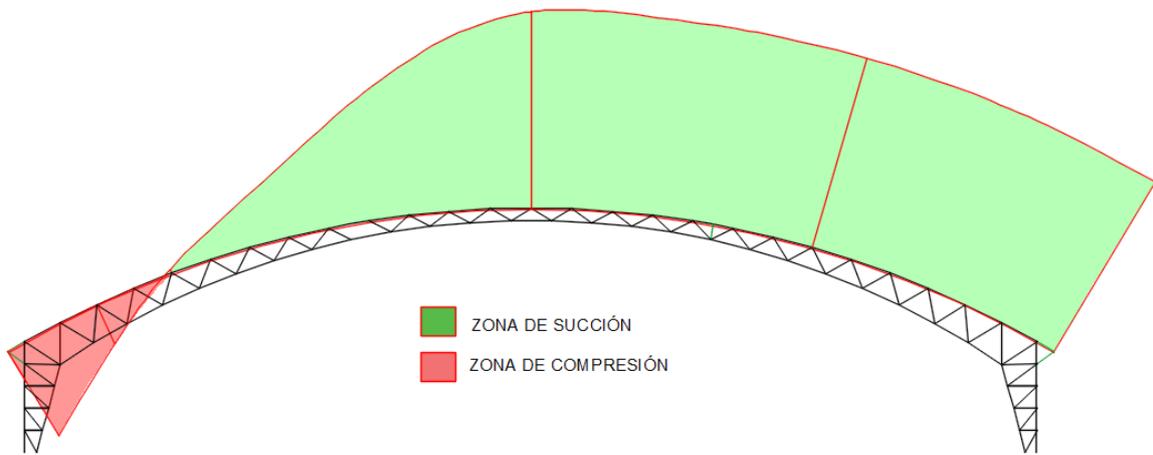


Figura 51: Acción del viento en la estructura tipo arco.

Fuente: Norma Rusa para la Construcción, SNIP 2.01.07-85*, 2003.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

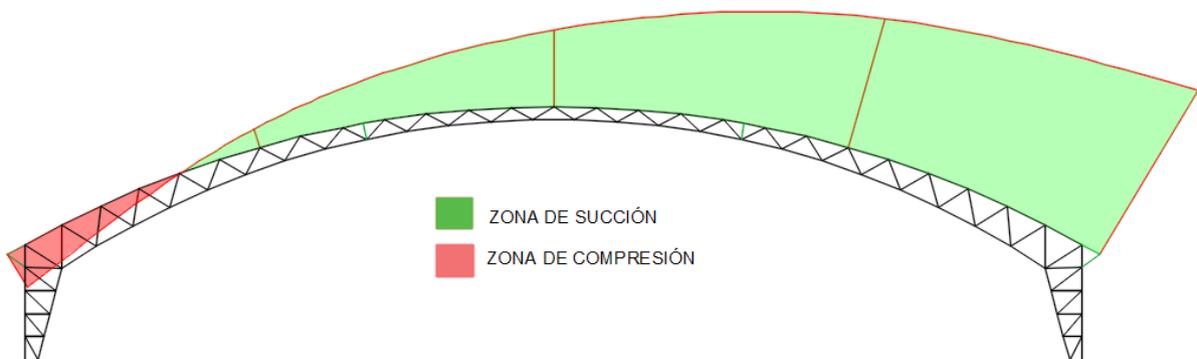


Figura 52: Acción del viento en la estructura tipo arco.

Fuente: Romo M., Diseño de Naves Industriales con Lámina Delgada de Acero, 2007.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

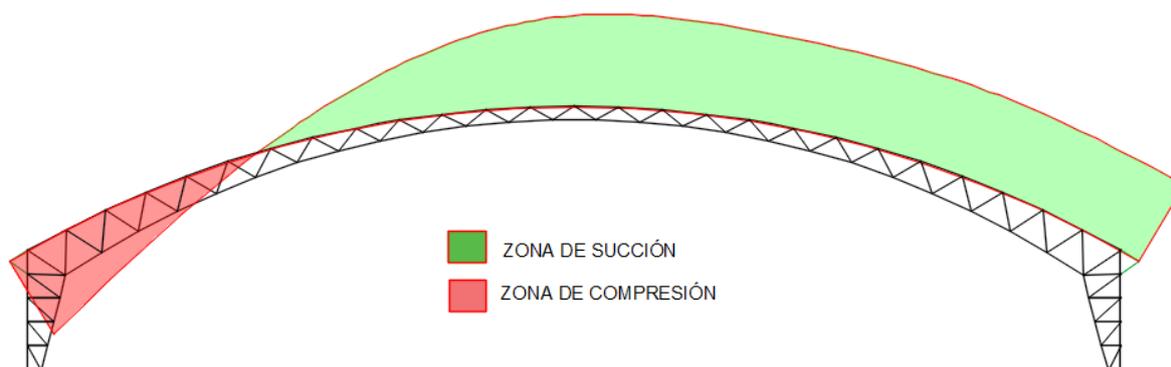


Figura 53: Acción del viento considera para usos de cálculo en la estructura tipo arco.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

La figura 53 muestra el resultado final de las consideraciones a tomar para acción más desfavorable del viento, considerando las condiciones climatológicas del medio, esto luego de haber analizado el resto de propuesta que sirvieron como referencia para establecer un criterio técnico fundamentado.

En las figuras el color rojo indica presión, y el color verde indica succión, según los coeficientes adoptados por la NEC-2014 y por criterios de diseño. Con estos antecedentes se procede a aplicar la fórmula:

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{kg}{m^3} * (18.75 \frac{m}{s})^2 * 0.72 * 0.8$$

$$P = 126.56 N/m^2 = 12.90 kg/m^2 \text{ (Presión)}$$

Para los efectos de sotavento se ha escogido el valor de C_f aproximado a 0.83 con el fin de analizar los peores efectos dinámicos que puede causar la succión en la estructura, aplicando la misma fórmula se tiene lo siguiente:

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{kg}{m^3} * (18.75 \frac{m}{s})^2 * 0.72 * -0.83$$

$$P = -131.31 N/m^2 = -13.40 kg/m^2 \text{ (Succión)}$$

La tabla 17 indica las cargas de viento tanto en barlovento como en sotavento para cada nudo del arco, es decir las cargas van variando según su grado de inclinación.

	CARGA kg/m	NUDO	ANGULO GRADOS	ANGULO RADIANES	Wy(kg/m)	Wx(kg/m)	CARGA PUNTUAL "Y"	CARGA PUNTUAL "X"
PRESIÓN	21.29	1	30	0.523600000	18.44	10.65	55.31	31.94
		2	28	0.488693333	18.80	10.00	56.39	29.99
		3	26	0.453786667	19.14	9.33	57.41	28.00
		4	24	0.418880000	19.45	8.66	58.35	25.98
		5	22	0.383973333	19.74	7.98	59.22	23.93
		6	19	0.331613333	20.13	6.93	60.39	20.79
		7	17	0.296706667	20.36	6.22	61.08	18.67
		8	15	0.261800000	20.56	5.51	61.69	16.53
SUCCIÓN	-22.11	9	12	0.209440000	-21.63	-4.60	-64.88	-13.79
		10	11	0.191986667	-21.70	-4.22	-65.11	-12.66
		11	8	0.139626667	-21.89	-3.08	-65.68	-9.23
		12	6	0.104720000	-21.99	-2.31	-65.97	-6.93
		13	3	0.052360000	-22.08	-1.16	-66.24	-3.47
		14	1	0.017453333	-22.11	-0.39	-66.32	-1.16
		15	0	0.000000000	-22.11	0.00	-66.33	0.00
		16	1	0.017453333	-22.11	-0.39	-66.32	-1.16
		17	3	0.052360000	-22.08	-1.16	-66.24	-3.47
		18	6	0.104720000	-21.99	-2.31	-65.97	-6.93
		19	8	0.139626667	-21.89	-3.08	-65.68	-9.23
		20	11	0.191986667	-21.70	-4.22	-65.11	-12.66
		21	12	0.209440000	-21.63	-4.60	-64.88	-13.79
		22	15	0.261800000	-21.36	-5.72	-64.07	-17.17
		23	17	0.296706667	-21.14	-6.46	-63.43	-19.39
		24	19	0.331613333	-20.91	-7.20	-62.72	-21.59
		25	22	0.383973333	-20.50	-8.28	-61.50	-24.85
		26	24	0.418880000	-20.20	-8.99	-60.60	-26.98
		27	26	0.453786667	-19.87	-9.69	-59.62	-29.08
		28	28	0.488693333	-19.52	-10.38	-58.57	-31.14
		29	30	0.523600000	-19.15	-11.06	-57.44	-33.17

Tabla 17: Cargas nodales de viento para la estructura tipo arco.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

4.2.6.4 Carga por Sismo

La norma que rige en el Ecuador para el diseño sismo resistente es la NEC_SE_DS-2014 para peligro sísmico, extraída de Norma Ecuatoriana de la Construcción.

El método de cálculo a utilizar es por análisis modal espectral contenido en el capítulo 6 de la NEC_SE_DS-2014 y descrito en el capítulo III de este documento.

Antes de empezar con el análisis, es necesario establecer ciertas características geográficas de emplazamiento de la estructura, en este caso las características de la ciudad de Cuenca específicamente en el sector de Narancay. Para lo cual se tiene:

- Zona sísmica: II (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1)
- Región sísmica: Sierra, Esmeraldas y Galápagos (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)
- Tipo de Suelo: D (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1)

Una vez establecidas las características del lugar de emplazamiento, se procede a establecer las características del sistema estructural, es decir parámetros que van relacionados directamente con la forma o geometría de la estructura, entre las cuales están:

- R_X : Factor de reducción (X) = 8.00 (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)
- R_Y : Factor de reducción (Y) = 8.00 (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)
- ϕ_P : Coeficiente de regularidad en planta = 1.00 (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)
- ϕ_E : Coeficiente de regularidad en elevación = 1.00 (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)
- **Geometría en altura:** Regular (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3)

La importancia de la obra se basa netamente en los fines ocupacionales que va a tener la estructura, en este caso un mercado el cual albergará una cantidad significativa de personas, por lo que se la ha incluido en el grupo de estructuras de ocupación especial, el mismo que tiene un coeficiente de importancia igual a:

$$I = 1.3 \quad (\text{NEC-SE-DS 2014, 4.1})$$

La acción sísmica se analiza en los dos ejes del plano cartesiano, tanto en el eje x-x como en el eje y-y. Para el periodo fundamental de vibración de la estructura T, se aplica la siguiente fórmula:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

De la tabla 12 se obtiene los valores de $C_t = 0.073$ y de $\alpha = 0.75$ para una estructura arriostrada y la altura de la cubierta es de 10 metros aproximadamente, entonces se tiene que:

$$T = 0.073 * 10^{0.75}$$

$$T = 0.411$$

El valor de T_c sería:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Como se indicó anteriormente los valores de F_a , F_d , y F_s , se definen basándose específicamente en el tipo de suelo y la zona sísmica. Para una zona sísmica II y un suelo tipo D, se tiene:

$$F_a = 1.4 \quad \text{(Tabla 9)}$$

$$F_d = 1.45 \quad \text{(Tabla 10)}$$

$$F_s = 1.06 \quad \text{(Tabla 11)}$$

Entonces:

$$T_c = 0.55 * 1.06 * \frac{1.45}{1.4}$$

$$T_c = 0.60$$

El valor de T_o sería:

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Reemplazando los datos se tiene:

$$T_o = 0.10 * 1.06 * \frac{1.45}{1.4}$$

$$T_o = 0.10$$

Concluyendo se tiene lo siguiente:

$$T_o \leq T \leq T_c$$

Entonces:

$$S_a = \eta * Z * F_a * I$$

Donde:

$$\eta = 2.48$$

$$Z = 0.25 \quad (\text{Tabla 7})$$

$$F_a = 1.40$$

$$I = 1.3 \quad (\text{Tabla 6})$$

Aplicando la formula se tiene:

$$S_a = 2.48 * 0.25 * 1.4 * 1.3$$

$$S_a = 1.13 = S_{ae}$$

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente ($R \cdot \phi_P \cdot \phi_E$) correspondiente a cada dirección de análisis. Entonces el espectro de diseño de aceleraciones es igual a:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R \phi_P \phi_E}$$

Donde:

$$R_x = \text{Factor de reducción (X)} = 8.00 \quad (\text{Tabla 13})$$

$$R_y = \text{Factor de reducción (Y)} = 8.00 \quad (\text{Tabla 13})$$

$$\phi_P = \text{Coeficiente de regularidad en planta} = 1.00 \quad (\text{Tabla 14})$$

$$\phi_E = \text{Coeficiente de regularidad en elevación} = 1.00 \quad (\text{Tabla 14})$$

Luego:

$$S_a = \frac{1.13}{8 * 1 * 1}$$

$$S_a = 0.141$$

Finalmente de CYPE 3D se obtiene los siguientes espectros de diseño tanto en el eje x-x como en el eje y-y:

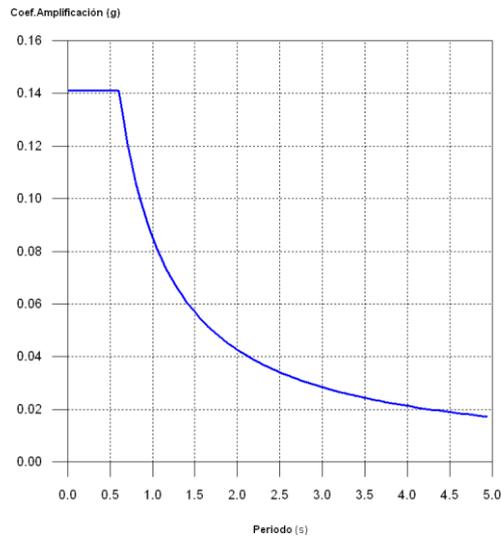


Figura 54: Espectro de diseño según X.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

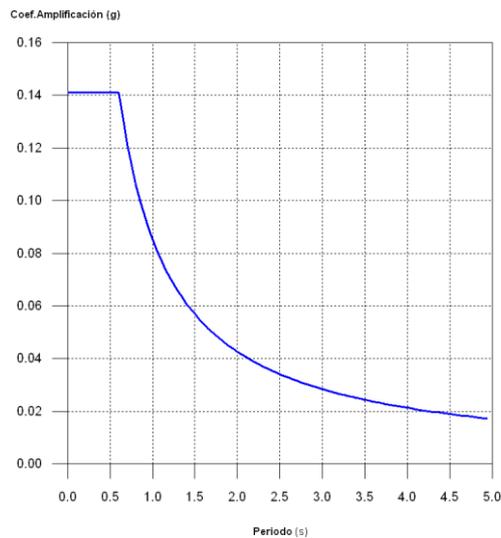


Figura 55: Espectro de diseño según Y.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.7 Espectro de Cálculo

4.2.7.1 Espectro elástico de aceleraciones

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.128 g., como se puede observar en la siguiente figura del espectro elástico de aceleraciones.

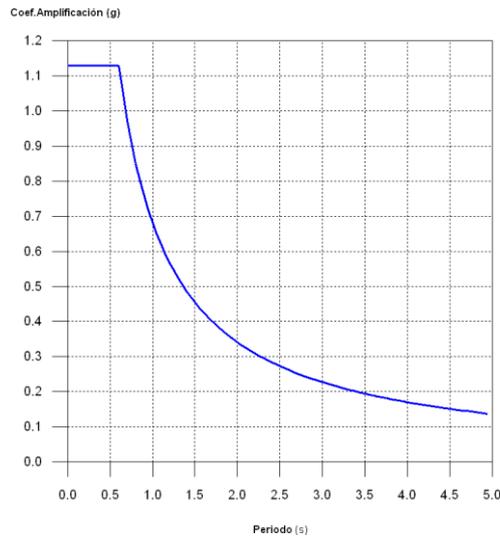


Figura 56: Espectro elástico de aceleraciones.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.8 Mayorización de Cargas

Para esta parte correspondiente a la combinación de cargas, se hace un análisis dinámico con todas las combinaciones de cargas establecidas por la NEC y la AISC 360-10, de manera que se pueda elegir la combinación de carga que produzca la mayor cantidad de esfuerzos en la estructura.

Se utiliza la misma nomenclatura, en donde D es la carga muerta total, es decir la sumatoria de la cubierta más el peso propia de la viga, en este caso 12.65 kg/m, en el segundo término se escoge el valor de 70 kg/m² y de 100 kg/m² que sería el peor de los casos según los ángulos de la cubierta, y el tercer término se toma 0.5 de la presión del viento.

Cada término será afectado por la correspondiente área de aporte, en este caso 1.65 metros para obtener la carga por metro lineal. Para este cálculo se toman también en cuenta los efectos de flexión oblicua, incluso con más razón por las altas pendientes que se dan en algunas partes de la geometría de la estructura, es por esta razón por la que se optó como correa una geometría cuadrada, de manera que la inercia en ambos ejes sea la misma y su comportamiento en las pendientes altas sea el más óptimo.

Para el modelamiento en CYPE 3D, también hay que establecer ciertos parámetros adicionales que también incluye la NEC-2014, entre los cuales se tiene el factor de sobrecarga de uso que este caso sería 0, ya que este factor lo único que hace es elevar la carga viva, lo que no es necesario ya que se está trabajando con cargas normadas y para el análisis dinámico se establece las cargas reales con las que va a trabajar la estructura, otro parámetro es el factor multiplicador del espectro, que es igual a 1, es decir que no se minoriza el cálculo del espectro. Las combinaciones serían, para el estado límite último de rotura del acero laminado:

Comb.	PP	D	L	Wx	Wy	Ex	Ey
1	1.400	1.400					
2	1.200	1.200					
3	1.200	1.200	1.600				
4	1.200	1.200	1.600	0.500			
5	1.200	1.200	1.600		0.500		
6	1.200	1.200		1.000			
7	1.200	1.200	0.500	1.000			
8	1.200	1.200			1.000		
9	1.200	1.200	0.500		1.000		
10	1.200	1.200				-1.000	
11	1.200	1.200				1.000	
12	1.200	1.200					-1.000
13	1.200	1.200					1.000
14	0.900	0.900					
15	0.900	0.900		1.000			
16	0.900	0.900			1.000		
17	0.900	0.900				-1.000	
18	0.900	0.900				1.000	
19	0.900	0.900					-1.000
20	0.900	0.900					1.000

Tabla 18: Combinaciones de carga para E.L.U. de rotura de acero laminado.

Fuente: CYPE 3D.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Para el análisis de desplazamientos son:

Comb.	PP	D	L	Wx	Wy	Ex	Ey
1	1.000	1.000					
2	1.000	1.000	1.000				
3	1.000	1.000		1.000			
4	1.000	1.000	1.000	1.000			
5	1.000	1.000			1.000		
6	1.000	1.000	1.000		1.000		
7	1.000	1.000				-1.000	
8	1.000	1.000	1.000			-1.000	
9	1.000	1.000				1.000	
10	1.000	1.000	1.000			1.000	
11	1.000	1.000					-1.000
12	1.000	1.000	1.000				-1.000
13	1.000	1.000					1.000
14	1.000	1.000	1.000				1.000

Tabla 19: Combinaciones de carga análisis de desplazamientos.

Fuente: CYPE 3D.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Donde:

PP= Peso propio

D = Carga muerta

L = Sobrecarga de uso o carga viva

W_x= Viento x

W_y= Viento y

E_x = Sismo x

E_y = Sismo y

4.2.9 Modelación Computarizada

Antes de empezar la modelación, es necesario recordar que se establece dos galpones idénticos para cubrir el área que requiere la Plataforma Itinerante de

Narancay (fig.57). Para el modelamiento y cálculo estructural se trabajará analizando solamente un galpón, ya que al ser idénticos ambos quedarán con la misma configuración.

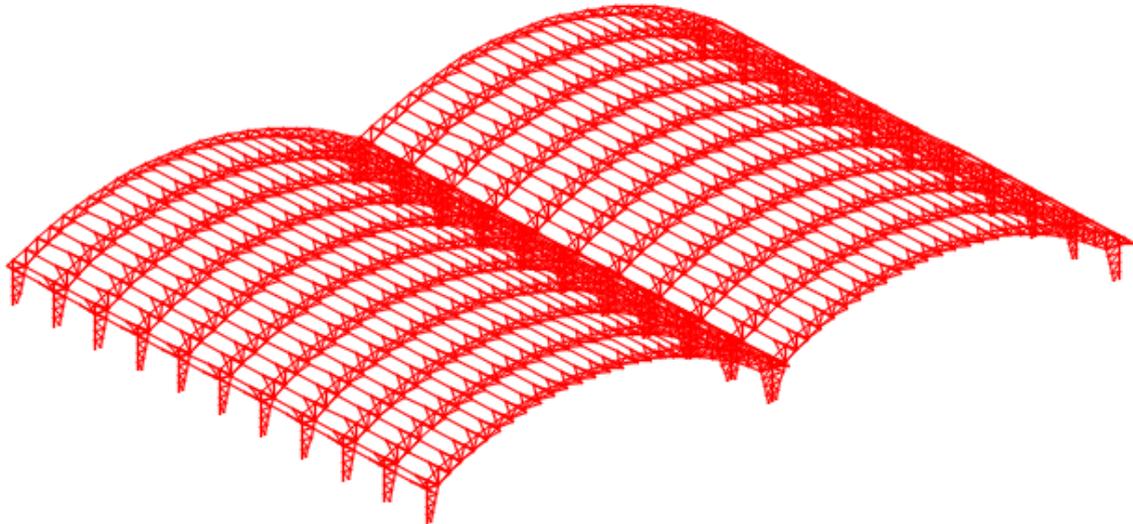


Figura 57: Galpones tipo arco propuestos para cubrir el área completa requerida.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

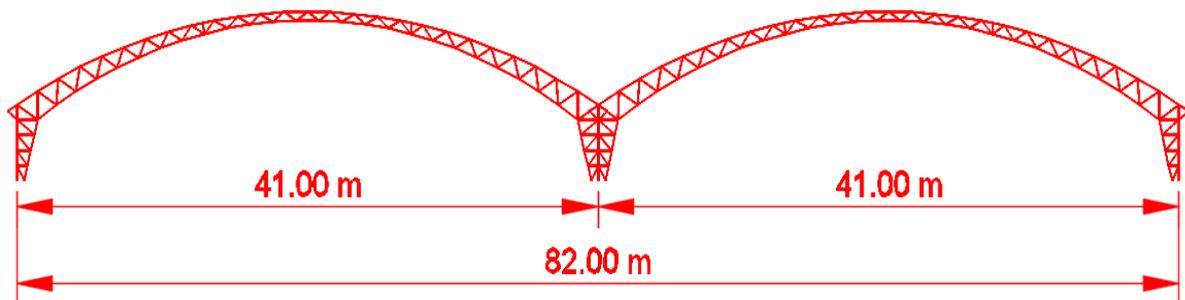


Figura 58: Luz individual y total de servicio de los galpones tipo arco.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

Para la modelación por medio de software informáticos se ha utilizado CYPE 3D, como se indicó anteriormente, ya que es una herramienta de cálculo, que ayuda en el análisis y diseño de la estructura de manera que se puedan agilizar los procesos de estudio de la cubierta y la obtención de resultados, por lo que se ha visto pertinente redactar el proceso simplificado de este programa para el cálculo de la estructura propuesta.

Luego de haber establecido la geometría final de la estructura, sus características y las cargas a utilizar, entre otras, se procede a la modelación estructural en la cual el programa pide el ingreso de ciertos datos específicos para la primera parte, para ello se crea un nuevo trabajo (fig.59):

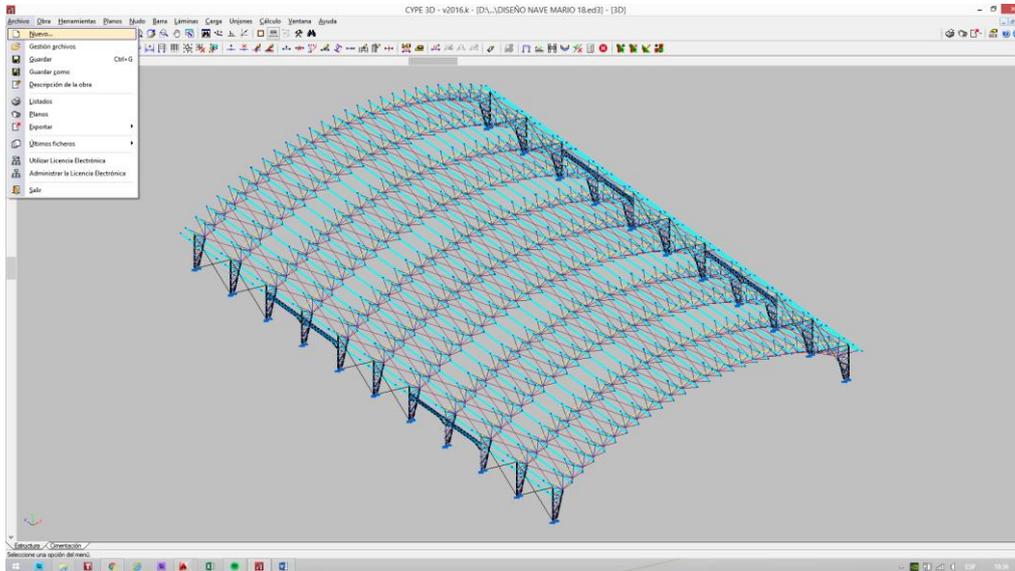


Figura 59: Creación de nuevo proyecto en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

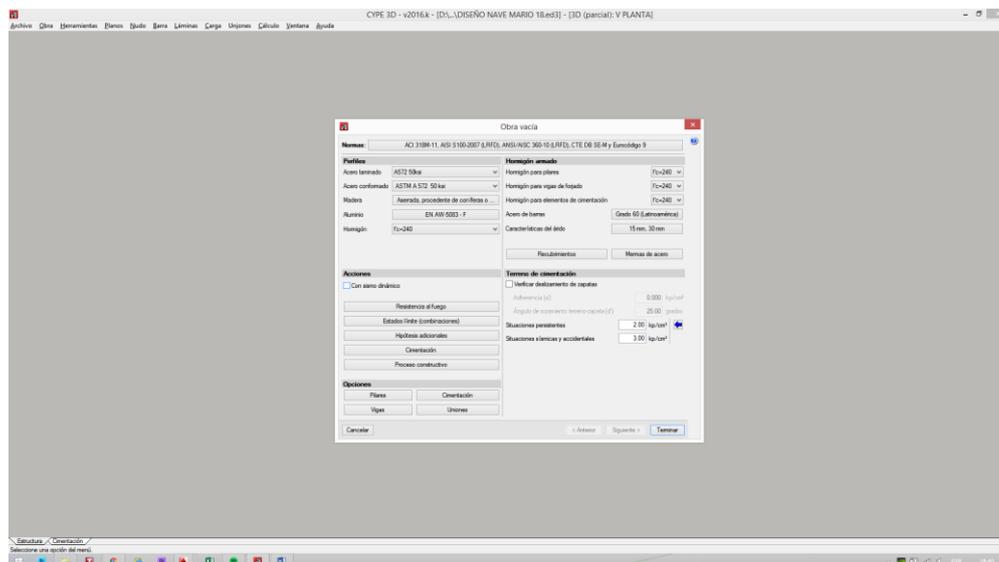


Figura 60: Asignación de los materiales a utilizar en el cálculo mediante CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Otro punto importante, es la elección de los elementos a utilizar, es decir en este caso el acero ASTM A-500 Gr. C, ASTM A572 Gr. 50 y una resistencia del hormigón de 240 kf/cm² como los más importantes tal como se puede observar en la figura 60.

Luego configuramos las normas a aplicar dentro del proceso de cálculo (fig.61), entre las cuales se tiene, como ya se había mencionado antes: ANSI/AISC 360-10 (LRFD), NEC-2014 y ACI 318-11.

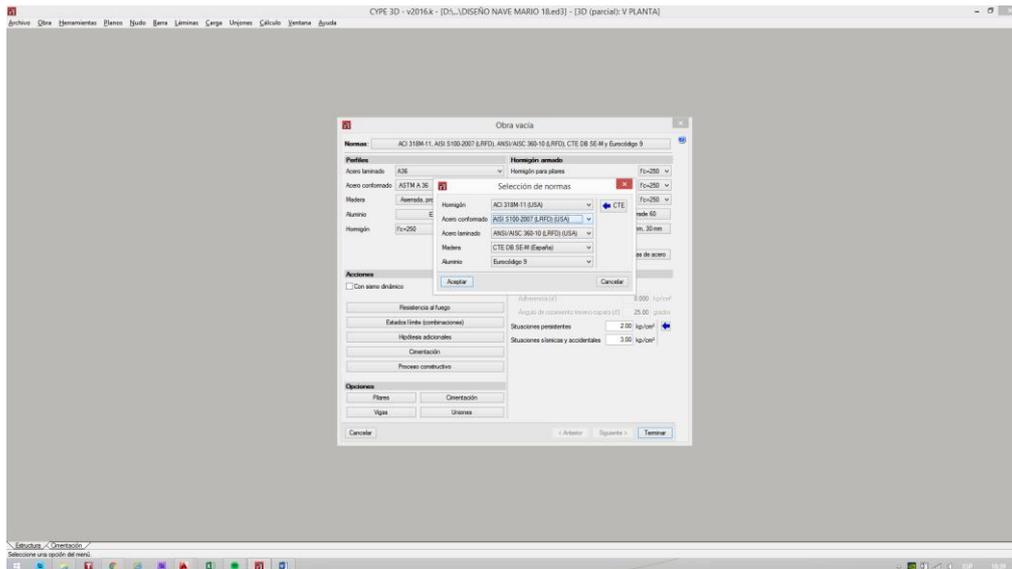


Figura 61: Asignación de normas a utilizar en el cálculo mediante CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Luego se tiene un resumen de datos geométricos y geográficos de la zona de emplazamiento de la estructura obtenidos de la norma NEC_SE_DS 2016 par peligro sísmico, entre los cuales están:

- **Zona Sísmica = II**
- **Z = 0.25**
- **R = 8.00**
- **I = 1.30**
- **$\phi_P = 1.00$**
- **$\phi_E = 1.00$**
- **Perfil de Suelo = D**
- **Fa = 1.40**
- **Fd = 1.45**
- **FS = 1.06**
- **r = 1.00**
- **$\eta = 2.48$**
- **Ct = 0.072**
- **$\alpha = 0.80$**

Establecidos estos datos se tiene la siguiente ventana indicada en la siguiente figura:

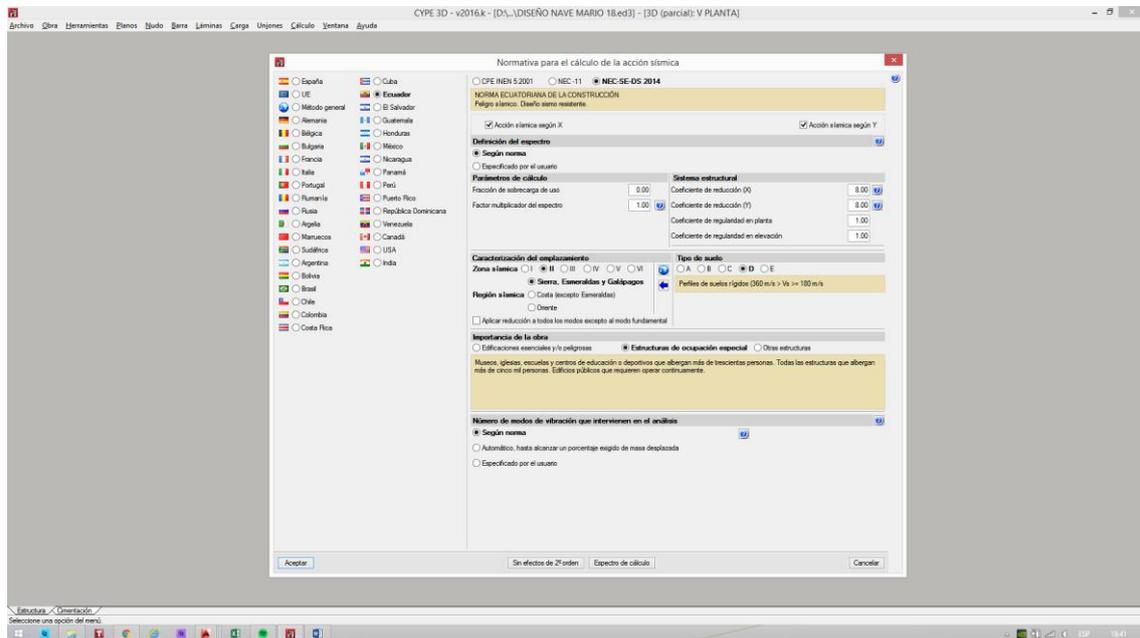


Figura 62: Asignación de datos para el cálculo sísmico en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

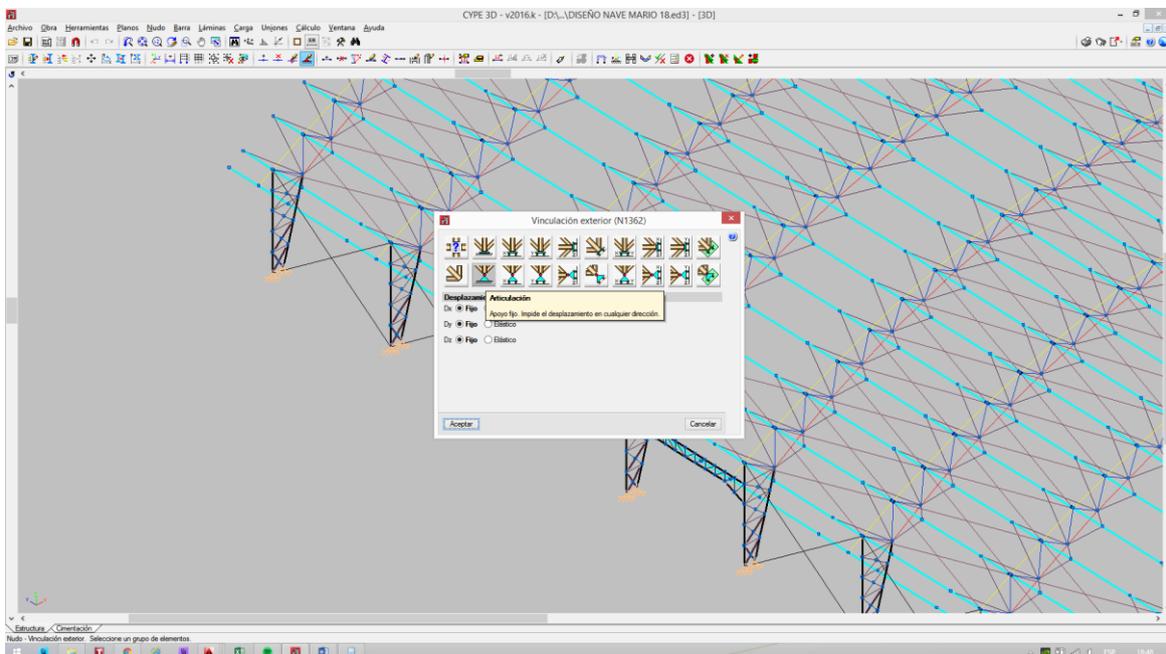


Figura 63: Elección del tipo de apoyo para las columnas en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Luego de una serie de procedimientos además de los ya descritos anteriormente, se llega a la designación de los tipos de apoyo, que son muy importantes dentro del análisis de la estructura, ya que se la considera como articulada, para lo cual se elige apoyos articulado en las columnas (fig.63).

Se asigna a los elementos correspondientes el tipo de perfil a utilizar (fig.64):

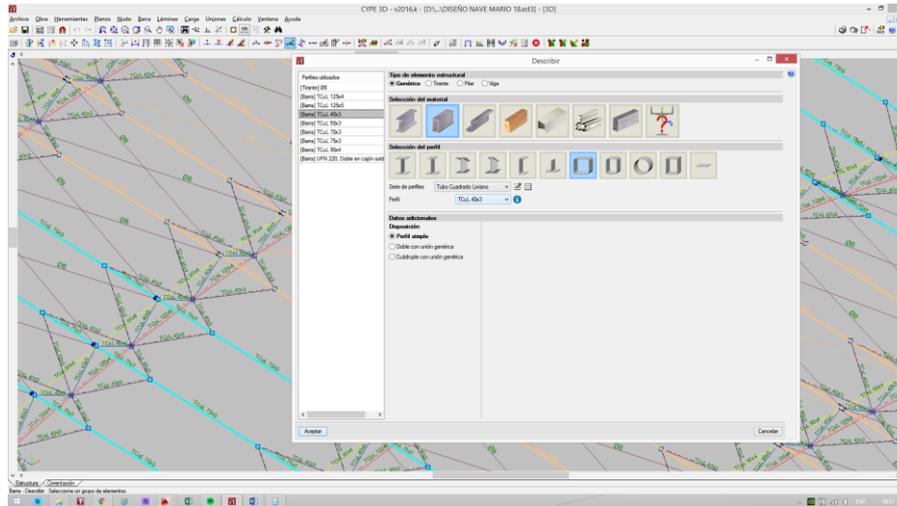


Figura 64: Asignación del tipo de perfil utilizado para la conformación de la estructura en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

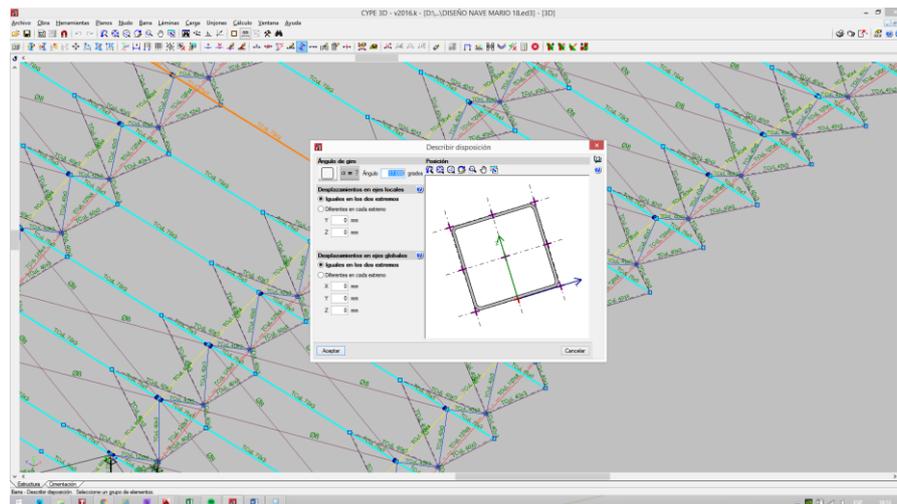


Figura 65: Asignación del ángulo para los elementos de la estructura conforme a la geometría del arco en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Al ser una estructura en forma de arco, las pendientes son diferentes en toda su longitud, por lo que se designa el ángulo de inclinación que le corresponde a cada elemento como se puede observar en la figura 65.

Las correas estarán expuestas a efectos de flexión oblicua, es decir existirá flexión tanto en el eje x-x como en el eje y-y, siendo este último el más débil en ciertos perfiles estructurales comúnmente utilizados como las correas en G. Por esta razón se ha visto conveniente utilizar tubos estructurales cuadrados de manera que al tener la misma inercia en ambos ejes, se reduzcan los esfuerzos y por ende la sección del elemento.

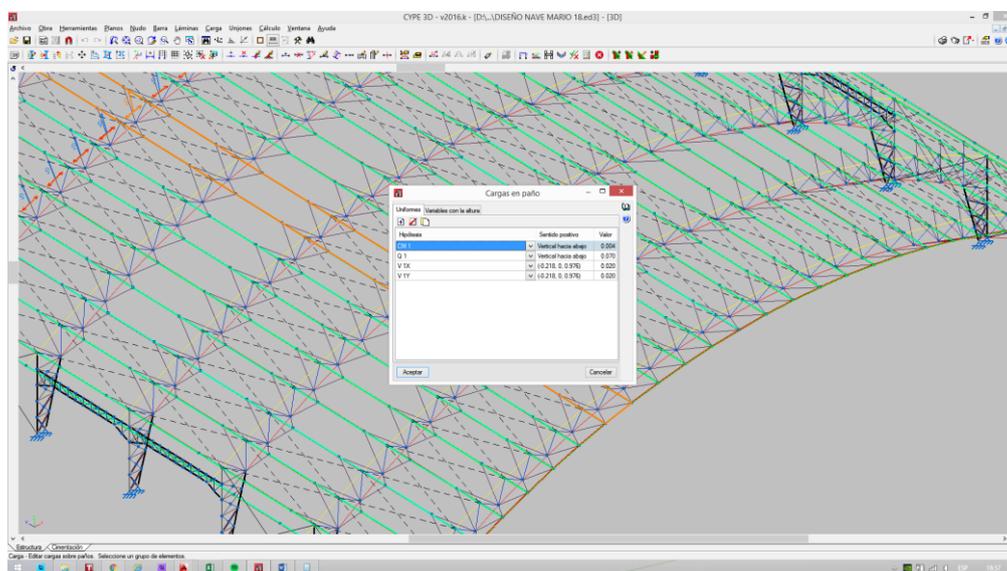


Figura 66: Introducción de las cargas a ser utilizadas para el cálculo de la estructura tipo arco en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Realizados una serie de pasos, se llega a la parte de establecer las cargas (fig.66), las cuales han sido obtenidas con anterioridad, es importante recalcar que las cargas se han introducido mediante paños o paneles y directamente sobre las correas, la cual es una de las opción que da el programa, verificando siempre las condiciones más desfavorables que pueda presentar cualquiera de las dos.

Como se indicó en el análisis de la cercha a dos aguas, los elementos que conforman la estructura se los considera como biarticulados, por lo que su coeficiente de pandeo

es 1.00 obtenido de la figura 36, por lo que se designa tanto las características a utilizar para cálculos de pandeo (fig.67) y pandeo lateral(fig.68).

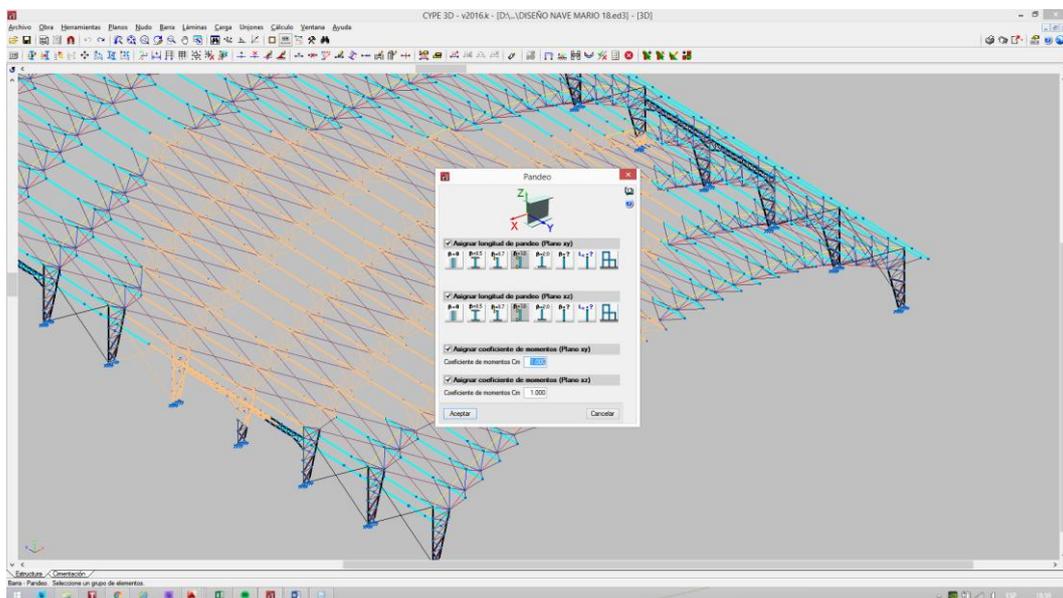


Figura 67: Asignación del tipo de conexión de los elementos de la cubierta en arco para efectos de pandeo en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

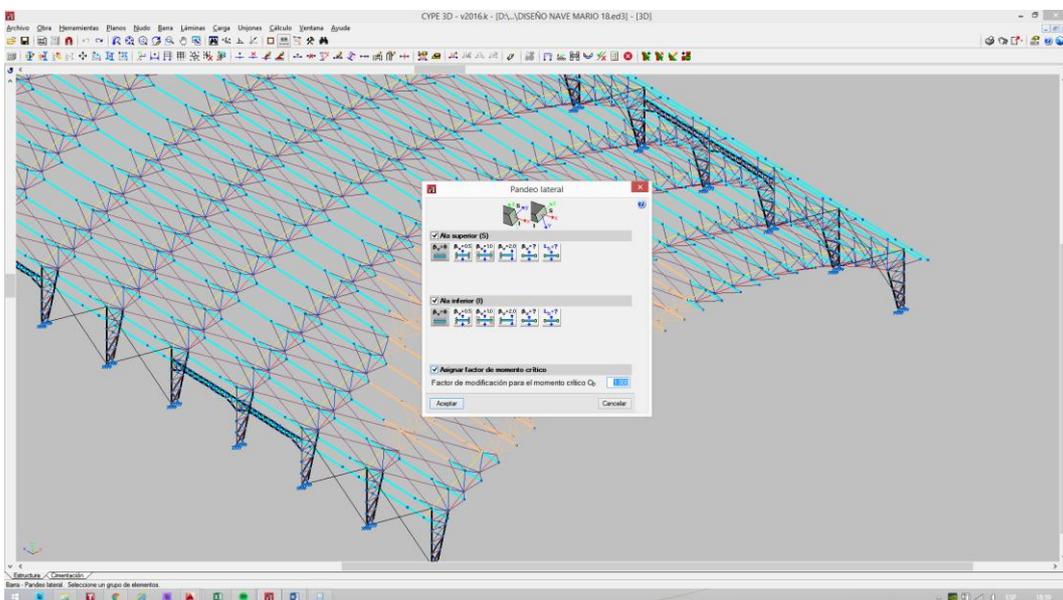


Figura 68: Asignación del tipo de conexión de los elementos de la cubierta en arco para efectos de pandeo lateral en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Luego de esta sistematización de procesos, se puede dar la orden al programa de calcular la estructura (fig. 69), verificando las comprobaciones E.L.U. (estado límite último) en todos los elementos que conforman la estructura (fig.70).

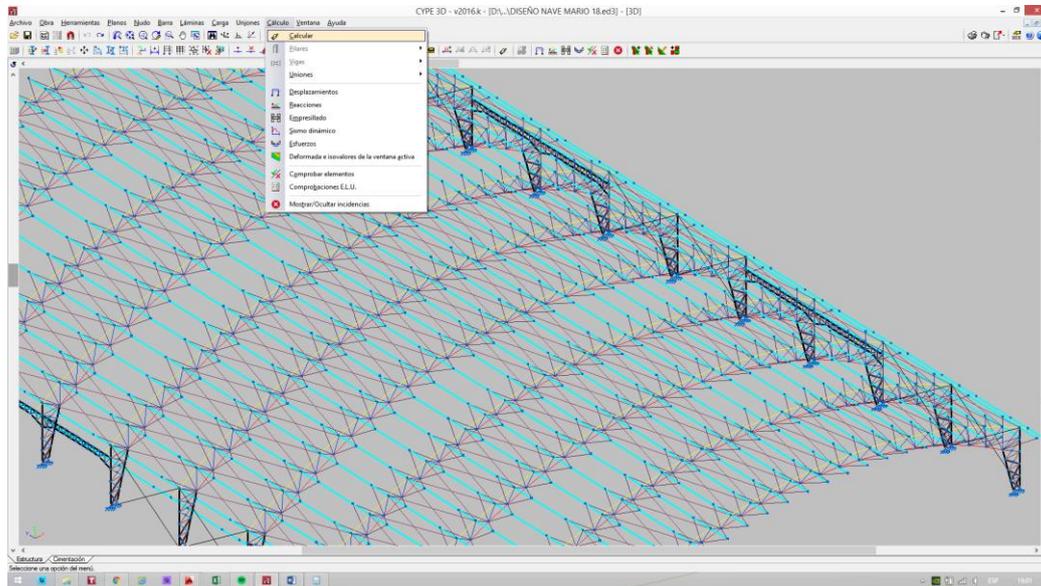


Figura 69: Asignación de la orden de calcular la estructura tipo arco en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

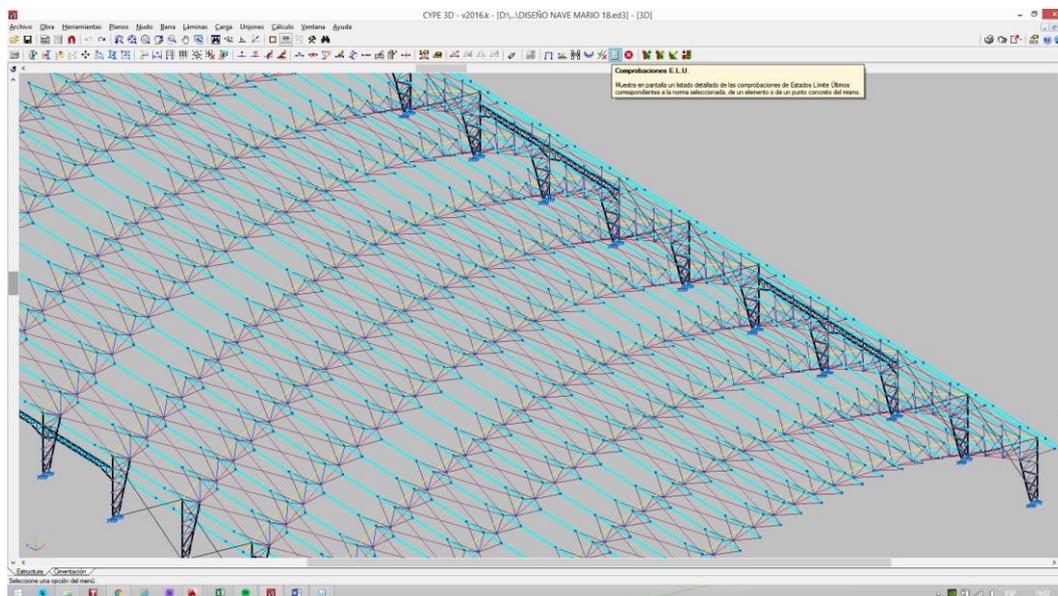


Figura 70: Asignación de la opción de comprobaciones E.L.U. para cada elemento que conforme la estructura tipo arco en CYPE 3D-2016.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

La forma de saber si los elementos cumplen con las condiciones LRFD, es si están de color verde (fig.71), en caso de que aparezca algún elemento con el color rojo es indicativo de que no está cumpliendo con una o varias condiciones del método antes mencionado.

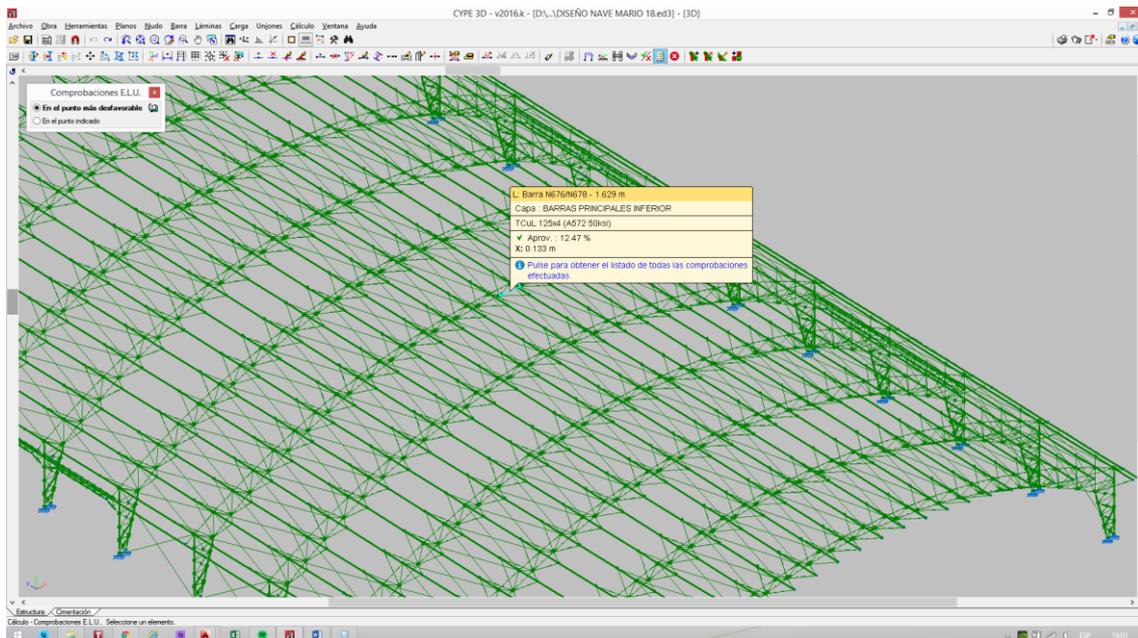


Figura 71: Opción óptica del programa CYPE 3D-2016 para saber cuál de los elementos no cumplen con una o varias condiciones LRFD.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Ingresados los datos, inmediatamente se puede obtener el espectro elástico de aceleraciones, en el cual se puede observar que el valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.128 g. (fig.72).

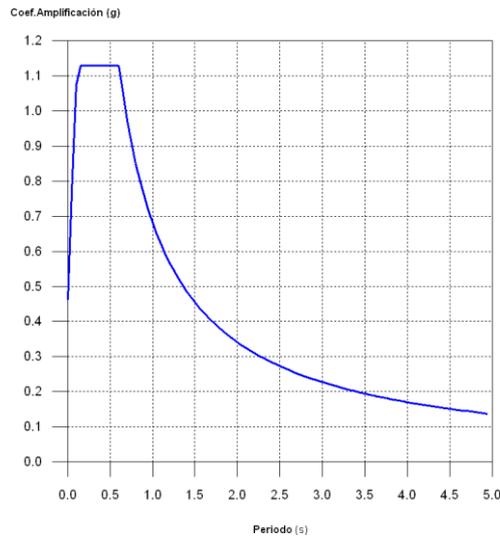


Figura 72: Espectro elástico de aceleraciones

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.10 Cálculo de Elementos

Para el desarrollo de esta parte, se utiliza el método ANSI/AISC 7-10 (LRFD) para la comprobación de todos los elementos a efectos de: tracción, compresión, flexión, corte, esfuerzos combinados y torsión según corresponda. Es importante mencionar que el acero a utilizar es el ASTM A-500 Gr. C, conformado por tubos cuadrados estructurales, y perfiles UPN ASTM A-572 Gr. 50, ambos con un límite elástico de 3516.82 kg/cm², a diferencia de los tensores que son cables de acero de refuerzo que cumplen con las normas ASTM A-706 con un límite elástico de 4200 kg/cm², esto como referencia para diferenciar las características de cada elemento dentro del cálculo.

Para este análisis se ha extraído un elemento de cada uno que conforma la estructura final, para diferentes condiciones de servicio, es decir diferente ubicación y sección, según la estructura planteada, procurando que sea en las condiciones más desfavorables. El cálculo realizará siguiendo los procedimientos LRFD para estructuras de metal.

4.2.10.1 Correas

En estos elementos, se notará que los mayores esfuerzos se presentan para efectos de flexión y para torsión. Se plantea un tubo estructural cuadrado de 75x3 mm con las siguientes características:

	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N119	N30	3.000	8.41	71.50	71.50	114.45
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β	1.00	1.00	0.00	0.00			
L _K	3.000	3.000	0.000	0.000			
C _b	-		1.000				
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Tabla 20: Características del tubo estructural utilizado como correa.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

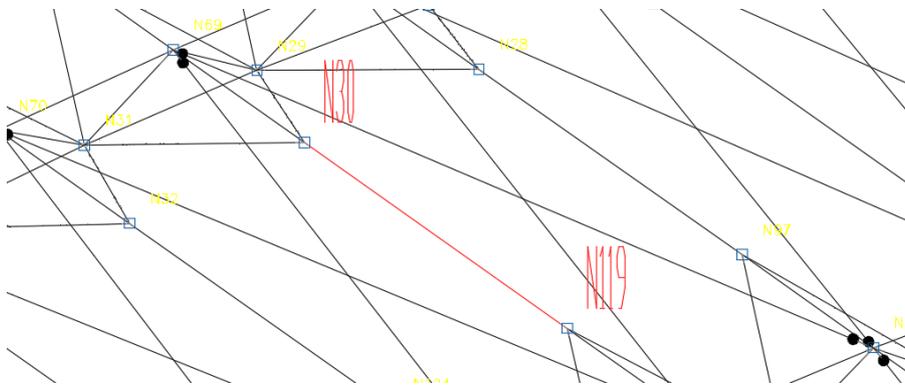


Figura 73: Ubicación de la correa.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Resistencia a Tracción

Para los efectos a tracción se sigue los procedimientos establecidos en el capítulo D de la Norma AISC 360-10 (LRFD), los cuales proceden de la siguiente manera:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

Donde:

η = Coeficiente de aprovechamiento (%)

P_r = Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

P_c = Resistencia de diseño a tracción

El axial de tracción para cálculo en condiciones desfavorables P_r se produce en un punto situado a una distancia de 1.915 m del nudo N119, para la combinación de hipótesis 0.9·PP+0.9·D+Ey.

Se tiene que:

$$P_r = 306.00 \text{ kg}$$

El cálculo de P_c se obtiene de la siguiente manera:

$$P_c = \phi_t P_n$$

Donde:

ϕ_t = Factor de resistencia a tracción, tomado como 0.90

P_n = Resistencia nominal a tracción

Para obtener P_n , se aplica de la siguiente fórmula:

$$P_n = F_y A$$

Donde:

F_y = Límite elástico mínimo especificado

A = Área bruta de la sección de la barra

Entonces aplicando la fórmula se tiene que:

$$P_n = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 8.41 cm^2 = 29576.46 kg$$

Luego:

$$P_c = 0.90 * 29576.46 = 26618.81 kg$$

Finalmente se tiene que:

$$\eta_T = \frac{306.00 kg}{26618.81 kg} = \leq 1$$

$$\eta_T = 0.011$$

Cumple

Limitación de Esbeltez para Compresión

Para los efectos a tracción se adopta los procedimientos establecidos en el capítulo E de la Norma AISC 360-10 (LRFD).

En las notas de usuario de la sección E2 de dicha norma, se encuentra que la esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es de 200. Luego, para el cálculo de la esbeltez se tiene:

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

Donde:

λ = Coeficiente de esbeltez

l = Longitud de la barra

K = Factor de longitud efectiva = 1.00

r = Radio de giro mínimo

Para el cálculo de r se tiene que:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Donde:

I_y = Momento de inercia respecto al eje y-y

A = Área total de la sección transversal de la barra

Aplicando la fórmula para obtener el radio:

$$r_y = \sqrt{\frac{71.50 \text{ cm}^4}{8.41 \text{ cm}^2}} = 2.92 \text{ cm}$$

Luego:

$$\lambda = \frac{1.00 * 300 \text{ cm}}{2.92 \text{ cm}} = 103$$

Resistencia a Compresión

Para el cálculo de la resistencia a la compresión, todos los elementos analizados deben cumplir con las especificaciones LRFD que se exponen en el capítulo E de la Norma AISC 360-10. El cálculo a compresión debe cumplir con la siguiente condición:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

Donde:

P_r = Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD = 624.00 kg.

P_c = Resistencia de diseño a compresión

El axial de compresión para cálculo en condiciones desfavorables P_r , se produce en un punto situado a una distancia de 1.098 m del nudo N119, para la combinación de hipótesis 1.2PP+1.2D+1.6L

Para el cálculo de P_c se tiene:

$$P_c = \phi_t P_n$$

ϕ_t = Factor de resistencia a compresión, tomado como 0.90

P_n = Resistencia nominal a compresión

Hay que tener en cuenta que la resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos, esto según los estados límite que se encuentran en el capítulo E de la norma AISC 360-10.

P_n , se lo obtiene de la siguiente fórmula:

$$P_n = F_{cr}A$$

Donde:

F_{cr} = Tensión de pandeo por flexión

A = Área bruta de la sección de la barra

Es importante recalcar que para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos, se procede conforme se expone en el capítulo E, en la sección E3-A de la AISC 360-10.

Se tiene que cuando $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$, la fórmula para el cálculo de F_{cr} es la siguiente:

$$F_{cr} = [0.658^{\frac{F_y}{F_e}}]F_y$$

Donde:

F_y = Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

F_e = Tensión crítica elástica de pandeo

El valor de F_e se obtiene de la siguiente manera:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left[\frac{KL}{r}\right]^2}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero = 2038735.98 kg/cm²

K = Factor de longitud efectiva = 1.00

l = Longitud de la barra

r = Radio de giro dominante

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I = Momento de inercia

A = Área total de la sección transversal de la barra

Los cálculos para obtener el radio de giro dominante se los tienen que realizar tanto en el eje x-x como en el eje y-y, entonces se tiene que los momentos de inercia en cada eje y su respectiva área son:

$$I_x = 71.50 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 71.50 \text{ cm}^4$$

$$A = 8.41 \text{ cm}^2$$

Luego, aplicando la fórmula se tiene:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{71.50 \text{ cm}^4}{8.41 \text{ cm}^2}} = 2.92 \text{ cm}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{71.50 \text{ cm}^4}{8.41 \text{ cm}^2}} = 2.92 \text{ cm}$$

Se obtiene dos valores, tanto en el eje x-x como en el eje y-y, así mismo, para la tensión crítica elástica de pandeo F_e se obtienen dos valores que son los siguientes:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * 2038735.98 \text{ kg/cm}^2}{\left[\frac{1.00 * 300 \text{ cm}}{2.92 \text{ cm}}\right]^2} = 1901.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * 2038735.98 \text{ kg/cm}^2}{\left[\frac{1.00 * 300 \text{ cm}}{2.92 \text{ cm}}\right]^2} = 1901.38 \text{ kg/cm}^2$$

El valor del pandeo por flexión es igual a:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{3516.82 \text{ kg/cm}^2}{1901.38 \text{ kg/cm}^2}\right] * 3516.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1621.58 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$P_n = 1621.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 8.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 13633.00 \text{ kg}$$

Entonces:

$$P_c = 13633.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.90 = 12269.00 \text{ kg}$$

Finalmente se puede comprobar la resistencia a compresión:

$$\eta_T = \frac{624.00 \text{ kg}}{12269.00 \text{ kg}} = 0.051$$

$$0.051 \leq 1$$

Cumple

Resistencia a Flexión

Para el cálculo de la resistencia a flexión se sigue los procedimientos del capítulo F de la norma AISC 360-10, cumpliendo con las especificaciones LRFD. El análisis se lo realiza tanto en el eje x-x como en el eje y-y.

Resistencia a Flexión en el eje x-x

Se comprueba la resistencia a flexión cumpliendo la siguiente condición:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

Donde:

M_r = Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

M_c = Resistencia de diseño a flexión

El momento flector para de cálculo en condiciones desfavorables, M_r se produce en un punto situado a una distancia de 2.124 m del nudo N119, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·D+1.6·L

Entonces para el cálculo de M_c se aplica la siguiente fórmula:

$$M_c = \phi_b M_n$$

Donde:

ϕ_b = Factor de resistencia a flexión = 0.90

M_n = La resistencia nominal a flexión

M_n es calculada según artículo 7, sección 1 de la AISC 360-10, la misma que es otorgada por el programa CYPE 3D directamente. La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F de la norma antes mencionada.

Entonces se tiene que para el cálculo a fluencia, M_n se determina mediante la siguiente fórmula:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

F_y = Límite elástico mínimo especificado

$Z_x =$ Módulo resistente plástico respecto al eje X = 23.34 cm³

Luego se tiene que:

$$M_n = M_p = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 23.34 cm^3 = 82082.58 kg \cdot cm = 821.00 kg \cdot m$$

Entonces:

$$M_c = 0.90 * 821.00 kg \cdot m = 739.00 kg \cdot m$$

Si $M_r = 357.00 kg \cdot m$, se procede a calcular la resistencia a flexión en el eje x-x:

$$\eta_M = \frac{357.00 kg \cdot m}{739.00 kg \cdot m} = 0.483$$

$$0.483 \leq 1$$

Cumple

Resistencia a Flexión en el eje y-y

Para el cálculo en el eje y-y se procede de la siguiente manera, comprobando que la resistencia a flexión cumpla con la siguiente condición:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} = \leq 1$$

El momento flector para de cálculo en condiciones desfavorables M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 2.957 m del nudo N119, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·D+1.6·L. Entonces se tiene que:

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

Donde:

$Z_y =$ Módulo resistente plástico respecto al eje Y = 23.34 cm³

Entonces:

$$M_n = M_p = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 23.34 cm^3 = 82082.58 kg \cdot cm = 821.00 kg \cdot m$$

Luego:

$$M_c = 0.90 * 821.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_c = 739.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Si $M_r = 30.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$, se procede a calcular la resistencia a flexión en el eje y-y:

$$\eta_M = \frac{30.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{739.00 \text{ kg} \cdot \text{m}} = 0.040$$

$$0.040 \leq 1$$

Cumple

Resistencia a Corte

Para el cálculo de la resistencia a corte se sigue los procedimientos del capítulo G de la norma AISC 360-10, cumpliendo con las especificaciones LRFD. El análisis se lo realiza tanto en el eje x-x como en el eje y-y.

Resistencia a Corte en el eje x-x

Para la comprobación de resistencia a corte, se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

Donde:

V_r = Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD = 20.00 kg

V_c = Resistencia de diseño a cortante

El esfuerzo cortante para cálculo en condiciones desfavorables V_r , se produce en un punto situado a una distancia de 2.957 m del nudo N119, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

El valor de V_c se obtiene de la siguiente manera:

$$V_c = \phi_v V_n$$

Donde:

ϕ_v = Factor de resistencia a cortante = 0.90

V_n se define según lo detallado en el Capítulo G, en la sección G-5, donde se expone que para tubos rectangulares, la resistencia nominal a cortante se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v$$

Donde:

F_y = Límite elástico mínimo especificado

C_v = Coeficiente de corte del alma

El valor de C_v se toma como valor de 1.00, por ser una figura simétrica según la sección G-2 del capítulo G de la norma AISC 360-10.

Luego se tiene que A_w viene dado por:

$$A_w = 2bt_f$$

Donde:

b = Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado = 6.316 cm

t_f = Espesor del ala = 0.3 cm

Entonces:

$$A_w = 2 * 6.316 \text{ cm} * 0.3 \text{ cm} = 3.79 \text{ cm}^2$$

Luego se tiene que V_n es igual a:

$$V_n = 0.6 * 3516.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3.79 \text{ cm}^2 * 1.00 = 7997.25 \text{ kg}$$

Entonces se tiene que:

$$V_c = 0.90 * 7997.25 \text{ kg} = 7197.52 \text{ kg}$$

Finalmente, reemplazando los datos obtenidos, se obtiene la comprobación a cortante:

$$\eta_v = \frac{20.00 \text{ kg}}{7197.52 \text{ kg}} = 0.003$$

$$0.003 \leq 1$$

Cumple

Resistencia a Corte en el eje y-y

Para el cálculo a corte en el eje y-y se procede de la siguiente manera, comprobando que la resistencia a flexión cumpla con la siguiente condición:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

El esfuerzo cortante para cálculo en condiciones desfavorables V_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.043 m del nudo N119, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L+0.5Wx

Luego se tiene que A_w es igual a:

$$A_w = 2ht_w$$

Donde:

h = Distancia libre entre alas menos el radio = 6.316 cm

t_w = 0.3 cm

Entonces:

$$A_w = 2 * 6.316 \text{ cm} * 0.3 \text{ cm} = 3.79 \text{ cm}^2$$

Si C_v es igual a 1.00, el valor de V_n es el siguiente:

$$V_n = 0.6 * 3516.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3.79 \text{ cm}^2 * 1.00 = 7997.25 \text{ kg}$$

Luego:

$$V_c = 0.90 * 7997.25 \text{ kg} = 7197.52 \text{ kg}$$

Finalmente se comprueba que cumpla la condición para la resistencia al corte, si $V_r = 558.00 \text{ kg}$ se tiene que:

$$\eta_v = \frac{558.00 \text{ kg}}{7197.52 \text{ kg}} = 0.078$$

$$0.079 \leq 1$$

Cumple

Esfuerzo Combinados y Torsión

Para el análisis de los efectos provocados por torsión, se sigue el capítulo H de la norma AISC 360-10. Para estos efectos, se tiene cumplir con la siguiente condición:

$$\eta \leq 1$$

Los esfuerzos para cálculo en condiciones desfavorables se producen en un punto situado a una distancia de 2.124 m del nudo N119, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

Se tiene que para:

$$\frac{P_r}{P_c} < 2$$

$$\frac{624.00 \text{ kg}}{12269.00 \text{ kg}} < 0.2$$

$$0.05 < 0.2$$

Si el resultado de esta división es menor a dos, el cálculo de η se lo obtiene mediante la siguiente fórmula, extraída de la sección H1-1b del capítulo H:

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)$$

Cada uno de los datos que conforman la fórmula anterior son otorgados directamente por el programa CYPE 3D, donde:

P_r = Resistencia a compresión requerida = 624.00 kg

P_c = Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E = 12269.00 kg

M_{rx} = Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte = 357.00 kg·m

M_{cx} = Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F = 739.00 kg·m

M_{ry} = Resistencia a flexión requerida en el eje débil = 15.00 kg·m

M_{cy} = Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F = 739.00 kg·m

Aplicando la fórmula se tiene que:

$$\eta = \frac{624.00 \text{ kg}}{2 * 12269.00 \text{ kg}} + \left(\frac{357.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{739.00 \text{ kg} \cdot \text{m}} + \frac{15.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{739.00 \text{ kg} \cdot \text{m}} \right) = 0.529$$

Entonces:

$$0.529 \leq 1$$

Cumple

En la siguiente tabla se encuentra el resumen de cumplimientos LRFD para este elemento:

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N119/N30	$\eta = 1.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 5.1$	x: 2.124 m $\eta = 48.3$	x: 2.957 m $\eta = 4.0$	x: 2.957 m $\eta = 0.3$	x: 0.043 m $\eta = 7.8$	x: 2.124 m $\eta = 52.9$	CUMPLE $\eta = 52.9$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Tabla 21: Resumen de cumplimientos LRFD para la correa.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.10.2 Elementos de Apoyo para Correas

Para estos elementos se propone un tubo estructural cuadrado de 40x3 mm con las siguientes características:

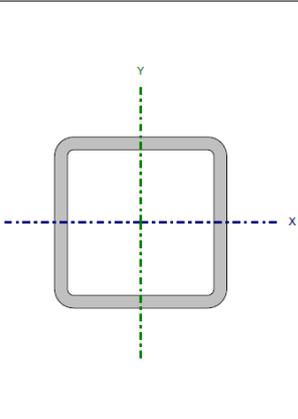
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
	N182	N183	1.785	4.28	9.56	9.56	15.66
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β	1.00	1.00	0.00	0.00			
L_k	1.785	1.785	0.000	0.000			
C_b	-		1.000				
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_k : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Tabla 22: Características del tubo estructural utilizado para apoyos de correas.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

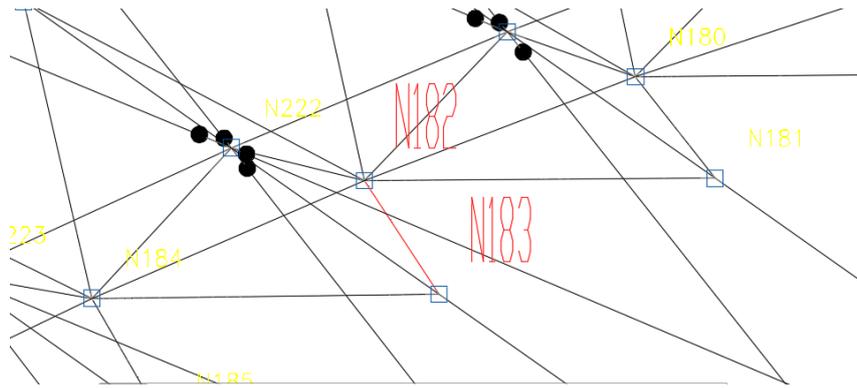


Figura 74: Ubicación del apoyo de correa.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Resistencia a Tracción

El axial de tracción para cálculo en condiciones desfavorables P_r se produce en un punto situado a una distancia de 1.710 m del nudo N182, para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot D + Wx$.

Entonces se tiene que:

$$P_n = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 4.28 cm^2 = 15051.99 kg$$

Luego:

$$P_c = 0.90 * 15051.99 kg = 13546.79 kg$$

El valor de P_r es:

$$P_r = 20.00 kg$$

Finalmente se tiene que:

$$\eta_T = \frac{20.00 kg}{13546.79 kg} = 0.001$$

$$0.001 \leq 1$$

Cumple

Limitación de Esbeltez para Compresión

Datos:

l = Longitud de la barra = 169.00 cm

K = Factor de longitud efectiva = 1.00

A = Área total de la sección transversal de la barra = 4.28 cm²

$I_x = I_y$ = Momento de inercia = 9.53 cm⁴

Aplicando la fórmula para obtener el radio se tiene:

$$r_y = \sqrt{\frac{9.53 \text{ cm}^4}{4.28 \text{ cm}^2}} = 1.49 \text{ cm}$$

Luego:

$$\lambda = \frac{1.00 * 169.00 \text{ cm}}{1.49 \text{ cm}} = 114$$

Resistencia a Compresión

El axial de compresión para cálculo en condiciones desfavorables P_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.032 m del nudo N182, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L+0.5Wx

Las tensiones críticas elásticas de pandeo F_e son:

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{\pi^2 * 2038735.98 \text{ kg/cm}^2}{\left[\frac{1.00 * 169.00 \text{ cm}}{1.49}\right]^2} = 1564.08 \text{ kg/cm}^2$$

Se tiene que cuando $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$, la fórmula para el cálculo de F_{cr} es la siguiente:

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

$$F_{cr} = 0.877 * 1564.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1371.70 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$P_n = 1371.70 \frac{kg}{cm^2} * 4.28 cm^2 = 5870.88 kg$$

Entonces:

$$P_c = 0.90 * 5870.88 kg = 5283.79 kg$$

Finalmente, con un valor de $P_r = 1526.00 kg$, se puede comprobar la resistencia a compresión:

$$\eta_T = \frac{1521.00 kg}{5283.79 kg} = 0.30$$

$$0.30 \leq 1$$

Cumple

Resistencia a Flexión

Resistencia a Flexión en el eje x-x

El momento flector para de cálculo en condiciones desfavorables, M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 1.722 m del nudo N182, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

Luego se tiene que:

$$M_n = M_p = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 6.17 cm^3 = 21698.78 kg \cdot cm = 217.00 kg \cdot m$$

Entonces:

$$M_c = 0.90 * 217.00 kg \cdot m = 195.00 kg \cdot m$$

Si $M_r = 22.00 kg \cdot m$, se procede a calcular la resistencia a flexión en el eje x-x:

$$\eta_M = \frac{22.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{195.00 \text{ kg} \cdot \text{m}} = 0.11$$

$$0.11 \leq 1$$

Cumple

Resistencia a Flexión en el eje y-y

El momento flector para de cálculo en condiciones desfavorables M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 1.722 m del nudo N182, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·D+1.6·L+0.5Wx. Entonces se tiene que:

$$M_n = M_p = 3516.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 6.17 \text{ cm}^3 = 21698.78 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 217.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Luego:

$$M_c = 0.90 * 217.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_c = 195.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Si $M_r = 2 \text{ kg} \cdot \text{m}$, se procede a calcular la resistencia a flexión en el eje y-y:

$$\eta_M = \frac{2.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{195.00 \text{ kg} \cdot \text{m}} = 0.012$$

$$0.012 \leq 1$$

Cumple

Resistencia a Corte

Resistencia a Corte en el eje x-x

El esfuerzo cortante para cálculo en condiciones desfavorables V_r , se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L+0.5Wx.

El valor de C_v se toma como 1.00

Entonces si $b = 3.102 \text{ cm}$ y $t_f = 0.30 \text{ cm}$, se tiene lo siguiente:

$$A_w = 2 * 3.102 \text{ cm} * 0.30 \text{ cm} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Luego se tiene que V_n es igual a:

$$V_n = 0.6 * 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 1.86 cm^2 * 1.00 = 3924.77 kg$$

Entonces se tiene que:

$$V_c = 0.90 * 3924.77 kg = 3532.29 kg$$

Finalmente, reemplazando los datos obtenidos, y si $V_r = 2.00 kg$ se obtiene la comprobación a cortante:

$$\eta_v = \frac{2.00 kg}{3532.29 kg} = 0.0006 = 0.001$$

$$0.001 \leq 1$$

Se toma el valor de 0.001 para η_v , por lo que el valor obtenido es demasiado bajo.

Resistencia a Corte en el eje y-y

El esfuerzo cortante para cálculo en condiciones desfavorables V_r , se produce en un punto situado a una distancia de 1.722 m del nudo N182, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

Se tiene que $h = 3.102 cm$ y $t_w = 0.3 cm$, luego se tiene que A_w es igual a:

$$A_w = 2 * 3.102 cm * 0.3 cm = 1.86 cm^2$$

Si C_v es igual a 1.00, el valor de V_n es el siguiente:

$$V_n = 0.6 * 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 1.86 cm^2 * 1.00 = 3924.77 kg$$

Luego:

$$V_c = 0.90 * 3924.77 kg = 3532.29 kg$$

Finalmente se comprueba que cumpla la condición para la resistencia al corte, con un valor de $V_r = 22.00 \text{ kg}$, se tiene que:

$$\eta_v = \frac{18.00 \text{ kg}}{3532.29 \text{ kg}} = 0.006$$

$$0.006 \leq 1$$

Cumple

Esfuerzo Combinados y Torsión

Para este cálculo se tienen los siguientes datos:

$$P_r = 1519.00 \text{ kg}$$

$$P_c = 5283.79 \text{ kg}$$

$$M_{rx} = 22.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{cx} = 195.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ry} = 2.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy} = 195.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Se tiene que para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$, la fórmula para el cálculo de η es la siguiente:

$$\eta = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)$$

Reemplazando los datos se tiene que:

$$\eta = \frac{1519.00 \text{ kg}}{5283.79.00 \text{ kg}} + \frac{8}{9} \left(\frac{22.00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{195.00 \text{ kg}\cdot\text{m}} + \frac{2.00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{195.00 \text{ kg}\cdot\text{m}} \right) = 0.43$$

Entonces:

$$0.43 \leq 1$$

Cumple

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P _t	λ _c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM _x M _y V _x V _y T	
N182/N183	N.P. ⁽¹⁾	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0.032 m η = 31.9	x: 1.722 m η = 11.0	x: 1.722 m η = 1.2	η < 0.1	x: 1.722 m η = 0.6	x: 1.722 m η = 42.7	CUMPLE η = 42.7
Notación: P _t : Resistencia a tracción λ _c : Limitación de esbeltez para compresión P _c : Resistencia a compresión M _x : Resistencia a flexión eje X M _y : Resistencia a flexión eje Y V _x : Resistencia a corte X V _y : Resistencia a corte Y PM _x M _y V _x V _y T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.									

Tabla 23: Resumen de cumplimientos LRFD para apoyo de correa.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.10.3 Entramado de Arco

En el análisis del elemento anterior se puede observar que los mayores esfuerzos son axiales y a torsión, esto se debe a que las cargas son nodales y todos los elementos se consideran doblemente articulados, por lo que de ahora en adelante, los elementos serán analizados solamente para estos efectos, en los cuales se puede verificar la resistencia de los materiales y su buen comportamiento estructural. Al final del análisis de cada elemento, se expondrá la tabla simplificada de los cumplimientos a los efectos antes mencionados y el resto de esfuerzos que no se consideraron para el análisis.

Para el entramado del arco se propone utilizar tubos estructurales cuadrados de 40x3 mm (tabla 24).

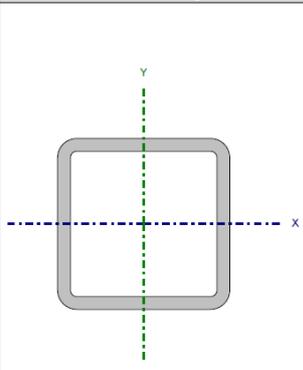
Perfil: TCuL 40x3 Material: Acero (A572 50ksi)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
		N1149	N1211	1.035	4.28	9.56	9.56
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		1.00	1.00	0.00	0.00	
	L _K		1.035	1.035	0.000	0.000	
	C _b		-		1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Tabla 24: Características del tubo estructural utilizado para entramado de los arcos.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

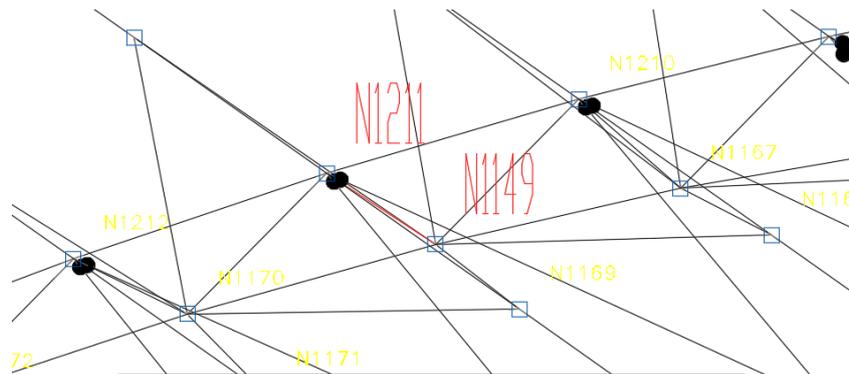


Figura 75: Ubicación del entramado de arco.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Resistencia a Tracción

El axial de tracción para cálculo en condiciones desfavorables P_r se produce en un punto situado a una distancia de 0.910 m del nudo N1149, para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot D + Wx$.

Entonces se tiene que:

$$P_n = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 4.28 cm^2 = 15051.99 kg$$

Luego:

$$P_c = 0.90 * 15051.99 kg = 13546.79 kg$$

El valor de P_r es:

$$P_r = 223.00 kg$$

Finalmente se tiene que:

$$\eta_T = \frac{223.00 kg}{13546.79 kg} = 0.016$$

$$0.016 \leq 1$$

Cumple

Limitación de Esbeltez para Compresión

Datos:

l = Longitud de la barra = 88.4 cm

K = Factor de longitud efectiva = 1.00

A = Área total de la sección transversal de la barra = 4.28 cm²

$I_x = I_y$ = Momento de inercia = 9.53 cm⁴

Aplicando la fórmula para obtener el radio se tiene:

$$r_y = \sqrt{\frac{9.56 \text{ cm}^4}{4.28 \text{ cm}^2}} = 1.49 \text{ cm}$$

Luego:

$$\lambda = \frac{1.00 * 88.4 \text{ cm}}{1.49 \text{ cm}} = 60$$

Resistencia a Compresión

El axial de compresión para cálculo en condiciones desfavorables P_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.028 m del nudo N1149, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

Las tensiones críticas elásticas de pandeo F_e son:

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{\pi^2 * 2038735.98 \text{ kg/cm}^2}{\left[\frac{1.00 * 88.4 \text{ cm}}{1.49}\right]^2} = 5716.48 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\frac{F_y}{F_e} < 2.25$, se tiene que F_{cr} es igual a:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{3516.82 \text{ kg/cm}^2}{5716.48 \text{ kg/cm}^2}\right] * 3516.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2718.45 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$P_n = 2718.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 4.28 \text{ cm}^2 = 11634.97 \text{ kg}$$

Entonces:

$$P_c = 0.90 * 11634.97 \text{ kg} = 10471.47 \text{ kg}$$

Finalmente, con un valor de $P_r = 3475.00 \text{ kg}$, se puede comprobar la resistencia a compresión:

$$\eta_T = \frac{3475.00 \text{ kg}}{10471.47 \text{ kg}} = 0.35$$

$$0.35 \leq 1$$

Cumple

Esfuerzo Combinados y Torsión

Para este cálculo se tienen los siguientes datos:

$$P_r = 3473.00 \text{ kg}$$

$$P_c = 10471.47 \text{ kg}$$

$$M_{rx} = 13.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{cx} = 195.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ry} = 1.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy} = 195.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Se tiene que $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$, reemplazando los datos se tiene que:

$$\eta = \frac{3473.00 \text{ kg}}{10471.47 \text{ kg}} + \frac{8}{9} \left(\frac{13.00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{195.00 \text{ kg}\cdot\text{m}} + \frac{1.00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{195.00 \text{ kg}\cdot\text{m}} \right) = 0.43$$

Entonces:

$$0.43 \leq 1$$

Cumple

La tabla 25 muestra el resumen de cumplimientos LRFD, donde se puede observar que este elemento tiene el 42.8 % de aprovechamiento.

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N1149/N1211	x: 0.91 m $\eta = 1.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0.028 m $\eta = 36.4$	x: 0.912 m $\eta = 6.9$	x: 0.028 m $\eta = 0.4$	x: 0.47 m $\eta < 0.1$	x: 0.912 m $\eta = 0.8$	x: 0.912 m $\eta = 42.8$	CUMPLE $\eta = 42.8$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Tabla 25: Resumen de cumplimientos LRFD para entramado de arco.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.10.4 Cordón Superior del Arco

El cordón superior presenta menos cargas que el cordón inferior, por lo que se plantea un tubo estructural cuadrado de 90x4 mm con las siguientes características:

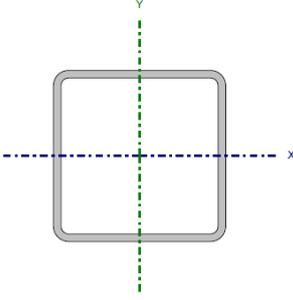
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
	N1214	N1215	1.650	13.34	161.43	161.43	260.61
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
β			1.00	1.00	0.00	0.00	
L_k			1.650	1.650	0.000	0.000	
C_b			-		1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_k : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Tabla 26: Características del tubo estructural utilizado para cordón superior del arco.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

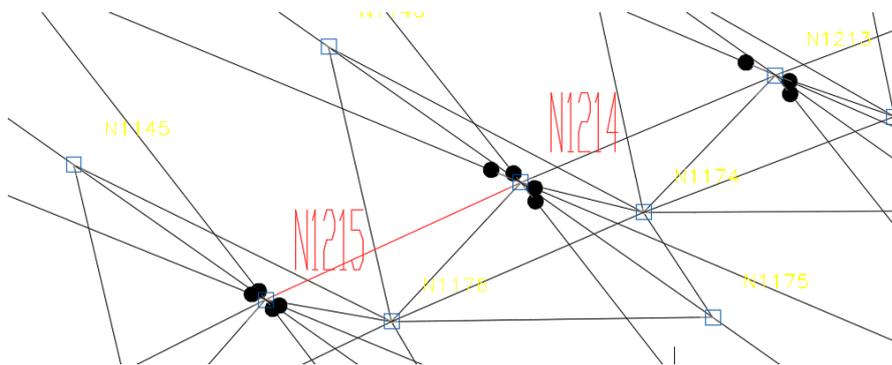


Figura 76: Ubicación del cordón superior del arco.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Resistencia a Tracción

El axial de tracción para cálculo en condiciones desfavorables P_r se produce en un punto situado a una distancia de 1.572 m del nudo N1214, para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot D + W_x$.

Entonces se tiene que:

$$P_n = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 13.34 cm^2 = 46914.38 kg$$

Luego:

$$P_c = 0.90 * 46914.38 kg = 42222.94 kg$$

El valor de P_r es:

$$P_r = 914.00 kg$$

Finalmente se tiene que:

$$\eta_T = \frac{1290.00 kg}{42222.94 kg} = 0.031$$

$$0.031 \leq 1$$

Cumple

Limitación de Esbeltez para Compresión

Datos:

l = Longitud de la barra = 149.80 cm

K = Factor de longitud efectiva = 1.00

A = Área total de la sección transversal de la barra = 13.34 cm²

$I_x = I_y$ = Momento de inercia = 161.43 cm⁴

Aplicando la fórmula para obtener el radio se tiene:

$$r_y = \sqrt{\frac{161.43 \text{ cm}^4}{13.34 \text{ cm}^2}} = 3.48 \text{ cm}$$

Luego:

$$\lambda = \frac{1.00 * 149.80 \text{ cm}}{3.48 \text{ cm}} = 44$$

Resistencia a Compresión

El axial de compresión para cálculo en condiciones desfavorables P_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.076 m del nudo N1214, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

Las tensiones críticas elásticas de pandeo F_e son:

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{\pi^2 * 2038735.98 \text{ kg/cm}^2}{\left[\frac{1.00 * 149.80 \text{ cm}}{3.48}\right]^2} = 10859.14 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\frac{F_y}{F_e} < 2.25$, se tiene que F_{cr} es igual a:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{3516.82 \text{ kg/cm}^2}{10859.14 \text{ kg/cm}^2}\right] * 3516.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3071.01 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$P_n = 3071.01 \frac{kg}{cm^2} * 13.34 cm^2 = 40967.26 kg$$

Entonces:

$$P_c = 0.90 * 40967.26 kg = 36870.54 kg$$

Finalmente, con un valor de $P_r = 30099.00$ kg, se puede comprobar la resistencia a compresión:

$$\eta_T = \frac{30099.00 kg}{36870.54 kg} = 0.83$$

$$0.83 \leq 1$$

Cumple

Esfuerzo Combinados y Torsión

Para este cálculo se tienen los siguientes datos:

$$P_r = 30099.00 kg$$

$$P_c = 36870.54 kg$$

$$M_{rx} = 99.00 kg \cdot m$$

$$M_{cx} = 1406.00 kg \cdot m$$

$$M_{ry} = 8.00 kg \cdot m$$

$$M_{cy} = 1406.00 kg \cdot m$$

Se tiene que $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$, reemplazando los datos se tiene que:

$$\eta = \frac{30099.00 kg}{36870.54 kg} + \frac{8}{9} \left(\frac{99.00 kg \cdot m}{1406.00 kg \cdot m} + \frac{8.00 kg \cdot m}{1406.00 kg \cdot m} \right) = 0.91$$

Entonces:

$$0.91 \leq 1$$

Cumple

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N1214/N1215	x: 1.572 m $\eta = 3.1$	$\lambda_c \leq 200.0$ Cumple	x: 0.076 m $\eta = 84.0$	x: 0.076 m $\eta = 7.6$	x: 1.572 m $\eta = 0.6$	$\eta < 0.1$	x: 0.076 m $\eta = 0.8$	x: 0.076 m $\eta = 90.8$	CUMPLE $\eta = 90.8$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Tabla 27: Resumen de cumplimientos LRFD para cordón superior del arco.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.10.5 Cordón Inferior del Arco

El cordón inferior del arco está conformado por tubos estructurales cuadrados de 125x4 mm, por lo que presenta mayores cargas que el cordón superior.

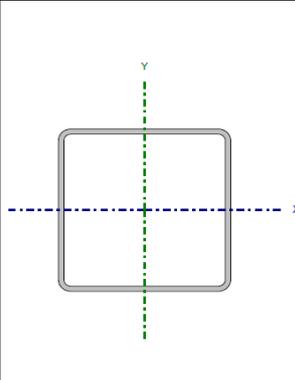
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)
	N1155	N1157	1.604	18.87	453.91	453.91
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β	1.00	1.00	0.00	0.00		
L_k	1.604	1.604	0.000	0.000		
C_b	-		1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_k : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico						

Tabla 28: Características del tubo estructural utilizado para cordón inferior del arco.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

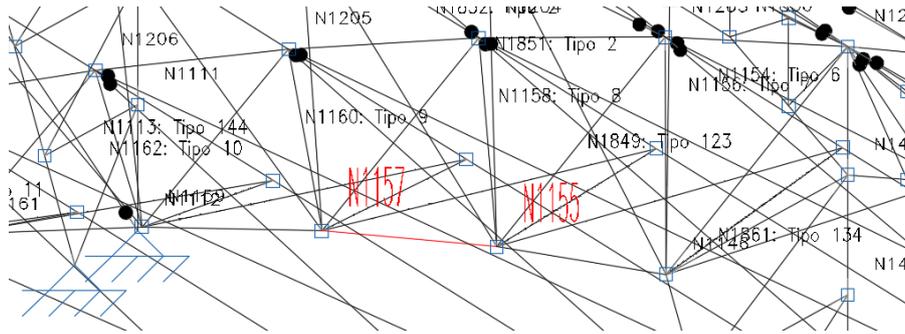


Figura 77: Ubicación del cordón inferior del arco.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Resistencia a Tracción

El axial de tracción para cálculo en condiciones desfavorables P_r se produce en un punto situado a una distancia de 1.533 m del nudo N1157, para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot D + W_x$.

Entonces se tiene que:

$$P_n = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 18.87 cm^2 = 66362.39 kg$$

Luego:

$$P_c = 0.90 * 66362.39 kg = 59726.15 kg$$

El valor de P_r es:

$$P_r = 1940.00 kg$$

Finalmente se tiene que:

$$\eta_T = \frac{1940.00 kg}{59726.15 kg} = 0.032$$

$$0.032 \leq 1$$

Cumple

Limitación de Esbeltez para Compresión

Datos:

l = Longitud de la barra = 160.4 cm

K = Factor de longitud efectiva = 1.00

A = Área total de la sección transversal de la barra = 18.87 cm²

$I_x = I_y$ = Momento de inercia = 453.91 cm⁴

Aplicando la fórmula para obtener el radio se tiene:

$$r_y = \sqrt{\frac{453.91 \text{ cm}^4}{18.87 \text{ cm}^2}} = 4.90 \text{ cm}$$

Luego:

$$\lambda = \frac{1.00 * 160.4 \text{ cm}}{4.90 \text{ cm}} = 33$$

Resistencia a Compresión

El axial de compresión para cálculo en condiciones desfavorables P_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.065 m del nudo N1155, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

Las tensiones críticas elásticas de pandeo F_e son:

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{\pi^2 * 2038735.98 \text{ kg/cm}^2}{\left[\frac{1.00 * 160.40 \text{ cm}}{4.90}\right]^2} = 18797.21 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\frac{F_y}{F_e} < 2.25$, se tiene que F_{cr} es igual a:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{3516.82 \text{ kg/cm}^2}{18797.21 \text{ kg/cm}^2}\right] * 3516.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3251.93 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$P_n = 3251.93 \frac{kg}{cm^2} * 18.87 cm^2 = 61363.91 kg$$

Entonces:

$$P_c = 0.90 * 61363.91 kg = 55227.53 kg$$

Finalmente, con un valor de $P_r = 41307.00 kg$, se puede comprobar la resistencia a compresión:

$$\eta_T = \frac{41307.00 kg}{55227.53 kg} = 0.748$$

$$0.748 \leq 1$$

Cumple

Esfuerzo Combinados y Torsión

Para este cálculo se tienen los siguientes datos:

$$P_r = 41307.00 kg$$

$$P_c = 55227.53 kg$$

$$M_{rx} = 141.00 kg \cdot m$$

$$M_{cx} = 2781.00 kg \cdot m$$

$$M_{ry} = 27.00 kg \cdot m$$

$$M_{cy} = 2781.00 kg \cdot m$$

Se tiene que $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$, reemplazando los datos se tiene que:

$$\eta = \frac{41307.00 kg}{55227.53 kg} + \frac{8}{9} \left(\frac{141.00 kg \cdot m}{2781.00 kg \cdot m} + \frac{27.00 kg \cdot m}{2781.00 kg \cdot m} \right) = 0.80$$

Entonces:

$$0.80 \leq 1$$

Cumple

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N1155/N1157	x: 1.604 m $\eta = 3.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 74.8$	x: 0 m $\eta = 5.1$	x: 1.604 m $\eta = 1.9$	$\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 80.1$	CUMPLE $\eta = 80.1$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Tabla 29: Resumen de cumplimientos LRFD para cordón inferior del arco.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

En los elementos donde empieza el arco, es decir donde se une la columna con el primer cordón inferior, se presentan grandes esfuerzos, que el perfil antes analizado no puede cubrir, por lo que se estableció un tubo estructural cuadrado de 125x5 mm, a fin de que pueda trabajar de mejor manera. Estos cambios se los hizo solamente con dos unidades por arco, dejando las mismas dimensiones a excepción del espesor, para guardar la parte estética y conservando la economía. Las características del elemento son las siguientes:

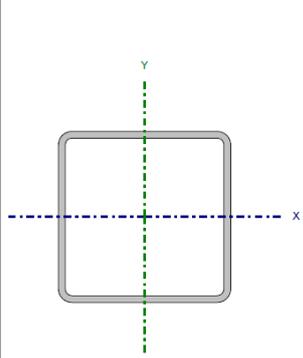
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
	N155	N207	1.600	23.35	551.67	551.67	883.14
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
	β	1.00	1.00	0.00	0.00		
	L_K	1.600	1.600	0.000	0.000		
	C_b	-			1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Tabla 30: Características del tubo estructural utilizado para cordón inferior del arco.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.10.6 Entramado de Columna

El entramado de columna, para la parte inferior como se indica en la figura 79, es un tubo estructural cuadrado de 125x4 mm, con lo que se tiene lo siguiente:

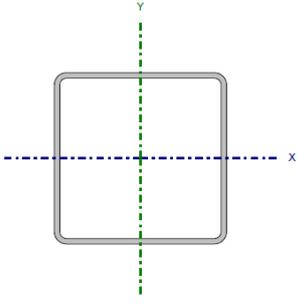
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N1880	N1235	1.033	18.87	453.91	453.91	723.17
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
	β	1.00	1.00	0.00	0.00		
	L_k	1.033	1.033	0.000	0.000		
	C_b	-			1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_k : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Tabla 32: Características del tubo estructural utilizado para entramado de la columna.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

El tubo estructural cuadrado de 125x4 mm se lo utilizó en el primer entramado inferior de cada columna, ya que la diferencia con los entramados superiores es muy alta, en estos casos utilizar el mismo elemento para todo el entramado sería sobre dimensionar la estructura. En la figura 79 se puede observar más claramente la ubicación de dicho elemento.

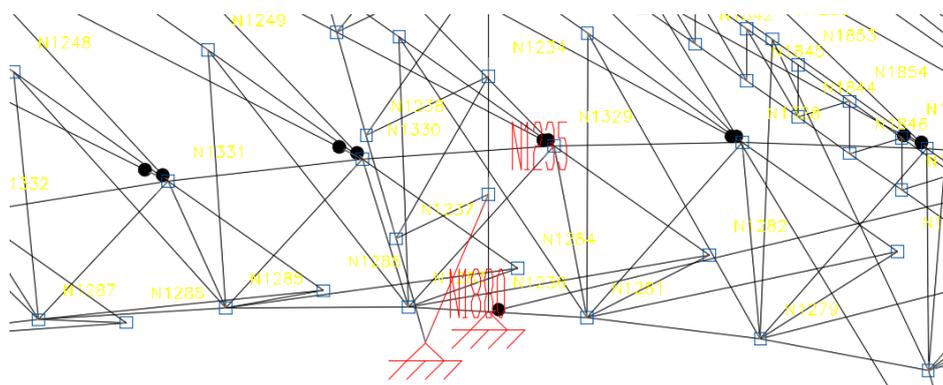


Figura 79: Ubicación del entramado de la columna.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Resistencia a Tracción

El axial de tracción para cálculo en condiciones desfavorables P_r se produce en un punto situado a una distancia de 0.906 m del nudo N1880, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$.

Entonces se tiene que:

$$P_n = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 18.87 cm^2 = 66362.39 kg$$

Luego:

$$P_c = 0.90 * 66362.39 kg = 59726.15 kg$$

El valor de P_r es:

$$P_r = 39306.00 kg$$

Finalmente se tiene que:

$$\eta_T = \frac{39306.00 kg}{59726.15 kg} = 0.658$$

$$0.658 \leq 1$$

Cumple

Limitación de Esbeltez para Compresión

Datos:

l = Longitud de la barra = 80.60 cm

K = Factor de longitud efectiva = 1.00

A = Área total de la sección transversal de la barra = 18.87 cm²

$I_x = I_y$ = Momento de inercia = 453.91 cm⁴

Aplicando la fórmula para obtener el radio se tiene:

$$r_y = \sqrt{\frac{453.91 \text{ cm}^4}{18.87 \text{ cm}^2}} = 4.90 \text{ cm}$$

Luego:

$$\lambda = \frac{1.00 * 80.60 \text{ cm}}{4.90 \text{ cm}} = 17$$

Resistencia a Compresión

El axial de compresión para cálculo en condiciones desfavorables P_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.102 m del nudo N1880, para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot D + W_x$.

Las tensiones críticas elásticas de pandeo F_e son:

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{\pi^2 * 2038735.98 \text{ kg/cm}^2}{\left[\frac{1.00 * 80.60 \text{ cm}}{4.90}\right]^2} = 74367.44 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\frac{F_y}{F_e} < 2.25$, se tiene que F_{cr} es igual a:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{3516.82 \text{ kg/cm}^2}{74367.44 \text{ kg/cm}^2}}\right] * 3516.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3447.90 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$P_n = 3447.90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 18.87 \text{ cm}^2 = 65061.79 \text{ kg}$$

Entonces:

$$P_c = 0.90 * 65061.79 \text{ kg} = 58555.61 \text{ kg}$$

Finalmente, con un valor de $P_r = 1540.00 \text{ kg}$, se puede comprobar la resistencia a compresión:

$$\eta_T = \frac{1672.00 \text{ kg}}{58555.61 \text{ kg}} = 0.029$$

$$0.029 \leq 1$$

Cumple

Esfuerzo Combinados y Torsión

El esfuerzo para cálculo en condiciones desfavorables, se produce en un punto situado a una distancia de 0.102 m del nudo N1880, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

Para este cálculo se tienen los siguientes datos:

$$P_r = 39293.00 \text{ kg}$$

$$P_c = 58555.61 \text{ kg}$$

$$M_{rx} = 846.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{cx} = 2781.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ry} = 7.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy} = 2781.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Se tiene que $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$, reemplazando los datos se tiene que:

$$\eta = \frac{39293.00 \text{ kg}}{58555.61 \text{ kg}} + \frac{8}{9} \left(\frac{846.00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{2781.00 \text{ kg}\cdot\text{m}} + \frac{7.00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{2781.00 \text{ kg}\cdot\text{m}} \right) = 0.93$$

Entonces:

$$0.93 \leq 1$$

Cumple

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	PM, M_y, V_x, V_y, T	
N1880/N1235	x: 0.906 m $\eta = 65.8$	$\lambda_c \leq 200.0$ Cumple	x: 0.102 m $\eta = 2.9$	x: 0.102 m $\eta = 30.4$	x: 0.908 m $\eta = 1.4$	$\eta = 0.2$	x: 0.102 m $\eta = 5.1$	x: 0.102 m $\eta = 93.0$	CUMPLE $\eta = 93.0$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y PM, M_y, V_x, T : Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Tabla 33: Resumen de cumplimientos LRFD para entramado de columna.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Para el resto del entramado se utiliza tubos estructurales cuadrados de 90x4 mm, ya que presentan esfuerzos menores a los anteriores, con el fin de guardar la economía en la estructura. En la figura 80 se puede observar la posición de estos elementos, mientras que en la tabla 34 sus características, como se puede notar es el mismo tubo estructural cuadrado utilizado para el cordón superior del arco, esto se hace con fines constructivos y la optimización de los mismos elementos.

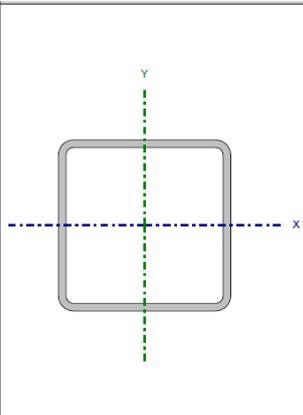
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
	N1152	N1393	1.167	13.34	161.43	161.43	260.61
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β	1.00	1.00	0.00	0.00			
L_k	1.167	1.167	0.000	0.000			
C_b	-			1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_k : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Tabla 34: Características del tubo estructural de 90x4 utilizado para entramado de la columna.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

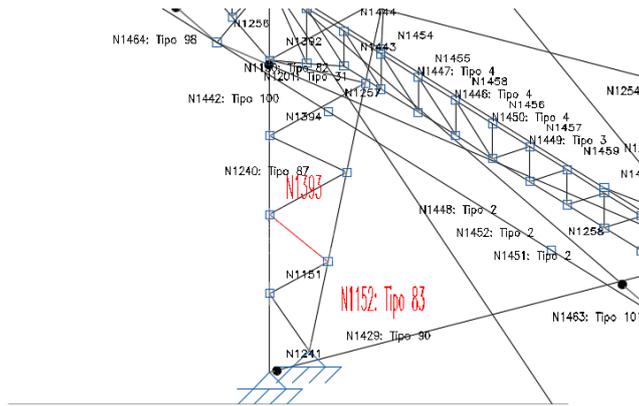


Figura 80: Ubicación del entramado de la columna para el tubo cuadrado de 90x4.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

En la tabla 35, se puede observar el resumen de comprobaciones LRFD, para el tubo estructural cuadrado de 90x4 mmutilizado para el entramado de la columna, 79.3 % es el aprovechamiento que tiene estos elementos y sus mayores cargas se presentan en tracción y torsión

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N1152/N1393	$x: 1.07 \text{ m}$ $\eta = 67.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$x: 0.162 \text{ m}$ $\eta = 3.0$	$x: 1.072 \text{ m}$ $\eta = 13.1$	$x: 0.162 \text{ m}$ $\eta = 0.9$	$\eta = 0.1$	$x: 1.072 \text{ m}$ $\eta = 3.0$	$x: 1.072 \text{ m}$ $\eta = 79.3$	CUMPLE $\eta = 79.3$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Tabla 35: Resumen de cumplimientos LRFD para entramado de columna.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.10.7 Columnas

Para las columnas se propone utilizar perfiles UPN 140 dobles conformados en cajón soldado (cordón continuo), debido a las fuertes cargas que presentan estos elementos luego de someterlos a los efectos de cargas muertas, cargas vivas, sismo, viento entre otros. En la tabla 36 se puede observar las características que forma este cajón de perfiles UPN 140, dichos perfiles cumplen con la Norma ASTM A-572 Gr. 50, por lo que su límite de fluencia es igual a 3516.82 kg/cm².

	Nodos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N1236	N1235	0.905	40.80	1210.00	808.30	1452.71
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β		1.00	1.00	0.00	0.00		
L_k		0.905	0.905	0.000	0.000		
C_b		-		1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_k : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Tabla 36: Características del perfil estructural utilizado para la columna.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

En la figura 81 se puede observar la ubicación del elemento más esforzado en las columnas, los nudos coinciden con el entramado inferior con mayor carga de la columna.

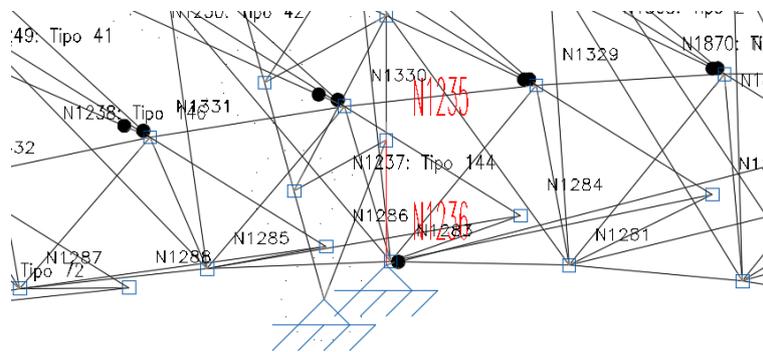


Figura 81: Ubicación del elemento de columna.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Resistencia a Tracción

El axial de tracción para cálculo en condiciones desfavorables P_r se produce en un punto situado a una distancia de 0.774 m del nudo N1236, para la combinación de hipótesis 0.9·PP+0.9·D+W_x.

Entonces se tiene que:

$$P_n = 3516.82 \frac{kg}{cm^2} * 40.80 cm^2 = 143486.26 kg$$

Luego:

$$P_c = 0.90 * 143486.26 kg = 129137.63 kg$$

El valor de P_r es:

$$P_r = 2548.00 kg$$

Finalmente se tiene que:

$$\eta_T = \frac{2548.00 kg}{129137.63 kg} = 0.020$$

$$0.020 \leq 1$$

Cumple

Limitación de Esbeltez para Compresión

Datos:

l = Longitud de la barra = 90.00 cm

K = Factor de longitud efectiva = 1.00

A = Área total de la sección transversal de la barra = 40.80 cm²

I_y = Momento de inercia con respecto al eje y-y = 824.98 cm⁴

I_x = Momento de inercia con respecto al eje x-x = 1217.60 cm⁴

Aplicando la fórmula para obtener el radio se tiene:

$$r_y = \sqrt{\frac{824.98 cm^4}{40.80 cm^2}} = 4.50 cm$$

$$r_x = \sqrt{\frac{1217.60 \text{ cm}^4}{40.80 \text{ cm}^2}} = 5.46 \text{ cm}$$

Luego:

$$\lambda = \frac{1.00 * 90.00 \text{ cm}}{4.50 \text{ cm}} = 20$$

Resistencia a Compresión

El axial de compresión para cálculo en condiciones desfavorables P_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.099 m del nudo N1236, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

Las tensiones críticas elásticas de pandeo F_e son:

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * 2038735.98 \text{ kg/cm}^2}{\left[\frac{1.00 * 90.00 \text{ cm}}{4.50}\right]^2} = 50303.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ex} = 74056.13 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\frac{F_y}{F_e} < 2.25$ y de los valores anteriores se toma el menor que es $F_{ey} = 50303.79 \text{ kg/cm}^2$, se tiene que F_{cr} es igual a:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{3516.82 \text{ kg/cm}^2}{50303.79 \text{ kg/cm}^2}}\right] * 3516.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3415.40 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$P_n = 3415.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 40.80 \text{ cm}^2 = 139348.46 \text{ kg}$$

Entonces:

$$P_c = 0.90 * 139348.46 \text{ kg} = 125413.62 \text{ kg}$$

Finalmente, con un valor de $P_r = 70742.00$ kg se puede comprobar la resistencia a compresión:

$$\eta_T = \frac{70742.00 \text{ kg}}{125413.62 \text{ kg}} = 0.564$$

$$0.564 \leq 1$$

Cumple

Esfuerzo Combinados y Torsión

El esfuerzo para cálculo en condiciones desfavorables, se produce en un punto situado a una distancia de 0.099 m del nudo N1236, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·D+1.6·L.

Para este cálculo se tienen los siguientes datos:

$$P_r = 70742.00 \text{ kg}$$

$$P_c = 125413.62 \text{ kg}$$

$$M_{rx} = 81.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{cx} = 6533.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ry} = 1735.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy} = 5283.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Se tiene que $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$, reemplazando los datos se tiene que:

$$\eta = \frac{70742.00 \text{ kg}}{125413.62 \text{ kg}} + \frac{8}{9} \left(\frac{81.00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{6533.00 \text{ kg}\cdot\text{m}} + \frac{1735.00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{5283.00 \text{ kg}\cdot\text{m}} \right) = 0.87$$

Entonces:

$$0.87 \leq 1$$

Cumple

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N1236/N1235	x: 0.774 m $\eta = 2.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 56.4$	x: 0 m $\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 32.8$	$\eta = 5.1$	$\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 86.7$	CUMPLE $\eta = 86.7$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Tabla 37: Resumen de cumplimientos LRFD para entramado de columna.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.10.8 Tensores superiores y Arriostramientos laterales

Para la parte superior de la estructura se propone elementos de acero de refuerzo corrugado de $\phi 8\text{mm}$, los mismos que cumple con la función de rigidizar el sistema estructural y disminuir los efectos que pueda causar el sismo, entre ellos la disminución del periodo de vibración. La tabla 38 muestra las características de dicho elemento.

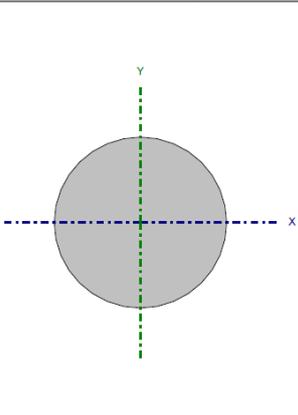
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
	N1218	N1341	6.223	0.50	0.02	0.02	0.04
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
			Pandeo		Pandeo lateral		
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		0.00	0.00	0.00	0.00	
	L_k		0.000	0.000	0.000	0.000	
	C_b		-		1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_k : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Tabla 38: Características de la varilla de acero de refuerzo utilizada para tensor.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

$$\eta_T = \frac{335.00 \text{ kg}}{1890.00 \text{ kg}} = 0.18$$

$$0.18 \leq 1$$

Cumple

Para las cruces de San Andrés se propone varilla de acero de refuerzo de 12mm de diámetro, suficiente para soportar las cargas a tracción a las que están sometidos. Realizando el análisis se tiene que las varillas están con un aprovechamiento del 4.9 %, pero por motivos de seguridad y por ser un material económico en el mercado, se mantiene la sección propuesta.

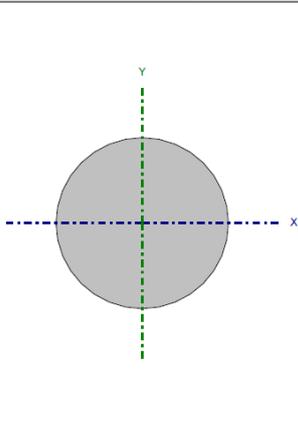
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
	N1112	N954	7.500	1.13	0.10	0.10	0.20	
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme								
	Pandeo			Pandeo lateral				
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β		0.00	0.00	0.00	0.00			
L _k		0.000	0.000	0.000	0.000			
C _b		-			1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico								

Tabla 39: Características de la varilla de acero de refuerzo utilizada para las cruces de San Andrés.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

En resumen se tiene lo siguiente:

$$\eta_T = \frac{175.00 \text{ kg}}{4271.4 \text{ kg}} = 0.04$$

$$0.04 \leq 1$$

Cumple

En la parte lateral de la estructura (fig.83) se ubicaron también arriostramiento tipo celosía con el fin de rigidizar en el sentido longitudinal (eje y-y), además de guardar un margen de seguridad para efectos de sismo o fuertes vientos.

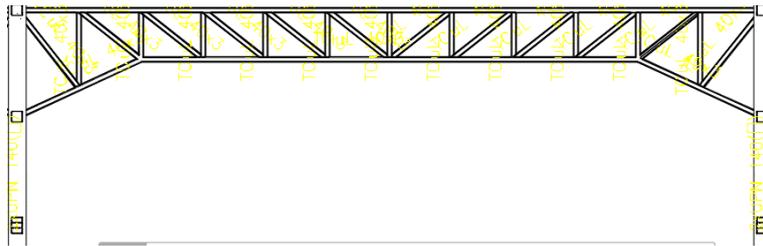


Figura 83: Celosía lateral para cubierta tipo arco

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

Los elementos que se proponen para conformar esta celosía con tubos estructurales cuadrados de 40x3 mm, mismo utilizado en otras ubicaciones. En la tabla 40 se puede observar la tabla de resumen para los efectos LRFD de los elementos que conforman dicha celosía.

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N1858/N1419	$\eta = 4.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 0.8$	x: 0.43 m $\eta = 0.6$	x: 0.43 m $\eta = 3.2$	$\eta = 0.1$	x: 0.033 m $\eta = 0.2$	x: 0.43 m $\eta = 5.9$	CUMPLE $\eta = 5.9$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Tabla 40: Resumen de cumplimientos LRFD para los elementos de la celosía de arriostramiento.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.11 Interpretación de Resultados

4.2.11.1 Análisis de Comportamiento Sísmico

Al analizar la estructura se presentan 23 modos de vibración, en los cual se encuentra que las masa desplazada en más de un 30% está presente en el modo 1 y modo 3 como se puede observar en la tabla 41.

Modo	T	L _x	L _y	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.468	0.0015	1	0 %	88.97 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 7.67231 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 7.67231 mm
Modo 2	0.217	0.8577	0.5141	0.28 %	0.17 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.64725 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.64725 mm
Modo 3	0.208	1	0.0014	92.61 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.51599 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.51599 mm
Modo 4	0.203	0.9961	0.0881	1.07 %	0.01 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.44268 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.44268 mm
Modo 5	0.196	1	0.0034	1.68 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.34578 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.34578 mm
Modo 6	0.186	0.8938	0.4484	0.01 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.21546 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.21546 mm
Modo 7	0.178	0.9999	0.0165	0.36 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.10983 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.10983 mm
Modo 8	0.174	0.7714	0.6363	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.06009 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.06009 mm
Modo 9	0.173	0.9698	0.244	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.05242 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.05242 mm
Modo 10	0.173	0.9444	0.3289	0.01 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.05005 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.05005 mm
Modo 11	0.173	0.3953	0.9186	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.04503 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.04503 mm

Modo	T	L _x	L _y	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 12	0.172	0.0574	0.9984	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.03564 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.03564 mm
Modo 13	0.171	0.9978	0.0659	0.02 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.02632 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.02632 mm
Modo 14	0.171	0.9582	0.286	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.02011 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.02011 mm
Modo 15	0.170	0.8628	0.5056	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.01637 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.01637 mm
Modo 16	0.170	0.9938	0.1115	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.00991 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.00991 mm
Modo 17	0.170	0.9932	0.1163	0.02 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.00887 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.00887 mm
Modo 18	0.169	0.9818	0.1901	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.00413 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 1.00413 mm
Modo 19	0.167	0.9147	0.4041	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.9798 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.9798 mm
Modo 20	0.166	0.9875	0.1575	0.01 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.97023 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.97023 mm
Modo 21	0.160	0.4137	0.9104	0 %	0 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.89202 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.89202 mm
Modo 22	0.146	0.5546	0.8321	0.13 %	0.49 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.74444 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.74444 mm

Modo	T	L _x	L _y	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 23	0.144	0.0163	0.9999	0 %	5.89 %	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.72718 mm	R = 8 A = 1.384 m/s ² D = 0.72718 mm
Total				96.2 %	95.53 %		

Tabla 41: Coeficiente de Partición

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

El periodo de vibración en el modo 1 es el más alto con un valor de 0.468, el cual se encuentra por debajo de los 0.60 que es el valor de T_c , que es una de las principales condiciones según la NEC_SE_DS-2014 para peligro sísmico, comprobando esto se establece que la estructura tiene un óptimo comportamiento dinámico ante efectos de sismo. Establecido lo anterior se tiene los siguientes periodos nodales:

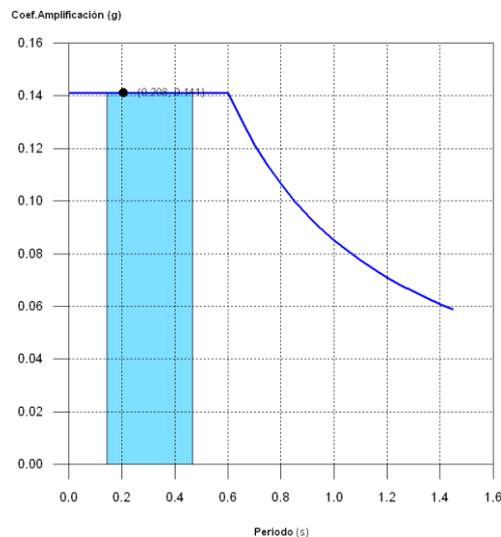


Figura 84: Espectro de diseño según x

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

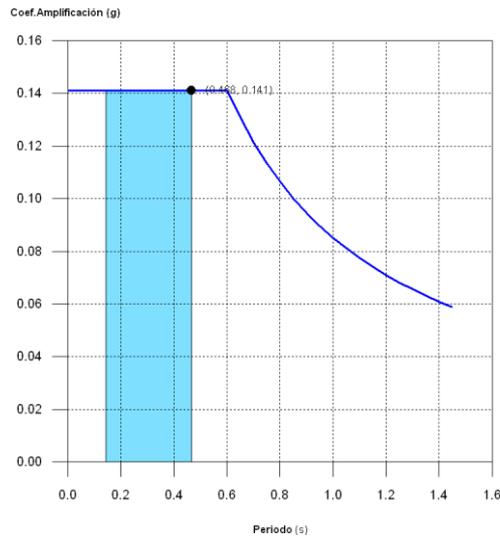


Figura 85: Espectro de diseño según y

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

En la tabla 42 se presenta un resumen de los modos donde se desplaza más del 30% de masa de estructura.

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.468	0.141
Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 3	0.208	0.141

Tabla 42: Resumen de modos de vibración para análisis del comportamiento sísmico estructura-cimentación.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

4.2.11.2 Análisis de Desplazamientos y Deflexiones

Otro de los análisis importantes, son la interpretación y comprobación de deflexiones que presenta la estructura aplicando los diferentes tipos de cargas y efectos a la que va a estar sometida. Como se indicó anteriormente, las deformaciones admisibles para estructuras de acero está entre $l/240$ y $l/360$, por lo que para una luz de 41.00 metros se tiene:

$$\delta_{adm} = \frac{4100.00 \text{ cm}}{240} = 17.08 \text{ cm}$$

Donde:

δ_{adm} = Deflexión admisible

Luego se tiene que para efectos de sismo la estructura tiene una deformación máxima en el eje z-z de 8.32 cm (fig.86), lo que se encuentra muy por debajo de límite permitido.

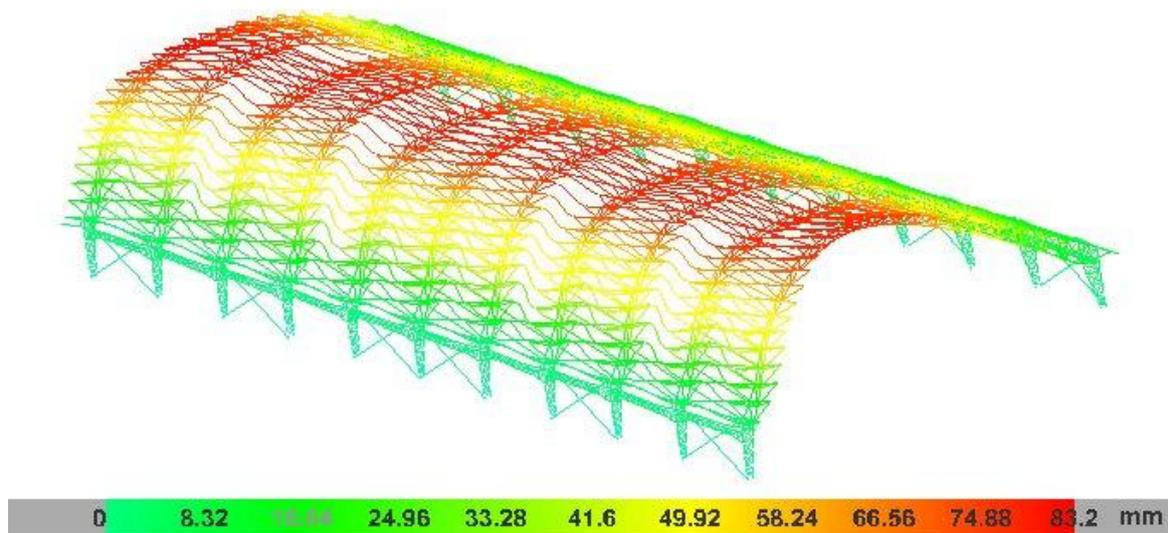


Figura 86: Desplazamientos de la estructura tipo arco en el eje z-z para efectos de sismo

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Las deformaciones por carga muerta, carga viva y los efectos del viento producen deformaciones de 80.32 cm presentadas en elementos superiores (fig.87) en el eje z-z.

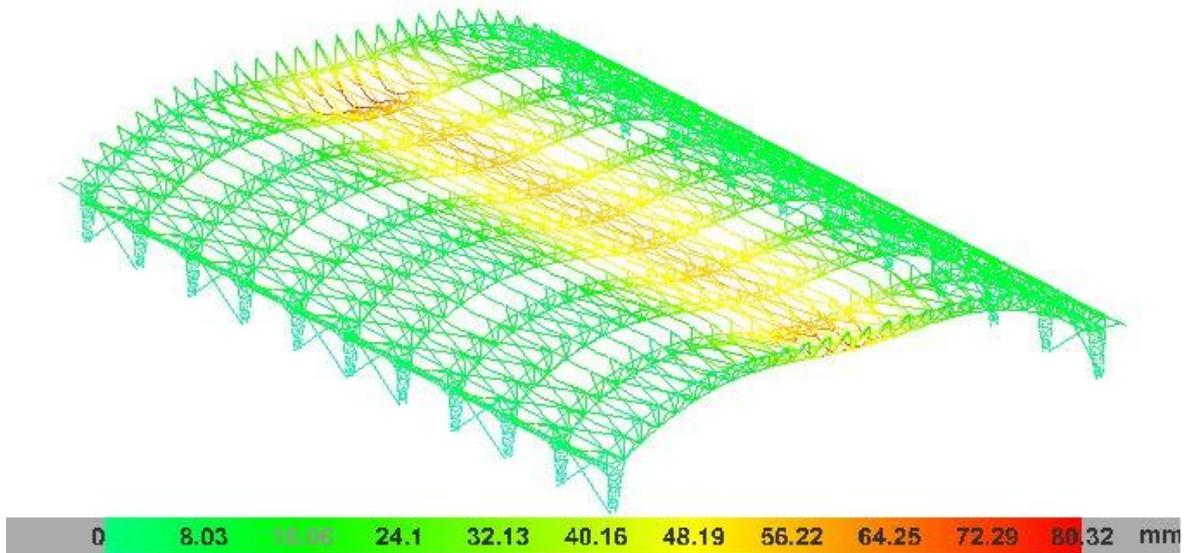


Figura 87: Desplazamientos de la estructura tipo arco en el eje z-z para efectos de carga viva+carga muerta+viento.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Para deformaciones por peso propio de la estructura, es decir, en condiciones normales de trabajo, se tiene una deformación de 0.853 cm en el eje z-z (fig.88).

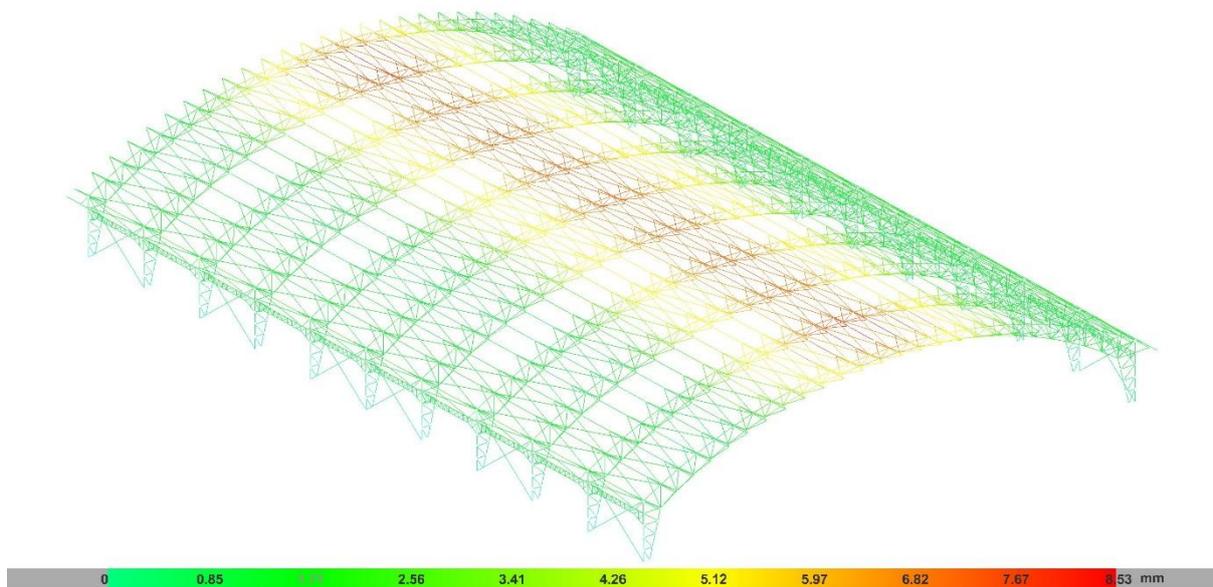


Figura 88: Desplazamientos de la estructura tipo arco en el eje z-z por peso propio.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Los desplazamientos laterales, o desplazamientos en el eje x-x, son de gran consideración para estructuras que se encuentren o se pretenda establecer en la parte lateral de la cubierta, como lo es este caso, son dos estructuras exactamente idénticas las cuales estarán separadas considerando el desplazamiento de 1.955 cm en el eje indicado (fig.89).

Establecidas todas las condiciones de verificación, y como paso de optimización de los elementos que integran la estructura se procede a constatar el nivel de aprovechamiento de dichos elementos, tomando en cuenta que estos deben estar trabajando óptimamente con un porcentaje menor al 100% de su capacidad, esto en los elementos más cargados, ya que no es recomendable que los elementos estén trabajando al 100% ni sobre este valor. Según las condiciones de trabajo y la ubicación de los elementos, el porcentaje de aprovechamiento obviamente irá disminuyendo. La figura 90 muestra la opción de CYPE 3 de ir comprobado el trabajo de cada uno de ellos.

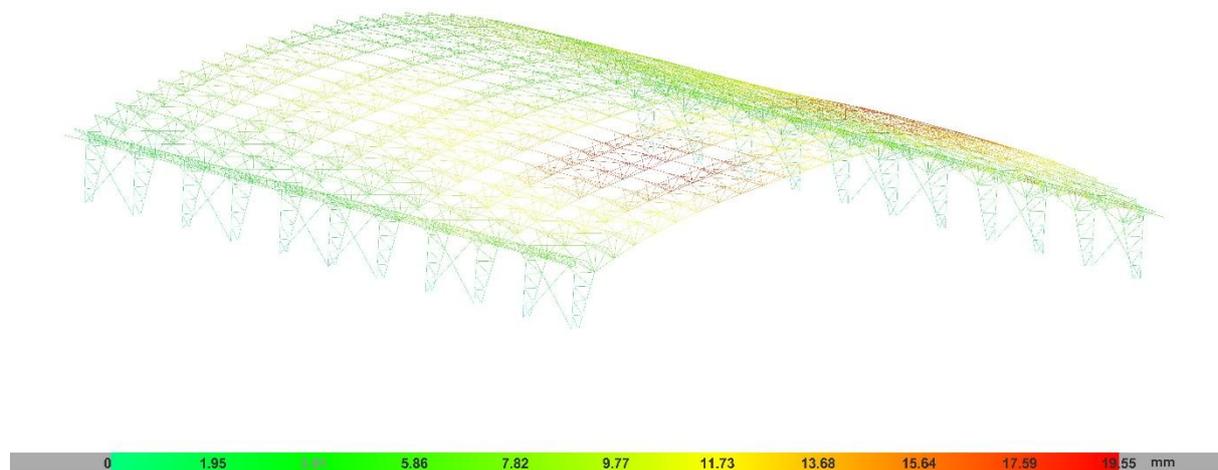


Figura 89: Desplazamientos de la estructura tipo arco en el eje x-x para efectos de carga viva+carga muerta+viento.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

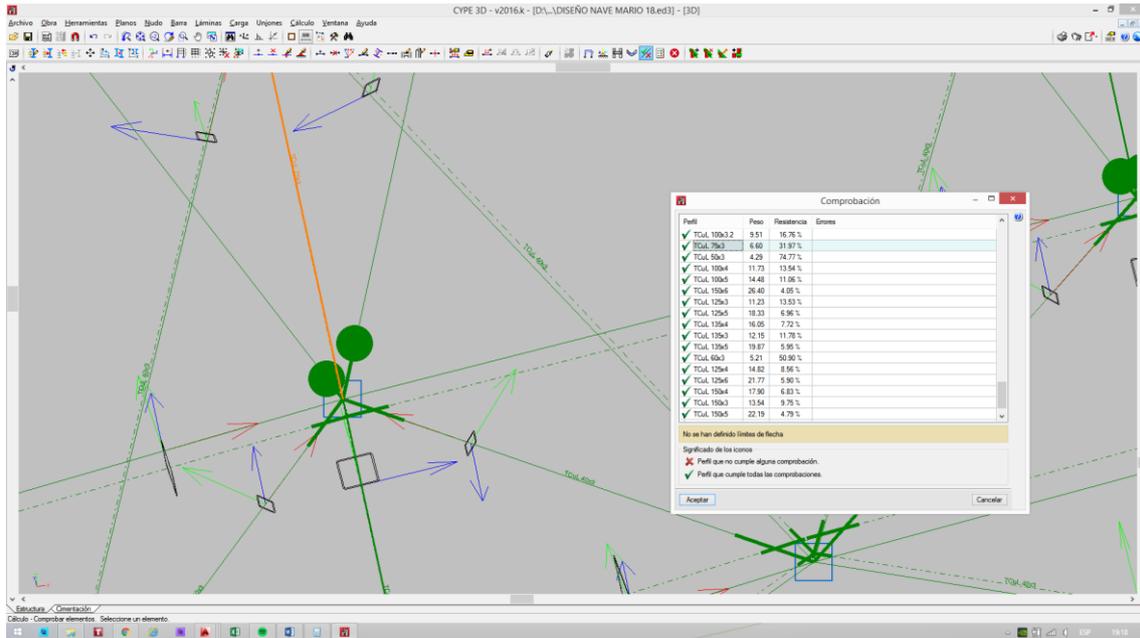


Figura 90: Comprobación del aprovechamiento de los elementos que conforman la estructura tipo arco mediante CYPE 3D.

Fuente: CYPE 3D-2016.

Elaborado por: Mario Delgado O., (2016).

Luego de todos los análisis establecidos anteriormente y con las correcciones correspondientes se proponen dos galpones idénticos al siguiente:

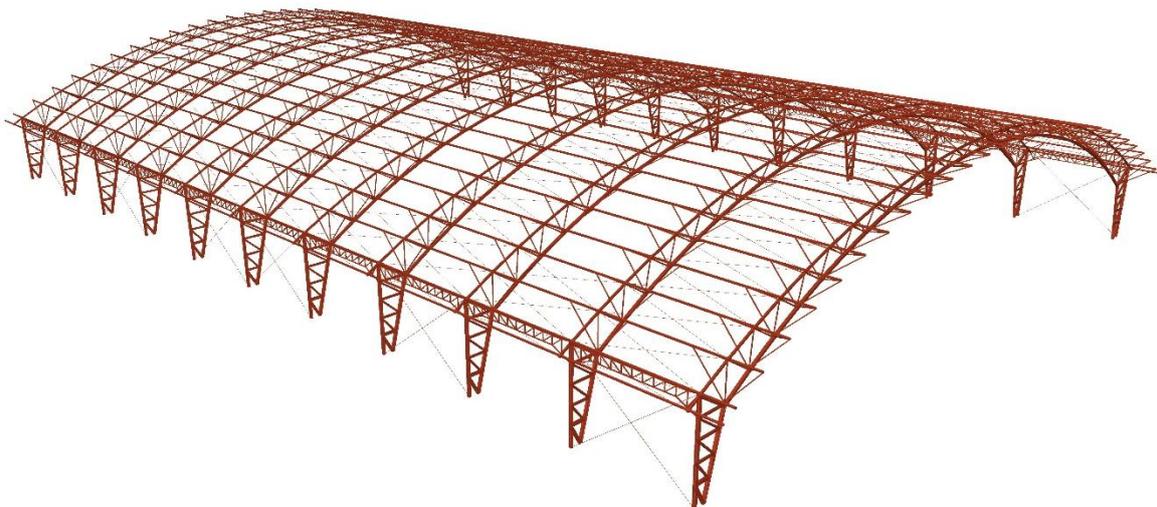


Figura 91: Estructura final para la cubierta tipo arco.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

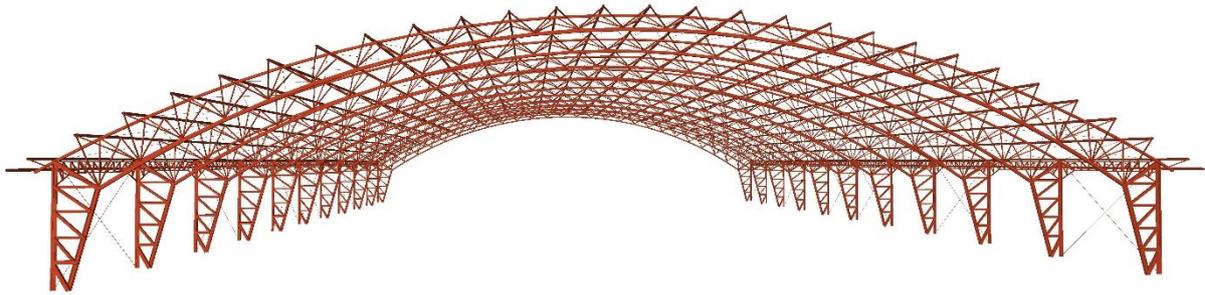


Figura 92: Estructura final para la cubierta tipo arco

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

4.2.12 Diseño de Cimentaciones

El profesor de la Universidad Politécnica del ejército, Ing. Marcelo Romo Proaño M.Sc., en su libro: “Temas de Hormigón Armado” en su capítulo IX, expone la metodología para el diseño de cimentaciones de hormigón armado, la cual se utilizará como referencia para la elaboración de estos elementos estructurales. La carga y los momentos de diseño se han escogido para las peores condiciones de trabajo de la estructura, por cuanto se ha determinado diseñar una sola cimentación para todas las columnas.

Se parte con los siguientes datos:

$$P_u = \text{Carga axial última} = 35600.00 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = \text{Momento último alrededor del eje x-x} = 2030.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} = \text{Momento último alrededor del eje y-y} = 4700.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$q_a = \text{Capacidad admisible del suelo} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

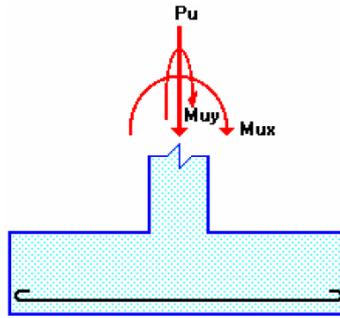


Figura 93: Carga axial y momentos generados en la base de la columna de la estructura.

Fuente: Romo P. M, *Temas de Hormigón Armado*, 2007.

El nivel de cimentación por debajo de la superficie del suelo se ha tomado para una profundidad de 1.80 m, tomando en cuenta las características de la estructura y del suelo.

Por motivos de seguridad, y por la escases de datos del suelo portante, para el diseño de la cimentación se trabajará solamente con la cargas últimas, es decir las cargas con sus respectivos coeficientes de mayorización tomando en cuenta que sería el peor de los casos. Se realizará un diseño de zapata para todas las columnas del pórtico, debido a q presentan similares características.

Como pre dimensionamiento de la zapata se tiene:

$$A = \frac{P}{q_a} = \frac{35600.00 \text{ kg}}{20000.00 \text{ kg/m}^2} = 1.78 \text{ m}^2$$

El valor de 1.78 m² obtenido, es si es q no existieran momentos flectores en la base de la columna, por lo que se propone las siguientes dimensiones:

b = 1.90 m = dimensión en el eje x-x

l = 1.20 m = dimensión en el eje y-y

Calculando las excentricidades se tiene lo siguiente:

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{4700.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{35600.00 \text{ kg}} = 0.132 \text{ m} = 13.2 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{2030.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{35600.00 \text{ kg}} = 0.057 \text{ m} = 5.70 \text{ cm}$$

Donde:

e_x = Excentricidad en el eje x-x

e_y = Excentricidad en el eje y-y

Como se puede observar, la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos último se pueden definir de la siguiente manera según Proaño:

$$q_1 = \frac{P_u}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{l} \right] = \frac{35600.00 \text{ kg}}{22800.00 \text{ cm}^2} \left[1 + \frac{6(13.20 \text{ m})}{190.00 \text{ cm}} + \frac{6(5.70)}{120.00 \text{ cm}} \right] = 2.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{P_u}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{l} \right] = \frac{35600.00 \text{ kg}}{22800.00 \text{ cm}^2} \left[1 - \frac{6(13.20 \text{ m})}{190.00 \text{ cm}} + \frac{6(5.70)}{120.00 \text{ cm}} \right] = 1.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_3 = \frac{P_u}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{l} \right] = \frac{35600.00 \text{ kg}}{22800.00 \text{ cm}^2} \left[1 + \frac{6(13.20 \text{ m})}{190.00 \text{ cm}} - \frac{6(5.70)}{120.00 \text{ cm}} \right] = 1.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_4 = \frac{P_u}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{l} \right] = \frac{35600.00 \text{ kg}}{22800.00 \text{ cm}^2} \left[1 - \frac{6(13.20 \text{ m})}{190.00 \text{ cm}} - \frac{6(5.70)}{120.00 \text{ cm}} \right] = 0.47 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño a Cortante Tipo Viga

Diseño en Dirección x

Para el diseño tipo viga se impone una altura de la zapata de 55 cm, con un recubrimiento de 6 cm, entonces se tiene los siguientes esfuerzos:

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} \right] = \frac{35600.00 \text{ kg}}{2.28 \text{ m}^2} \left[1 + \frac{6(0.057 \text{ m})}{1.90 \text{ m}} \right] = 18425.67 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} \right] = \frac{35600.00 \text{ kg}}{2.28 \text{ m}^2} \left[1 - \frac{6(0.057 \text{ m})}{1.90 \text{ m}} \right] = 12802.40 \text{ kg/m}^2$$

La fuerza cortante crítica se da a una distancia d, medida a partir de la cara extrema de la columna de cimentación, por lo que se tiene lo siguiente fórmula:

$$V_u = \left(\frac{q_{max} + q_1}{2} \right) (l * b')$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica

q_1 = Esfuerzo producido en la sección crítica = 17241.82 kg/m²

b' = Longitud medida desde el extremo de la zapata a la sección crítica = 0.4 m

Aplicando la fórmula se obtiene lo siguiente:

$$V_u = \left(\frac{18425.67 \frac{kg}{m^2} + 17241.82 \frac{kg}{m^2}}{2} \right) (1.20 m * 0.40 m) = 8560.20 kg$$

El esfuerzo cortante que actúa en la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi bd} = \frac{8560.20 kg}{0.85 * 190 cm * 49 cm} = 1.71 kg/cm^2$$

El esfuerzo de corte que es capaz de asumir el hormigón es:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{240 kg/cm^2} = 8.21 kg/cm^2$$

Se cumple la condición de $v_u < v_c$, por lo que se concluye que el peralte asumido de la zapata es el correcto.

Diseño en dirección y

Para el diseño en el sentido "y", se sigue el mismo procedimiento que para el sentido x, por lo que se obtienen los siguientes valores:

$$q_{max} = 25921.05 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{min} = 5307.02 \frac{kg}{m^2}$$

Luego el esfuerzo en la sección crítica es:

$$q_1 = 23344.30 \frac{kg}{m^2}$$

La fuerza cortante para el sentido "y" sería:

$$V_u = 7020.31 \text{ kg}$$

Finalmente comprobamos la condición de esfuerzos cortantes:

$$v_u = 0.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c = 8.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se tiene que $v_u < v_c$, por lo que cumple las dimensiones de la zapata para el eje “y”.

Diseño a Corte por Punzonamiento:

Los efectos de punzonamiento actúan a una distancia de $d/2$ medida alrededor de las caras de la columna, por lo que se tiene que:

$$q = \frac{Pu}{A} = \frac{35600.00 \text{ kg}}{2.28 \text{ m}^2} = 15614.04 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

El valor de la fuerza cortante se lo extrae luego de la aplicación de la siguiente fórmula:

$$V_u = q(A - (B' \cdot H'))$$

Donde:

B' = Distancia total medida de la longitud de la columna + la distancia crítica por punzonamiento $d/2$ a ambos lados de la columna en el sentido x.

H' = Distancia total medida de la longitud de la columna + la distancia crítica por punzonamiento $d/2$ a ambos lados de la columna en el sentido y.

Aplicando la fórmula se tiene lo siguiente:

$$V_u = 15614.58 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * (2.28 \text{ m}^2 - (1.04 \cdot 0.84)) = 21959.58 \text{ kg}$$

Por lo que se tiene un esfuerzo cortante de $v_u = 4.79 \text{ kg/cm}^2$, luego el valor de la resistencia al punzonamiento del hormigón es:

$$v_c = \sqrt{f'c} = \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} = 15.49 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$v_u < v_c$$

Cumple

Diseño a flexión

Los esfuerzos a flexión se ubican en las caras de la columna. Los cálculos a flexión se diseñarán tanto en el eje x como en el eje y.

Diseño a flexión en la dirección x

El diseño a flexión se lo realiza para una franja de 1m.

$$M_o = \left(q_1 \cdot bh \cdot \frac{bh}{2} \right) + \left[(q_{max} - q_1) \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{2}{3} (bh) \right]$$

Donde:

M_o = Momento flector en la zona crítica

Aplicando la fórmula anterior se tiene un valor del momento igual a:

$$M_o = 410769.95 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

El acero de refuerzo necesario para cubrir una franja de 100 cm viene dado por la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_o}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

Donde:

A_s = Área de acero requerida

$$\phi = 0.90$$

ACI 318,2014.

Luego, aplicando la fórmula anterior se tiene lo siguiente:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 240 \frac{kg}{cm^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 49 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(410769.95 \text{ kg} \cdot \text{cm})}{0.85 \cdot 0.90 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 49 \text{ cm}^2}} \right]$$

$$A_s = 6.29 \text{ cm}^2$$

El área de 6.29 cm² es suficiente para cubrir los efectos que produce el momento flector, pero también se tiene que revisar el área otorgada por la cuantía mínima de armado a flexión, que es la siguiente:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} = 0.003333$$

Entonces la sección mínima para una franja de 100 cm es:

$$A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.003333 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 49 \text{ cm} = 16.33 \text{ cm}^2$$

Luego, colocando varillas de $\phi 16$ mm, se tiene:

$$\# \text{ Varillas requeridas} = \frac{16.33 \text{ cm}^2}{2.011 \text{ cm}^2} = 8.12$$

Entonces se necesita 9 varillas de $\phi 16$ mm para una franja de 100 cm, por lo que se propone ubicar 1 varilla de $\phi 16$ mm cada 11 cm a lo largo de la zapata en el sentido x.

Diseño a flexión en la dirección y

El momento obtenido para el eje "y" es de 226342.40 kg·cm, menor al momento causado en el eje x, por lo que el área de acero requerida será menor que la otorgada por la cuantía mínima nuevamente, entonces se propone la mayor de las dos áreas, que es:

$$A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.003333 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 47 \text{ cm} = 15.66 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Varillas requeridas} = \frac{15.66 \text{ cm}^2}{2.011 \text{ cm}^2} = 7.78$$

Los resultados son similares a los obtenidos en el eje x, por lo que se propone el mismo diseño anterior, es decir 1 varilla de $\phi 16$ mm cada 11 cm para el sentido “y”, esto con fines constructivos. Los despieces y más detalles se pueden ver en los respectivos planos.

4.2.13 Diseño de la Columna de cimentación

Las dimensiones de la columna de cimentación vienen dada desde el diseño de la zapata, por lo que se procede solamente a comprobar la resistencia de la misma, para ello se utiliza la Norma ACI 318. Las características serían: una columna de 55x35 cm, con cuatro aceros de $\phi 16$ mm y cuatro aceros de $\phi 14$ mm. Con lo que se tiene la siguiente comprobación:

Como primer paso se tiene la comprobación de las separaciones de los hierros o espacios libres dentro de la geometría de la columna, para ellos se escoge la mayor separación de las condiciones siguientes:

$$e \geq 3.75 \text{ cm}$$

$$e \geq 1.5 \text{ del mayor diámetro del hierro}$$

$$e \geq 1.5 \text{ del mayor diámetro del agregado gregado}$$

Donde:

e = Espaciamiento

Entonces se tiene:

$$e = 1.5 * 1.6 \text{ cm} = 2.40 \text{ cm}$$

$$e = 1.5 * 1.91 \text{ cm} = 2.865 \text{ cm}$$

Como se puede observar, el mayor espacio requerido es de 3.75 cm, por lo que se comprueba que la columna disponga de este espaciamento en su menor longitud. Para ellos se propone un recubrimiento de 4 cm y estribos de $\phi 8$ mm, con lo que se tiene lo siguiente:

$$e' = 35 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 1.6 \text{ cm} - 1.6 \text{ cm} - 1.4 \text{ cm} - 1.6 \text{ cm} = 20.8 \text{ cm}$$

El valor de 20 cm es mayor al de 3.75 cm requerido según la Norma ACI 318. Para el cálculo de la carga máxima que puede soportar la columna se tiene la fórmula descrita a continuación:

$$P_{max} = 0.80 \cdot \phi(0.85 \cdot f'c \cdot A_c + A_s \cdot f_y)$$

Donde:

P_{max} = Carga máxima que puede soportar la columna

A_c = Área del concreto

A_s = Área del acero

$\phi = 0.70$

ACI 318

Entonces se tiene que:

$$A_s = 4\phi 16mm + 4\phi 14mm = 4(2.011 \text{ cm}^2) + 4(1.54 \text{ cm}^2) = 14.204 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 55 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 1925.00 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$A_c = 1925 \text{ cm}^2 - 14.204 \text{ cm}^2 = 1910.796 \text{ cm}^2$$

Ahora se procede a aplicar la fórmula para encontrar la capacidad de carga de la columna:

$$P_{max} = 0.80 \cdot 0.70 \left(0.85 \cdot 240 \frac{kg}{cm^2} \cdot 1910.796 \text{ cm}^2 + 14.204 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

$$P_{max} = 251697.143 \text{ kg}$$

Con esto se comprueba que la columna puede resistir la carga ejercida por las columnas de los galpones. Luego se comprueba la cuantía, esta debe estar entre un valor de 0.01 y 0.06 para zona sísmica:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{14.204 \text{ cm}^2}{1925.00 \text{ cm}^2} = 0.007$$

La cuantía obtenida con este diseño no cumple con los requerimientos para sismo, por lo que se eleva el área de acero a cuatro varillas $\phi 18\text{mm}$ y cuatro varillas $\phi 20\text{mm}$, con lo que se tiene un $A_s=22.72 \text{ cm}^2$. Luego:

$$\rho = \frac{22.72 \text{ cm}^2}{1925.00 \text{ cm}^2} = 0.012$$

La nueva carga que puede resistir la columna sería:

$$P_{max} = 270753.91 \text{ kg}$$

4.2.14 Diseño de la Placa Base

La norma ANSI/AISC 360-10, en su capítulo J, expone el método de diseño de la placa de soporte de las columnas, la cual cumple con el trabajo de distribuir uniformemente la carga que va a recibir el plinto o columna de cimentación, para posteriormente transmitir las cargas hacia la respectiva zapata. Entonces se tiene que:

$$P_u = \phi_c P_p = \phi_c (0.85 f'_c A_1)$$

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c}$$

Donde:

P_u = Reacción vertical sobre la estructura

f'_c = Resistencia a compresión de concreto

A_1 = Área requerida para la placa

$\phi_c = 0.60$

Entonces se tiene lo siguiente:

$$A_1 = \frac{35600.00 \text{ kg}}{0.6 * 0.85 * 240} = 290.84 \text{ cm}^2$$

Pese a las dimensiones requerida para la placa según la AISC, las dimensiones de la columna necesitan otras dimensiones, por lo que se propone la siguiente placa de 53x33 cm, suficiente para cubrir el área requerida de la columna, la cual proporciona un área de:

$$\text{Área de la placa} = 53 \text{ cm} * 33 \text{ cm} = 1749 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del espesor de la placa se tiene lo siguiente:

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2P_u}{0.9 f_y B N}}$$

f_y = Límite de fluencia de la placa base, para acero A-36 = 2548.42 kg/cm²

Para el cálculo de m y n se tiene las siguientes fórmulas, escogiendo para el cálculo el mayor de los valores:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{53 - (0.95 * 45)}{2} = 5.125 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} = \frac{33 - (0.80 * 14)}{2} = 10.9 \text{ cm}$$

Aplicando la fórmula para el cálculo del espesor se tiene:

$$t = 10.9 \sqrt{\frac{2 * 35600.00 \text{ kg}}{0.9 * 2548.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (33 \text{ cm} * 53 \text{ cm})}}$$

$$t = 1.45 \text{ cm} = 14.5 \text{ mm}$$

Se redondea el valor a 16 mm por motivos de seguridad.

4.2.15 Diseño de Pernos de Anclaje

Los pernos de anclaje se ubican con la finalidad de mantener la placa de anclaje fija en su lugar y su diseño es principalmente a corte. La mayor fuerza ejercida en el eje x es de aproximadamente 19000.00 kg.

La norma ANSI/AISC 360-10 en su capítulo J, expone el diseño de los pernos de anclaje mediante la siguiente fórmula:

$$A_b = \frac{R_n}{\phi F_n}$$

Donde:

A_b = Área bruta del perno

R_n = Fuerza cortante

F_n = Tensión de corte nominal = 4200 kg/cm² (acero de refuerzo)

ϕ = 0.75

Entonces aplicando la fórmula se tiene:

$$A_b = \frac{19000.00 \text{ kg}}{0.75 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área del perno} = \frac{6.03 \text{ cm}^2}{8} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro del perno} = 2 \sqrt{\frac{\text{Área del perno}}{\pi}} = 0.98 \text{ cm}$$

Se podría ubicar 8 varillas de ϕ 10 mm anclados a la columna, pero por seguridad se ubicará 8 varillas de ϕ 16 mm, los detalles se podrán observar en los respectivos planos.

CAPITULO V

5. INGENIERÍA DE DETALLE

5.1 Cantidades de Obra

Las cantidades de obra serán descritas para el acero y la cubierta de galvalume, ya que la cimentación es solamente referencial debido a la escases de datos con respecto al suelo de cimentación.

Para el acero de la cubierta se tiene la siguiente tabla de resumen, donde se indica las cantidades de acero a utilizar para las dos naves industriales que se propuso con el fin de cubrir el área total.

Acero				
Serie	Perfil	Peso Unitario (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)
Tubo Cuadrado Liviano	TCuL 40x3	3.30	6741.96	22248.47
	TCuL 125x4	14.87	974.90	14496.76
	TCuL 125x5	18.33	67.19	1231.59
	TCuL 90x4	10.48	1314.10	13771.77
	TCuL 75x3	6.60	3654.00	24116.40
Barras redondas	Ø8mm	0.395	5163.36	2039.53
	Ø12mm	0.888	360.00	319.68
UPN	UPN 140, Doble en cajón soldado	32.00	360.76	11544.32
Total				89768.52

Tabla 43: Resumen de cantidades de acero

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

Para el galvalume se tiene que se necesitan aproximadamente 5598.18 m² para cubrir el área de los dos galpones.

5.2 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas se elaboraron según las establecidas por el GAD Municipal del Cantón Cuenca para la ejecución de un proyecto similar.

5.2.1 Hormigón 240 Kg/Cm2 – Cadenas y Zapatas

Descripción

Ver Especificaciones Técnicas para el Hormigón.

Unidad: Metro cubico (m3).

Materiales: Cemento tipo portland, árido fino, árido grueso, agua; que cumplirán con las especificaciones técnicas de materiales.

Equipo mínimo: Herramienta menor, mezcladora mecánic, vibrador.

Mano de obra mínima calificada: Categorías E2, D2, C1 y B3.

Medición y Forma de Pago

La unidad de medición y pago será por metro cuadrado (m3), con aproximación de dos decimales.

Se contabilizará el volumen total efectivamente ejecutado. La fiscalización comprobará los trabajos realizados.

El pago de este rubro es la compensación total por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales e insumos necesarios para la correcta ejecución de esta actividad, y se pagará de acuerdo al precio unitario establecido en el contrato.

5.2.2 Acero Estructural

Descripción

Serán las operaciones necesarias para cortar, doblar, soldar, pintar y otras necesarias para la fabricación y montaje de una estructura en perfil de tol doblado.

El objetivo es el disponer de una estructura de cubierta, columnas, elaboradas en perfiles estructurales, y que consistirá en la provisión, fabricación y montaje de dicha estructura, según planos y especificaciones del proyecto y por indicaciones de fiscalización.

Unidad: Kilogramo (kg.).

Materiales mínimos: Tubo cuadrado estructural ASTM A-500 Gr. C, Perfiles estructurales UPN ASTM A-572 Gr. 50 , suelda, pernos de anclaje, desoxidante, thinner; que cumplirán con las especificaciones técnicas de materiales.

Equipo mínimo: Herramienta menor, cizalla, dobladora, soldadoras eléctricas, amoladoras.

Mano de obra mínima calificada: Categorías E2, C2 y B3, C3.

Control De Calidad, Referencias Normativas, Aprobaciones

Requerimientos Previos

- Revisión de los planos arquitectónicos, estructurales y de detalle de la estructura, así como otros documentos de obra que definan diseños, sistemas y materiales a utilizarse. Revisión de la memoria de cálculo y datos de diseño. Verificación de pendientes, secciones de canales recolectores de agua lluvia y otros que inciden en el uso y comportamiento de la estructura a ejecutar. De requerirse complementaciones o modificaciones, se solicitarán las mismas al calculista estructural.
- Elaboración de dibujos de taller, para corte y organización del trabajo. Determinación de los espacios necesarios para la ejecución del trabajo.
- Determinación y organización del trabajo a ejecutarse en taller y en obra.
- Replanteo y trazos requeridos del sitio a ubicar la estructura. Verificación de medidas en obra.
- Los perfiles estructurales a utilizar deben cumplir con la resistencia de diseño y características generales y dimensionales.
- La suelda a utilizar será del tipo de arco (suelda eléctrica). Los electrodos serán especificados en planos, y a su falta se utilizará electrodos 6011 de 1/8" para espesores máximos de 4 mm. Para espesores superiores se utilizará electrodos 6011.
- Disposición de un sitio adecuado para el almacenamiento y trabajos en obra.
- Verificación de la fundición y condiciones óptimas de las bases, plintos o cimentaciones que soporten la estructura.

- Culminación de elementos de apoyo de la estructura como: muros, losas, vigas y similares.
- Verificación de la existencia de instalaciones eléctricas requeridas.
- Ubicación de sistemas de andamios, entarimados y otros que se requieran para el izado y armado de la estructura.
- Precauciones para el transporte de los perfiles y piezas preparadas: que no rocen entre sí y sin cargas puntuales que puedan producir torceduras del material.
- Verificación y pruebas del personal técnico calificado para la fabricación y montaje de la estructura.
- Verificación de la calidad y cantidad del equipo; grúa, elevadores y similares que posean las características y capacidad adecuada para el trabajo de alzado de la estructura.
- Sistemas de seguridad para obreros: botas, guantes, anteojos, cascos, cinturones.
- El montaje de la estructura estará dirigido por un profesional (ingeniero) experimentado en el ramo.
- Fiscalización exigirá muestras previas, para la verificación de materiales, tipo y calidad de suelda, acabados y mano de obra calificada. Aprobará el inicio de la fabricación y del montaje de la estructura de acero en perfiles.

Durante la Ejecución

- Control de los materiales y verificación de cumplimiento de dimensiones, formas y espesores.
- Las planchas de acero cumplirán los requisitos de la norma INEN 114. Planchas delgadas de acero al carbono; para calidades “Estructural” y “Estructural Soldable”; no se aceptarán planchas de acero de calidad comercial. Para tolerancias, se observará la norma INEN 115. Tolerancias para planchas de acero al carbono laminadas en caliente o en frío.
- De considerarlo adecuado, se permitirá enderezar los perfiles antes de cortarlos. Enderezados con el uso de calor, serán permitidos por excepción, bajo un control riguroso y previa aprobación de fiscalización.
- Unificación de medidas y espesores para cortes en serie. Control del procedimiento y longitud de cortes: no se aceptarán piezas que rebasen la tolerancia de ± 5 mm.

- Todos los cortes se realizarán en frío, a máquina o a mano, para el que las piezas deberán estar debidamente fijadas y aseguradas.
- Por muestreo se revisará con calibrador los pernos de anclaje y sujeción. No se podrán reutilizar pernos retirados.
- Control del material de suelda: no se permitirá el uso de electrodos, que no se encuentren debidamente empacados en el original del fabricante; se rechazará electrodos húmedos o dañados.
- De existir óxido, será retirada con cepillo de alambre, lija gruesa y desoxidante. Control de que los perfiles se encuentren libre de pintura, grasas y otro elemento que perjudique la calidad de los trabajos en ejecución.
- Realización y verificación de muestras de suelda (y pruebas de requerirlo la fiscalización).
- Para proceder con la suelda, los elementos tendrán superficies paralelas, chaflanadas, limpias y alineadas; estarán convenientemente fijados, nivelados y aplomados, en las posiciones finales de cada pieza.
- Los cordones de suelda, no superarán los 50 mm en ejecución consecutiva, previniendo de esta manera la deformación de los perfiles, por lo que en cordones de mayor longitud, se soldará alternadamente, llenando posteriormente los espacios vacíos.
- Control y verificación permanente que las secciones de suelda sean las determinadas y requeridas en planos. Control del amperaje recomendado por el fabricante de los electrodos.
- Se realizará un pre - ensamble, para alinear agujeros y sistemas de conexión, que determinen un armado correcto en obra. Al disponer de estructura de ensamble con pernos, se realizarán moldes de prueba, en los que todas las piezas calcen entre sí. Toda perforación será realizada con taladro y no será mayor a 1,5 mm. del diámetro nominal del perno.
- Antes del armado, se realizará la fabricación y montaje de las vigas y columnas correspondientes a un pórtico de prueba. Verificación de alturas, cortes, niveles, plomos y otros.
- Control de la colocación de apoyos, como pletinas, placas y anclajes, debidamente aplomados y nivelados.

- Para la erección de la estructura de columnas: se procederá inicialmente con la primera y última para el correcto alineamiento y nivelación.
- Limpieza y pulido con amoladora de la rebaba y exceso de suelda.
- Se permitirán empalmes en piezas continuas, únicamente en los lugares determinados por los planos, con los refuerzos establecidos en los mismos.
- Verificación de la instalación de tensores y otros complementarios que afirmen la estructura.
- Aplicación de pintura anticorrosiva, rigiéndose a lo establecido en la especificación del rubro “Pintura anticorrosiva”, del presente estudio.

Posterior a la Ejecución

- Ubicación de chicotes con pletina o acero de refuerzo en las columnas.
- La estructura y sus piezas componentes terminadas no tendrán torceduras, dobladuras o uniones abiertas. Se verificarán los plomos, alineamientos y niveles.
- Inspección de la suelda efectuada, verificando dimensiones, uniformidad, ausencia de roturas, penetración. Fiscalización podrá exigir la realización de pruebas no destructivas de la suelda efectuada, mediante una prueba de carga o utilizando ensayos de rayos x, magnaflux o pruebas ultrasónicas, a costo del contratista.
- Reparaciones de fallas de pintura, producidas durante el transporte y montaje.

Ejecución y Complementación

Cumplidos los requerimientos previos, se iniciará la ejecución del rubro, con la recepción y aprobación de los materiales a utilizar. Se limpiarán los materiales y se prepararán las diferentes piezas que conformarán los elementos de la estructura, verificándose que sus dimensiones y formas cumplan con lo determinado en planos.

Se proseguirá con un pre armado de los elementos en fabricación, para mediante un punteado con suelda, verificar el cumplimiento de dimensiones, formas, ángulos y demás requisitos establecidos en planos. Aprobadas, se procederá con el soldado definitivo de cada una, y se realizará un nuevo control y verificación final, en la que se controlará cuidadosamente la calidad, cantidad y secciones de suelda, la inexistencia de deformaciones por su aplicación, previo a su pulido y lijado.

Para uniones con pernos, igualmente se realizarán pre armados en taller, verificando el adecuado empalme entre piezas y la correcta ubicación y coincidencia de las perforaciones y pernos.

Se procederá con la pintura anticorrosiva, únicamente cuando las piezas que se encuentren aprobadas y terminadas. Para su aplicación, los diferentes elementos de la estructura deberán estar limpios, sin óxido o grasa y cumplir con los procedimientos y recomendaciones de la especificación constante en estos documentos.

El constructor, preverá todos los cuidados necesarios para el transporte de los elementos y piezas a obra, asegurando el equipo adecuado y los cuidados requeridos para impedir deformaciones, esfuerzos o situaciones no previstos. Igualmente cuidará de conservar durante este proceso, la calidad del revestimiento de pintura.

Para el inicio del montaje y armado en obra, se verificará: el acabado y estado de las bases y anclajes de cimentación y su nivelación; la existencia de las instalaciones y requerimientos adecuados; las facilidades y equipos necesarios para acometer esta etapa de trabajo; los andamios y sistemas de apoyo para la estructura previstos para esta etapa; las medidas y equipos de seguridad y que los elementos y piezas requeridos se encuentren completos y en buen estado.

El montaje se iniciará por dos extremos opuestos, con el armado de los pórticos completos, en los que se controlará plomos y niveles, con medios de precisión, para asegurados y apuntalados los mismos, proseguir con los intermedios. Toda la estructura se apuntalará adecuadamente, para la verificación sucesiva y final de su correcto armado y montaje, antes de proceder con su asegurado, soldado y complementación total, luego de la cual se verificarán las sueldas realizadas en obra y la colocación y ajuste de pernos. Igualmente se procederá con la reparación de todas las fallas de pintura o el repintado total anticorrosivo, de ser necesario.

El retiro de apuntalamientos y andamios colocados para el montaje y armado, se lo realizará de acuerdo a la forma y el orden previamente establecido, para permitir el trabajo adecuado de la estructura. Anticipadamente al inicio de este trabajo, se tomarán los niveles, alineaciones y plomos de referencia, que permitan un control concurrente del comportamiento de la estructura terminada.

Fiscalización determinará la necesidad de una prueba de carga u otras pruebas o ensayos, previa la aprobación de los trabajos. Para una prueba de carga, se consultará y diseñará la misma, con la participación del ingeniero estructural responsable.

Medición y Pago

La medición será de acuerdo a la cantidad efectiva fabricada y montada en obra. Su pago será por kilogramo “kg”.

5.2.3 Canales de Zinc

Descripción

Este rubro consiste en todas las actividades que se requieren para la instalación de canales, en los sitios y con el diseño que se indique en los planos arquitectónicos. Tienen como finalidad la conducción y evacuación del agua lluvia desde la cubierta. El objetivo es la provisión e instalación de canales, debidamente colocadas y completamente selladas al tubo de desagüe (bajante).

La fabricación e instalación de los canales se realizarán en base a los diseños entregados y debidamente aprobados por Fiscalización. Los canales serán contruidos con láminas de Zinc dobladas de acuerdo al perfil y medidas especificadas para la canal hidráulica. Las canales que recogerán las aguas lluvias, irán unidas rígidamente a la estructura de cubierta y tendrán una pendiente uniforme no inferior al 1%.

La superficie interna y externa del canal será lisa, limpia y no tendrá estrías, cavidades ni otros defectos superficiales. Presentará un color uniforme en toda su superficie. Los extremos del canal estarán cortados perpendicularmente al eje longitudinal. El corte será limpio. Durante el suministro de los canales, estos deberán ser protegidos de manera que no se alteren sus características, para el almacenamiento las piezas estarán apiladas en posición horizontal sobre superficies planas y en lugares protegidos de impactos.

La ejecución y colocación de canales, es un proceso simultáneo o posterior a la elaboración de la cubierta, por lo que el contratista verificará el momento adecuado para la fabricación y posterior colocación de estos canales.

Las medidas desarrolladas de canales serán moduladas con las dimensiones comerciales de las planchas de Tol. Previa la verificación de medidas en obra y con los planos de detalle y complementarios desarrollados en obra, se procederá a su fabricación. Los cortes de la plancha de Tol serán efectuados con cortadora mecánica y adicionalmente para cortes de pequeña dimensión se utilizará tijera. Los dobleces que se requieran deben ser efectuados con dobladora mecánica. La unión de todos los elementos será traslapada en un mínimo de 15mm y con silicón (en toda la longitud de la unión y superficie del traslape) y fijados con remaches.

De prever el proyecto, el pintado de elementos de Tol galvanizado, se efectuará posterior a su fabricación y previo a su colocación, siguiendo las instrucciones del fabricante de la pintura o las determinadas por la Fiscalización.

Para la sujeción y colocación de canales se utilizará procedimientos acordes con la estructura de cubierta, según detalles del sistema constructivo o por indicaciones de fiscalización; pero se tendrá en cuenta las siguientes observaciones:

- Se fijará a la estructura de cubierta para evitar deslizamientos.
- Para canales considerablemente anchos, se soldarán tensores interiores que eviten su deformación.
- Los ganchos de pletina, que sostienen los canales, irán sujetos al alero o estructura de cubierta a distancias no mayores de 1.20m
- Los vierteaguas se fijarán con taco y tornillo y su cabeza se recubrirá con silicón.
- Para la fijación a perfiles de acero se anclará con varilla de 10mm doblada y soldada a los perfiles con suelda 60 11.

Fiscalización aprobará o rechazará la entrega del rubro concluido total o parcial, verificará que las canales se encuentren perfectamente colocadas. Se deberá verificar la correcta instalación y funcionamiento de las canales. Se sujetará a las pruebas, tolerancias y condiciones en las que se realiza dicha entrega. El constructor

deberá tomar las medidas necesarias de protección y buen cuidado del rubro ejecutado hasta la entrega - recepción de la obra.

Unidad: metro lineal (ml).

Materiales mínimos: Plancha de Zinc e=0.75mm, varilla de 10mm, electrodos 6011.

Equipo mínimo: Herramienta menor, andamios.

Mano de obra mínima calificada: Categorías E2, D2.

Medición y Forma de Pago

La unidad de medición y pago será por metro lineal (ml), con aproximación de dos decimales.

Se contabilizará la longitud total efectivamente instalado. La fiscalización comprobará los trabajos realizados.

El pago de este rubro es la compensación total por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales e insumos necesarios para la correcta ejecución de esta actividad, y se pagará de acuerdo al precio unitario establecido en el contrato.

5.2.4 Bajantes de PVC 110 mm

Descripción

Las aguas lluvias receptadas por una cubierta son captadas en los puntos de desagüe y conducidas a las tuberías que se instalan verticalmente conocidas como "bajantes", y su función es captar las aguas servidas y lluvias de cada planta alta y conducirla hasta los colectores horizontales que se ubican a nivel de planta baja o subsuelo.

Los bajantes pueden destinarse a conducir aguas servidas o aguas lluvias de cubiertas; en ambos casos se realizan con tuberías de PVC para uso sanitario, que puede ser sobrepuesta en ductos verticales de instalaciones o empotrados, hasta los diámetros permitidos, en paredes y conforme a los diámetros y detalles de planos del proyecto e indicaciones de Fiscalización.

Unidad: Metro lineal (m).

Materiales mínimos: Tuberías de PVC uso sanitario tipo B de 110 mm, codos, ye, reducciones y más accesorios PVC, limpiador y soldadura para PVC rígido; que cumplirán con las especificaciones técnicas de materiales.

Equipo mínimo: Herramienta menor especializada.

Mano de obra mínima calificada: Categoría D2, B3.

5.2.5 Cubierta con Planchas de Galvalume

Descripción

Ver Especificaciones Técnicas para galvalume.

Unidad: Metro cuadrado (m²).

Materiales mínimos: Plancha de galvalume prepintado AR2000 con espesor de 40 mm, accesorios de sujeción.

Equipo mínimo: Herramienta menor especializada.

Mano de obra mínima calificada: Categoría D2.

Medición y Forma de Pago

La unidad de medición y pago será por metro cuadrado (m²), con aproximación de dos decimales.

Se contabilizará el área total efectivamente instalada. La fiscalización comprobará los trabajos realizados.

El pago de este rubro es la compensación total por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales e insumos necesarios para la correcta ejecución de esta actividad, y se pagará de acuerdo al precio unitario establecido en el contrato.

5.3 Izaje

El izaje es un punto muy importante dentro de la ejecución de una obra, debido a la complejidad de montar la estructura. El izaje se lo debe planificar con anterioridad y por el diseñador, ya que una mala maniobra puede llevar al fracaso total o parcial de armadura a elevar, esto ocasionado a que se pueden ocasionar esfuerzos ajenos a los que estuvo diseñado inicialmente el sistema.

5.3.1 Equipo Necesario

- Grúa con un alcance mínimo de pluma de 20 metros y una capacidad mínima de 2000 kg.
- Tornapuntas
- Cabrestantes
- Cables de acero
- Equipo de soldadura
- Transporte
- Poleas, gato hidráulico, vigas, si es necesario.

5.3.2 Procedimiento de Montaje e Izaje

Se propone dividir los pórticos en tres partes como se indica en la figura 94, procurando distribuir de mejor manera las masas que componen la estructura.

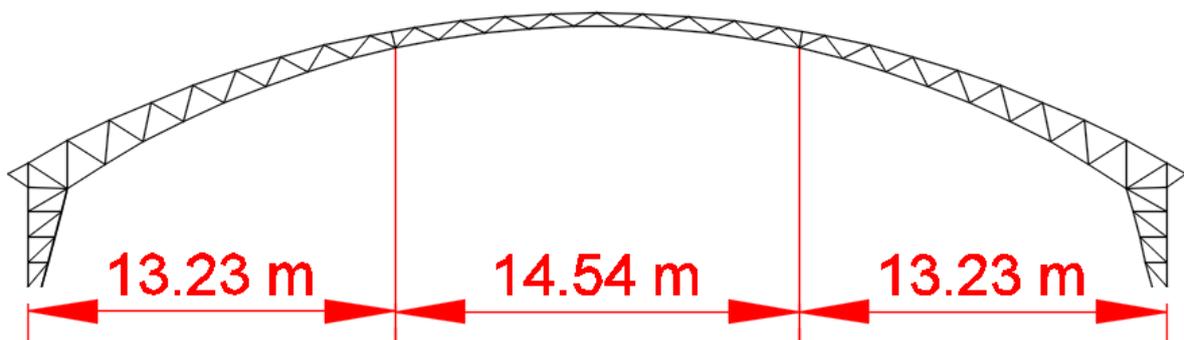


Figura 94: División del pórtico tipo arco para izaje.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

5.3.2.1 Opción 1

Se propone como primera opción, establecer las columnas en toda su longitud, para que puedan ser ancladas dos de las tres partes del arco como se observa en la figura 95.

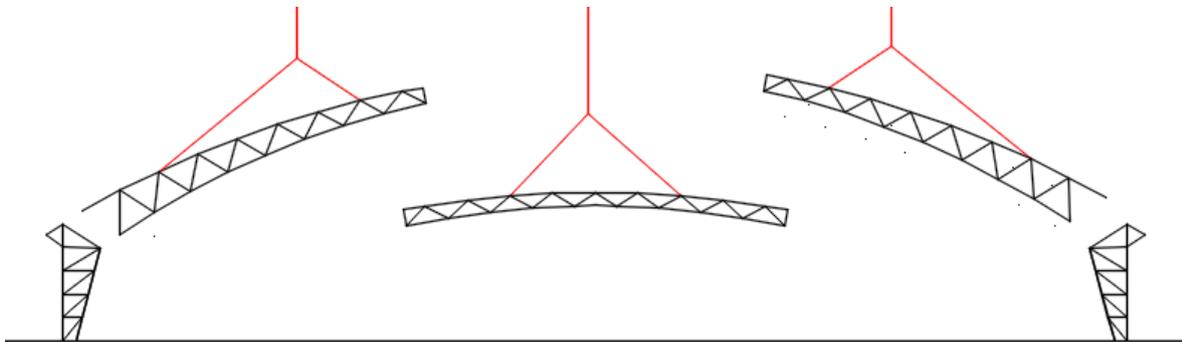


Figura 95: División y anclaje para montaje del pórtico tipo arco – opción 1.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

Luego de establecidas las partes anteriores, con más facilidad se puede montar la parte centro utilizando dos puntos de anclaje como apoyos temporales, como se indica en la figura 95.

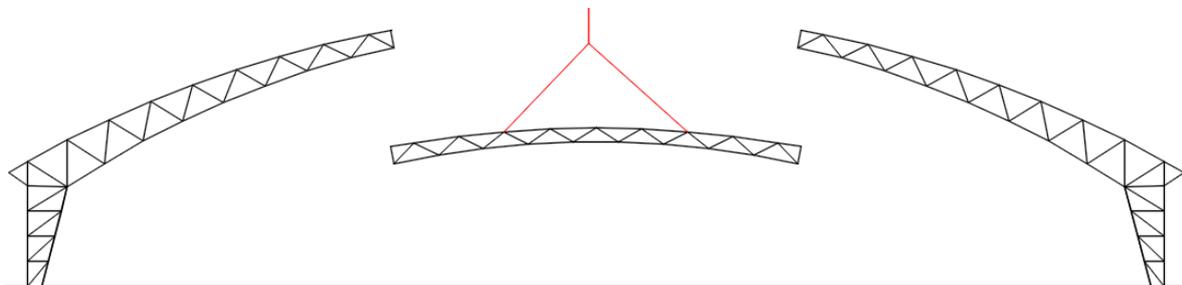


Figura 96: Izaje de la última pieza para armar el pórtico tipo arco – opción 1.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

5.3.2.2 Opción 2

Para la opción 2 se propone armar in situ las columnas y las dos primeras partes del pórtico, para que luego sean izadas (fig. 96). Posteriormente se montaría la última parte como se observa en la figura 97.

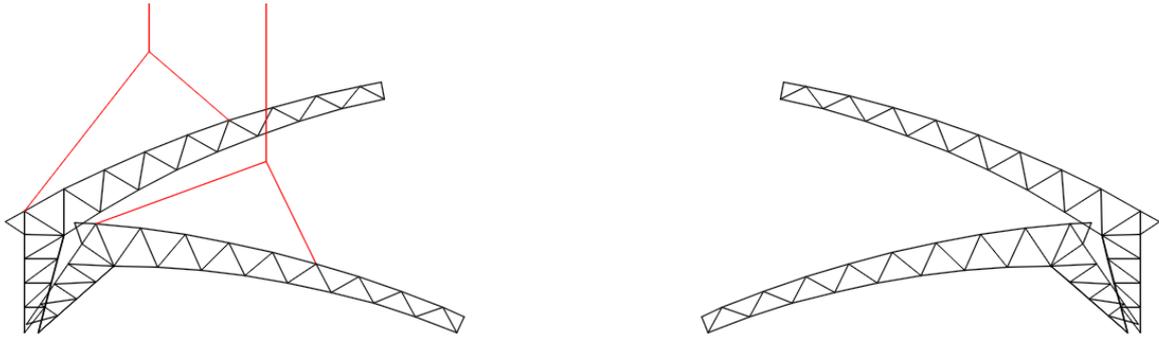


Figura 97: División y anclaje para montaje del pórtico tipo arco – opción 2.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

CAPITULO VI

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- Se logró recolectar toda la información necesaria para el cálculo y diseño de la cubierta para la Plataforma Itinerante de Narancay, base necesaria para un buen direccionamiento de este proyecto y un buen resultado final.
- Luego de una investigación realizada en la ciudad de Cuenca, en ciudades aledañas y de fuentes secundarias se pudo establecer las estructuras típicas del medio y las idóneas para cubrir grandes luces, de donde se obtuvo dos opciones que entraron a un análisis más profundo.
- Si bien la estructura a dos aguas propuesta tiene un peso total en acero de aproximadamente 66374.50 kg ante un peso de cubierta tipo arco de 89768.52 kg, evidentemente menor, se elige la estructura de cubierta tipo arco por temas estéticos, de funcionalidad, entre otros, ya que en ausencia del diseño arquitectónico para dicho sistema, queda abierta la opción de establecer un diseño diferente a los comúnmente utilizados en los mercados de la ciudad de Cuenca.
- La cercha a dos aguas puede elevar su altura en grandes luces, si se utiliza pendientes altas, mientras que si se utiliza pendientes muy bajas puede existir peligro de acumulación de granizo.
- La propuesta llevada hasta los estudios finales fue una cubierta tipo arco, la cual es comúnmente utilizada en el medio, lo que es un indicativo de aceptabilidad en términos estéticos y económicos.
- Se diseñó todos los elementos de la cubierta con el método LRFD de la norma ANSI/AISC 360-10, por el cual se hizo proceso fundamentado, llegando a obtener una estructura estable, rígida y resistente.
- Al ser una figura simétrica, el centro de gravedad está ubicado de manera que los efectos torsionantes se disminuyan o anulen, al mismo tiempo que aporta con un excelente comportamiento ante efectos de sismo.
- El viento sobre la cubierta tiene mayores efectos en succión que en presión, lo que estáticamente es benéfico para el comportamiento de la estructura.

- Con la geometría en arco se pudo optimizar mejor los espacios, pudiéndose utilizar no solamente como mercado sino como espacios de recreación y esparcimiento.
- El periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_c), es más conservador en la NEC-2014 en comparación con la NEC-2011 que permite un rango más alto para este periodo, por lo que se tuvo que realizar un proceso largo y minucioso con el fin de bajar los periodos de vibración.
- Los arriostramientos laterales y cruces de San Andrés, al igual que los arriostramientos superiores, ayudan en gran magnitud para los desplazamientos, bajando así los periodos de vibración, siendo elementos muy económicos en el medio, influyen directamente en temas económicos al restar la necesidad de colocar elementos estructurales con mayor inercia y sección.
- Las deflexiones que presenta la estructura están dentro de los valores permisibles, por lo que se puede decir que es un sistema que cumple con las condiciones de rigidez.

6.2 Recomendaciones

- Realizar un estudio de suelos más profundo, con el fin de que se tenga datos de mayor precisión sobre la capacidad portante del suelo y de esta manera se pueda plantear correctamente el diseño de cimentaciones.
- La supervisión de la construcción de la obra debe ser realizada por personal especializado en estas obras.
- Analizar la geometría de la siguiente figura (celosía espacial), la cual se la realizó con el fin de otorgarle a la estructura más rigidez en el sentido del eje y-y, utilizando dos cordones en la parte superior del arco y uno en su parte inferior.
- Se recomienda colocar planchas traslucidas de ser requerido, para obtener iluminación natural dentro de la plataforma.

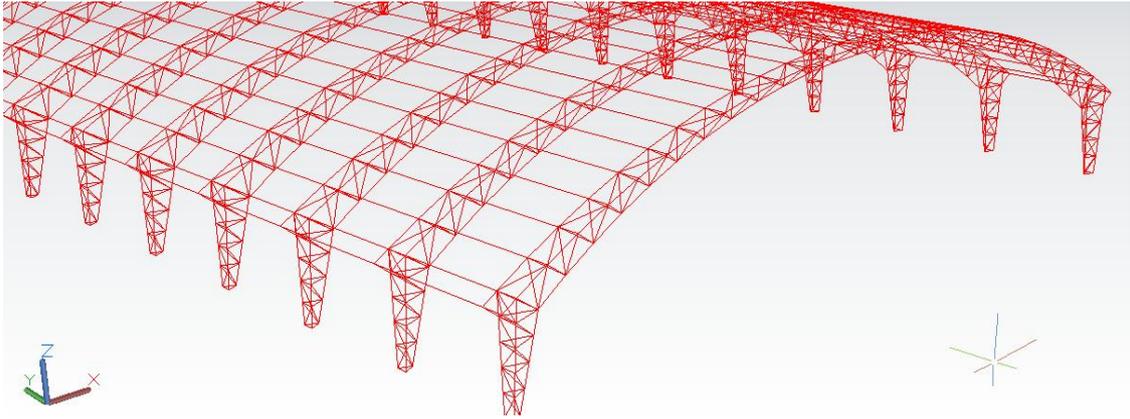


Figura 98: Estructura de cubierta tipo arco sugerida para análisis.

Fuente: Mario Delgado O., (2016).

- Mejorar las condiciones del suelo para las cimentaciones, ya que estarán a una profundidad de aproximadamente 2.00 metros, donde las características del suelo pueden ser desfavorables en vista de que el terreno funcionaba como escombrera antes del emplazamiento de la plataforma.

Bibliografía

1. N.E.C. (Norma Ecuatoriana de la Construcción). (2014).
2. AISC 360-10, (American Institute of Steel Construction), Norma Estadounidense Sobre las Especificaciones para Edificaciones de Acero Estructural. (2010).
3. ASCE/SEI 7-10, (American Society of CML Engineers), Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles. (2010).
4. ACI 318, (American Concrete Institute), Norma Estadounidense sobre los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. (2014).
5. AWS D1.1/D1.1M:2010 (American Welding Society), Sociedad Americana de Soldadura, Código de Soldadura Estructural. (2010).
6. Norma Rusa de la Construcción, 2003. (Cargas y Efectos) SNIP 2.01.07-85*. Moscú.
7. McCormac, J.C. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero (2da Edición)*, Método LRDF. México, D.F.: ALFAOMEGA GRUPO EDITOR. S.A. de C.V.
8. Bowles, J.E. (1993). *Diseño de Acero Estructural*. México, D.F.: EDITORIAL LIMUSA, S.A. de C.V. GRUPO NORIEGA EDITORES.
9. Urbán B.P. (2009). *Construcción de Estructuras Metálicas (4ta Edición)*. San Vicente, Alicante, España: Editorial Club Universitario.
10. Hirschfeld. K. (1975). *Estática en la Construcción*. España: EDITORIAL REVERTÉ, S.A.
11. Crisafulli, F.J. (2010). *Asociación Latinoamericana del Acero. Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero. Recuperado de: <http://www.alacero.org/>
12. Peck, R.B. Hanson, W.E. Thornburn, T.H. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones*. México, D.F.: EDITORIAL LIMUSA, S.A. de C.V. GRUPO NORIEGA EDITORES.
13. Das, B.M. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones (4ta Edición)*. México: International Thomson Editores, S.A. de C.V.
14. Baykov, V.N., Strongin, S.G. (1982). *Estructuras de Construcción*, Moscú: Editorial Mir.
15. Romo P.M. (2007). *Diseño de Naves Industriales con Lámina Delgada de Acero*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito.

16. Villareal C.G.(2010), *Resistencia de Materiales*. Perú: Imprenta Gráfica Norte S.R.L.
 17. Nonnast R. (1993). *El Projectista de Estructuras Metálicas (Decimoctava edición)*. Madrid, España: Editorial Paraninfo S.A.
 18. MIDUVI (Ministerio de Desarrollo Urbano y de Vivienda), (2014). Recuperado de: <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion/#>
- Romo P.M. (2007). *Temas de Hormigón Armado*, Quito: Escuela Politécnica del Ejército.

Anexos

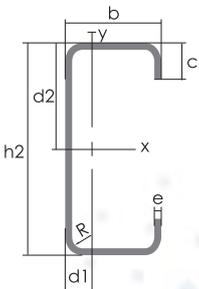
Anexo 1: Catálogos de productos

PERFILES ESTRUCTURALES CORREAS "G"



Especificaciones Generales

Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6.00m
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1.50mm hasta 12.00mm
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa consulta



Dimensiones exteriores a la sección transversal.
 Radio de curvatura interior igual a 1,5e para espesores menores a 6,00 mm
 Radio de curvatura interior igual a 2e para espesores de 6,00 mm o mayores

Designación	Dimensiones				Masa Kg/m	A cm ²	d cm	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	d	c	e				I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y
	mm	mm	mm	mm				cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
G 60x30x10x2	60	30	10	2	1,96	2,54	1,44	14,88	5,28	4,9	2,74	2,42	1,44
G 80x40x15x2	80	40	15	2	2,75	3,54	1,46	35,25	8,07	8,81	3,18	3,16	1,51
G 80x40x15x3	80	40	15	3	3,95	5,11	1,46	49,04	10,85	12,26	4,27	3,1	1,46
G 80x50x15x2	80	50	15	2	3,06	3,88	1,46	41,11	13,55	10,28	4,34	3,23	1,88
G100x50x15x2	100	50	15	2	3,38	4,34	1,73	69,24	14,98	13,85	4,57	4,00	1,86
G100x50x15x3	100	50	15	3	4,89	6,31	1,72	97,78	20,51	19,56	6,25	3,94	1,8
G100x50x15x4	100	50	15	4	6,29	8,15	1,71	122,5	24,85	24,49	7,55	3,88	1,75
G100x50x20x4	100	50	20	4	6,60	8,55	1,85	126,7	28,5	25,34	9,05	3,85	1,83
G100x50x25x5	100	50	25	5	8,35	10,86	1,98	152,51	36,52	30,5	12,09	3,75	1,83
G125x50x15x2	125	50	15	2	3,77	4,84	1,56	116,4	16,16	18,63	4,69	4,91	1,83
G125x50x15x3	125	50	15	3	5,48	7,06	1,55	165,5	22,16	26,48	6,43	4,84	1,77
G125x50x15x4	125	50	15	4	7,07	9,15	1,54	208,7	26,88	33,39	7,78	4,78	1,71
G125x50x15x5	125	50	15	5	8,55	11,11	1,54	246,2	30,41	39,39	8,78	4,71	1,65
G125x50x20x4	125	50	20	4	7,39	9,55	1,68	217	30,9	34,7	9,32	4,77	1,8
G125x50x25x5	125	50	25	5	9,33	12,11	1,8	264,3	39,88	42,29	12,46	4,67	1,82
G125x50x30x6	125	50	30	6	11,32	14,73	1,92	307,1	48,69	49,14	15,81	4,56	1,81
G150x50x15x2	150	50	15	2	4,16	5,34	1,42	178,7	17,13	23,83	4,78	5,79	1,79
G150x50x15x3	150	50	15	3	6,07	7,81	1,42	255,2	23,49	34,03	6,56	5,72	1,73
G150x50x15x4	150	50	15	4	7,86	10,15	1,41	323,5	28,51	43,13	7,95	5,65	1,68
G150x50x15x5	150	50	15	5	9,53	12,36	1,41	383,6	32,27	51,15	8,98	5,57	1,62
G150x50x20x4	150	50	20	4	8,17	10,5	1,54	337	32,9	44,9	9,52	5,65	1,77
G150x75x25x5	150	75	25	5	12,28	15,86	2,65	545,4	117,2	72,71	24,17	5,86	2,72
G150x75x30x6	150	75	30	6	14,86	19,23	2,78	641,4	144,5	85,52	30,57	5,77	2,74
G175x50x15x2	175	50	15	2	4,56	5,84	1,31	257,7	17,92	29,45	4,85	6,64	1,75
G175x50x15x3	175	50	15	3	6,66	8,56	1,31	369,4	24,59	42,22	6,66	6,57	1,7
G175x50x15x4	175	50	15	4	8,64	11,15	1,3	470,0	29,85	53,71	8,07	6,49	1,64
G175x50x15x5	175	50	15	5	10,51	13,61	1,3	559,7	33,79	63,97	9,14	6,41	1,58
G175x75x25x4	175	75	25	4	10,84	13,9	2,48	653,0	105	74,6	20,9	6,84	2,75
G175x75x25x5	175	75	25	5	13,26	17,11	2,47	786,0	123,9	89,82	24,63	6,78	2,69
G175x75x30x6	175	75	30	6	16,03	20,73	2,6	929,4	152,8	106,2	31,19	6,7	2,72
G200x50x15x2	200	50	15	2	4,95	6,34	1,21	354,9	18,59	35,49	4,91	7,48	1,71
G200x50x15x3	200	50	15	3	7,25	9,31	1,21	510,3	25,51	51,03	6,73	7,4	1,66
G200x50x15x4	200	50	15	4	9,43	12,15	1,21	651,4	30,96	65,14	8,18	7,32	1,6
G200x50x15x5	200	50	15	5	11,49	14,86	1,21	778,3	35,06	77,83	9,26	7,24	1,54
G200x75x25x4	200	75	25	4	11,63	14,9	2,32	895,0	110,0	89,50	21,3	7,64	2,71
G200x75x25x5	200	75	25	5	14,24	18,37	2,32	1080,0	129,6	108,0	25,02	7,67	2,66
G200x75x30x6	200	75	30	6	17,21	22,23	2,45	1282,0	160,2	128,2	31,73	7,59	2,68
G250x75x25x4	250	75	25	4	13,20	6,90	2,07	1520,0	118,0	122,0	21,7	9,48	2,64
G250x100x25x5	250	100	25	5	18,17	23,36	2,73	2219,0	285,3	177,5	39,24	9,75	3,49
G250x100x30x6	250	100	30	6	21,92	8,23	3,1	2647,0	383,5	219,8	55,58	9,68	3,69
G300x100x30x4	300	100	30	4	16,65	21,3	2,84	2860,0	274,0	191,0	38,3	11,6	3,58
G300x100x35x5	300	100	35	5	20,91	26,9	2,97	3560,0	351,0	237,0	49,9	11,5	3,62
G300x100x35x6	300	100	35	6	24,75	31,8	2,96	4170,0	404,0	278,0	57,4	11,4	3,56

PERFILES ESTRUCTURALES CORREAS "U"



Especificaciones Generales

Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6.00m
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1.50mm hasta 12.00mm
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa consulta

Designación	Dimensiones (mm)			Masa Kg/m	A cm ²	d1 cm	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	b	e				lx	ly	Wx	Wy	ix	iy
	mm	mm	mm				cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
C 50 x 25 x 2	50	25	2	1,45	1,87	0,72	7,06	1,13	2,83	0,63	1,94	0,72
C 50 x 25 x 3	50	25	3	2,09	2,7	0,77	9,7	1,57	3,88	0,91	1,89	0,76
C 60 x 30 x 2	60	30	2	1,77	2,26	0,85	12,5	2,00	4,16	0,93	2,35	0,94
C 60 x 30 x 3	60	30	3	2,56	3,3	0,89	17,5	2,84	5,85	1,34	2,31	0,93
C 60 x 30 x 4	60	30	4	3,30	4,2	0,95	21,1	3,51	7,03	1,72	2,24	0,91
C 80 x 40 x 2	80	40	2	2,40	3,07	1,09	30,8	4,89	7,71	1,68	3,17	1,26
C 80 x 40 x 3	80	40	3	3,51	4,5	1,14	43,9	7,01	11	2,45	3,12	1,25
C 80 x 40 x 4	80	40	4	4,56	5,87	1,19	55,4	8,92	13,9	3,17	3,07	1,23
C 80 x 40 x 5	80	40	5	5,55	7,18	1,23	65,49	10,62	16,37	3,83	3,02	1,21
C 80 x 40 x 6	80	40	6	6,49	8,42	1,28	74,18	12,1	18,54	4,44	2,96	1,19
C 100 x 50 x 2	100	50	2	3,02	3,87	1,34	61,5	9,72	12,3	2,66	3,99	1,58
C 100 x 50 x 3	100	50	3	4,45	5,7	1,39	88,5	14,1	17,7	3,89	3,94	1,57
C 100 x 50 x 4	100	50	4	5,81	7,47	1,44	113	18,1	22,6	5,07	3,89	1,56
C 100 x 50 x 5	100	50	5	7,12	9,18	1,48	135	21,8	27,1	6,19	3,84	1,54
C 100 x 50 x 6	100	5	6	8,37	10,82	1,53	115,3	25,14	31,05	7,24	3,79	1,52
C 100 x 60 x 4	100	60	4	6,44	8,13	1,86	128	29,7	25,6	7,17	3,97	1,91
C 100 x 50 x 5	100	50	5	7,91	9,95	1,92	152	35,7	30,5	8,76	3,91	1,9
C 100 x 60 x 6	100	60	6	9,31	12,02	1,93	181,8	42,25	36,36	10,38	3,89	1,87
C 100 x 60 x 8	100	60	8	11,95	15,5	2,06	222,6	52,47	44,52	13,32	3,78	1,83
C 125 x 50 x 2	125	50	2	3,42	4,37	1,2	103	10,4	16,5	2,74	4,86	1,54
C 125 x 50 x 3	125	50	3	5,04	6,45	1,24	149	15,1	23,9	4,02	4,81	1,53
C 125 x 50 x 4	125	50	4	6,60	8,47	1,29	192	19,4	30,7	5,24	4,76	1,51
C 125 x 50 x 5	125	50	5	8,10	10,4	1,34	231	23,4	37	6,4	4,71	1,5
C 125 x 50 x 6	125	50	6	9,55	12,32	1,38	266	27,19	42,67	7,51	4,65	1,48
C 125 x 60 x 5	125	60	5	8,89	11,43	1,7	267	39,36	42,71	9,15	4,83	1,86
C 125 x 60 x 6	125	60	6	10,49	13,52	1,75	309,3	45,83	49,48	10,78	4,78	1,84
C 125 x 60 x 8	125	60	8	13,52	17,5	1,81	383,3	57,3	61,33	13,94	4,68	1,8
C 125 x 80 x 6	125	80	6	12,37	15,92	2,61	394,3	102,9	63,08	19,1	4,97	2,54
C 125 x 80 x 8	125	80	8	16,03	20,69	2,64	493	130,3	78,88	24,3	4,88	2,5
C 125 x 80 x 10	150	80	10	19,45	25,21	2,74	576,6	154,2	92,25	29,31	4,78	2,47
C 150 x 50 x 2	150	50	2	3,81	4,87	1,09	138	10,9	21,1	2,8	5,71	1,5
C 150 x 50 x 3	150	50	3	5,62	7,2	1,13	230	15,9	30,7	4,11	5,65	1,49
C 150 x 50 x 4	150	50	4	7,38	9,47	1,17	297	20,5	39,6	5,36	5,6	1,47
C 150 x 50 x 5	150	50	5	9,08	11,7	1,22	359	24,8	47,9	6,55	5,55	1,46
C 150 x 50 x 6	150	50	6	10,72	13,82	1,26	416,7	28,8	55,55	7,7	5,49	1,44
C 150 x 60 x 5	150	60	5	9,87	12,68	1,56	411,9	41,72	54,91	9,4	5,7	1,81
C 150 x 60 x 6	150	60	6	11,67	15,02	1,6	478,9	48,7	63,85	11,07	5,64	1,8
C 150 x 60 x 8	150	60	8	15,09	19,5	1,74	598,7	61,15	79,83	14,35	5,54	1,77
C 150 x 80 x 6	150	80	6	13,55	17,42	2,43	603,4	109,9	80,45	19,73	5,88	2,51
C 150 x 80 x 8	150	80	8	17,60	22,69	2,44	760,2	139,5	101,4	25,09	5,78	2,47
C 150 x 80 x 10	150	80	10	21,42	27,71	2,54	896,3	165,9	119,5	30,37	5,68	2,44
C 150 x 80 x 12	150	80	12	25,00	32,47	2,64	1013	189,3	135,1	35,31	5,59	2,41

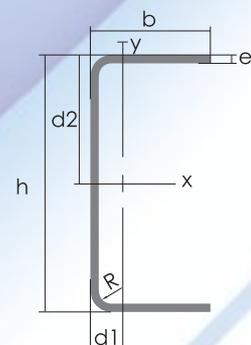
Continuación del cuadro anterior.

Designación	Dimensiones (mm)			Masa	A	d1	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	b	e				lx	ly	Wx	Wy	ix	iy
	mm	mm	mm				Kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³
C 200 x 50 x 2	200	50	2	4,59	5,87	0,92	316	11,8	31,6	2,88	7,34	1,42
C 200 x 50 x 3	200	50	3	6,80	8,7	0,96	462	17,1	46,2	4,23	7,29	1,4
C 200 x 50 x 4	200	50	4	8,95	11,5	1,0	600	22,1	60	5,52	7,23	1,39
C 200 x 50 x 5	200	50	5	11,05	14,2	1,05	729	26,7	72,9	6,75	7,17	1,37
C 200 x 50 x 6	200	50	6	13,08	16,81	1,09	850,8	31,18	85,08	7,97	7,11	1,36
C 200 x 60 x 5	200	60	5	11,83	15,18	1,34	853,8	45,29	85,33	9,72	7,5	1,73
C 200 x 60 x 6	200	60	6	14,02	18,01	1,39	963,8	53,04	96,37	11,5	7,31	1,71
C 200 x 60 x 8	200	60	8	18,23	23,5	1,53	1219	66,96	121,9	14,96	7,2	1,68
C 200 x 80 x 6	200	80	6	15,91	20,42	2,14	1190	120,8	119	20,61	7,63	2,43
C 200 x 80 x 8	200	80	8	20,74	26,69	2,14	1514	153,9	151,4	26,27	7,53	2,4
C 200 x 80 x 10	200	80	10	25,34	32,71	2,23	1803	183,9	180,3	31,87	7,42	2,37
C 200 x 80 x 12	200	80	12	29,71	38,47	2,32	2060	210,4	206	37,04	7,32	2,34
C 200 x 100 x 6	200	100	6	17,79	22,82	2,78	1416	225,3	141,6	31,19	7,87	3,14
C 200 x 100 x 8	200	100	8	23,25	29,89	2,87	1809	289,6	180,9	40,61	7,77	3,11
C 200 x 100 x 10	200	100	10	28,48	36,71	2,97	2165	348,6	216,5	49,59	7,67	3,08
C 200 x 100 x 12	200	100	12	34,28	43,28	3,07	2485	420,8	248,5	60,72	7,58	3,12
C 200 x 100 x 14	200	100	14	38,24	49,56	3,16	2769	451,2	276,9	65,97	7,48	3,02
C 250 x 60 x 3	250	60	3	8,45	10,8	1,1	894,5	30,27	71,56	6,18	9,1	1,67
C 250 x 60 x 4	250	60	4	11,15	14,27	1,14	1167	39,31	93,35	8,09	9,04	1,66
C 250 x 60 x 5	250	60	5	13,79	17,68	1,19	1426	47,85	114,1	9,95	8,98	1,65
C 250 x 60 x 6	250	60	6	16,38	21,02	1,23	1674	55,89	133,9	11,72	8,92	1,63
C 250 x 60 x 8	250	60	8	21,37	27,48	1,32	2133	70,52	170,6	15,07	8,81	1,6
C 250 x 80 x 6	250	80	6	18,26	23,42	1,82	2031	129	162,5	21,28	9,31	2,34
C 250 x 80 x 8	250	80	8	23,88	30,69	1,91	2601	164,7	208,1	27,03	9,2	2,31
C 250 x 80 x 10	250	80	10	29,27	37,71	2,00	3119	197,3	249,5	32,88	9,09	2,28
C 250 x 80 x 12	250	80	12	34,42	44,47	2,09	3589	225,8	287,1	38,2	8,98	2,25
C 250 x 100 x 6	250	100	6	20,14	25,82	2,49	2388	241,6	191,1	32,17	9,61	3,05
C 250 x 100 x 8	250	100	8	26,39	33,89	2,58	3069	311,4	245,6	41,96	9,51	3,03
C 250 x 100 x 10	250	100	10	32,41	41,71	2,67	3695	375,8	295,6	51,27	9,41	3,0
C 250 x 100 x 12	250	100	12	38,19	49,27	2,77	4268	450,3	341,5	62,28	9,31	3,02
C 250 x 100 x 14	250	100	14	43,74	56,56	2,86	4789	488,4	383,1	68,4	9,2	,94
C 250 x 120 x 10	250	120	10	35,55	45,71	3,40	4272	629,6	641,7	73,21	9,67	3,71
C 250 x 120 x 12	250	120	12	41,96	54,07	3,49	4948	732,6	395,8	86,09	9,57	3,68
C 250 x 120 x 14	250	120	14	48,13	62,16	3,59	5568	828,2	445,5	98,48	9,46	3,65
C 300 x 80 x 4	300	80	4	13,98	17,87	1,56	2186	93,35	145,8	14,5	11,06	2,29
C 300 x 80 x 5	300	80	5	17,33	22,18	1,61	2685	114,4	179	17,9	11,0	2,27
C 300 x 80 x 6	300	80	6	20,62	26,42	1,65	3165	134,6	211	21,19	10,94	2,26
C 300 x 80 x 8	300	80	8	27,02	34,69	1,74	4072	172,9	271,4	27,62	10,83	2,23
C 300 x 80 x 10	300	80	10	33,19	42,71	1,82	4096	207,7	327,1	33,6	10,71	2,2
C 300 x 80 x 12	300	80	12	39,13	50,47	1,91	5673	237,5	378,2	39	10,6	2,17
C 300 x 100 x 6	300	100	6	22,50	28,82	2,26	3684	254,6	245,6	32,89	11,3	2,97
C 300 x 100 x 8	300	100	8	29,53	37,89	2,35	4754	328,6	316,9	42,95	11,2	2,94
C 300 x 100 x 10	300	100	10	36,33	46,71	2,44	5748	397,3	383,2	52,55	11,09	2,91
C 300 x 100 x 12	300	100	12	42,90	55,3	2,53	6670	459	445	61,5	11,0	2,88
C 300 x 100 x 14	300	100	14	49,23	63,56	2,62	7515	517,3	501	70,1	10,87	2,86
C 300 x 120 x 10	300	120	10	39,47	50,71	3,11	6590	667,5	439,3	75,09	11,4	3,63
C 300 x 120 x 12	300	120	12	46,67	60,07	3,21	7664	777,8	510,9	88,49	11,3	3,6
C 300 x 120 x 14	300	120	14	53,63	69,16	3,3	8660	880,7	577,4	101,2	11,19	3,57
C 300 x 150 x 10	300	150	10	44,18	56,71	4,21	7851	1251	523,4	115,3	11,77	4,7
C 300 x 150 x 12	300	150	12	52,32	67,27	4,31	9157	1465	610,4	137	11,67	4,67
C 300 x 150 x 14	300	150	14	60,22	77,56	4,4	10378	1667	691,9	157,2	11,57	4,64

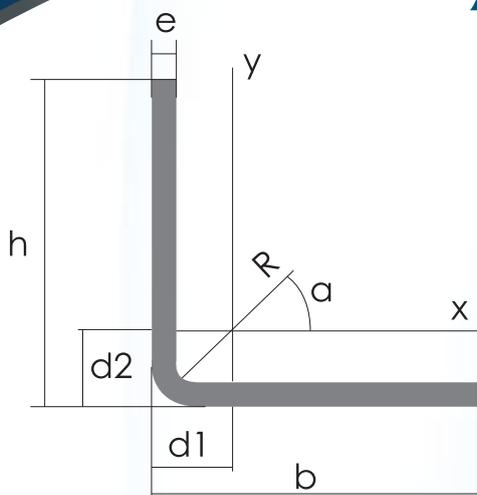
Dimensiones exteriores a la sección transversal.

Radio de curvatura interior igual a 1,5e para espesores menores a 6,00 mm

Radio de curvatura interior igual a 2e para espesores de 6,00 mm o mayores



PERFILES ESTRUCTURALES ANGULOS "L" DOBLADO



Especificaciones Generales

Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6,0m
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1,5mm hasta 12,0mm
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa consulta

Ángulos de alas iguales

Descripción	b	h	e	Masa	Área	d1	d2	Ángulo a	Eje X - X			Eje Y - Y			Eje U - U			Eje V - V		
									lx	Wx	rx	ly	Wy	ry	lu	Wu	ru	lv	Wv	rv
									cm4	cm3	cm									
L 20x 2	20	20	2	0,57	0,73	0,60	0,60	45,00	0,28	0,20	0,62	0,28	0,20	0,62	0,46	0,32	0,79	0,10	0,14	0,37
L 20 x 3	20	20	3	0,81	1,03	0,65	0,65	45,00	0,38	0,28	0,60	0,38	0,28	0,60	0,63	0,45	0,78	0,12	0,17	0,34
L 25x 2	25	25	2	0,73	0,93	0,72	0,72	45,00	0,56	0,32	0,78	0,56	0,32	0,78	0,92	0,52	1,00	0,20	0,23	0,47
L 25x 3	25	25	3	1,05	1,33	0,78	0,78	45,00	0,78	0,45	0,77	0,78	0,45	0,77	1,30	0,74	0,99	0,26	0,30	0,45
L 30 x 2	30	30	2	0,88	1,13	0,85	0,85	45,00	1,00	0,46	0,94	1,00	0,46	0,94	1,63	0,77	1,20	0,37	0,35	0,57
L 30x 3	30	30	3	1,28	1,63	0,90	0,90	45,00	1,40	0,67	0,93	1,40	0,67	0,93	2,32	1,09	1,19	0,49	0,46	0,55
L 30x 4	30	30	4	1,65	2,10	0,95	0,95	45,00	1,76	0,86	0,91	1,76	0,86	0,91	2,93	1,38	1,18	0,58	0,55	0,52
L 40x 2	40	40	2	1,20	1,33	1,10	1,10	45,00	2,44	0,84	1,26	2,44	0,84	1,26	3,96	1,40	1,61	0,92	0,65	0,78
L 40x 3	40	40	3	1,75	2,23	1,15	1,15	45,00	3,49	1,22	1,25	3,49	1,22	1,25	5,71	2,02	1,60	1,27	0,90	0,75
L 40x 4	40	40	4	2,28	2,90	1,20	1,20	45,00	4,44	1,59	1,24	4,44	1,59	1,24	7,23	2,59	1,59	1,55	1,10	0,73
L 40x 5	40	40	5	2,77	3,54	1,25	1,25	45,00	5,29	1,92	1,22	5,29	1,92	1,22	8,80	3,11	1,58	1,77	1,25	0,71
L 50x 2	50	50	2	1,51	1,93	1,35	1,35	45,00	4,85	1,33	1,59	4,85	1,33	1,59	7,85	2,22	2,02	1,85	1,05	0,98
L 50x 3	50	50	3	2,22	2,83	1,40	1,40	45,00	7,01	1,95	1,57	7,01	1,95	1,57	11,42	3,23	2,01	2,61	1,47	0,96
L 50x 4	50	50	4	2,90	3,70	1,45	1,45	45,00	9,01	2,54	1,56	9,01	2,54	1,56	14,76	4,18	2,00	3,25	1,84	0,94
L 50x 5	50	50	5	3,56	4,54	1,50	1,50	45,00	10,84	3,10	1,55	10,84	3,10	1,55	17,89	5,06	1,99	3,79	2,14	0,91
L 60x 3	60	60	3	2,69	3,43	1,65	1,65	45,00	12,34	2,84	1,90	12,34	2,84	1,90	20,03	4,72	2,42	4,65	2,19	1,16
L 60x 4	60	60	4	3,53	4,50	1,70	1,70	45,00	15,96	3,71	1,70	15,96	3,71	1,70	26,04	6,14	2,40	5,88	2,77	1,14
L 60x 5	60	60	5	4,34	5,54	1,75	1,75	45,00	19,33	4,55	1,87	19,33	4,55	1,87	31,72	7,48	2,39	6,95	3,27	1,12
L 75x 3	75	75	3	3,40	4,33	2,02	2,02	45,00	24,55	4,48	2,38	24,55	4,48	2,38	39,72	7,49	3,03	9,38	3,53	1,47
L 75x 4	75	75	4	4,47	5,70	2,07	2,07	45,00	31,94	5,88	2,37	31,94	5,88	2,37	51,90	9,79	3,02	11,99	4,51	1,45
L 75x 5	75	75	5	5,52	7,04	2,12	2,12	45,00	38,96	7,24	2,35	38,96	7,24	2,35	63,56	11,99	3,01	14,35	5,40	1,43
L 75x 6	75	75	6	6,53	8,33	2,17	2,17	45,00	45,60	8,56	2,34	45,60	8,56	2,34	74,73	14,09	2,99	16,46	6,20	1,41
L 80x 4	80	80	4	4,79	6,10	2,20	2,20	45,00	39,00	6,72	2,53	39,00	6,72	2,53	63,30	11,19	3,22	14,70	5,19	1,55
L 80x 5	80	80	5	5,91	7,54	2,25	2,25	45,00	47,65	8,28	2,51	47,65	8,28	2,51	77,64	13,72	3,21	17,65	6,23	1,53
L 80x 6	80	80	6	7,00	8,93	2,30	2,30	45,00	55,86	9,79	2,50	55,86	9,79	2,50	91,39	16,16	3,20	20,32	7,17	1,51
L 80x 8	80	80	8	9,11	11,61	2,40	2,40	45,00	71,03	12,68	2,47	71,03	12,68	2,47	117,22	20,72	3,18	24,85	8,78	1,46
L 80x 10	80	80	10	11,09	14,14	2,50	2,50	45,00	94,59	15,39	2,45	94,59	15,39	2,45	140,84	24,90	3,16	28,34	10,04	1,42
L100x 5	100	100	5	7,48	9,54	2,75	2,75	45,00	95,23	13,13	3,16	95,23	13,13	3,16	154,55	21,86	4,03	35,90	10,13	1,94

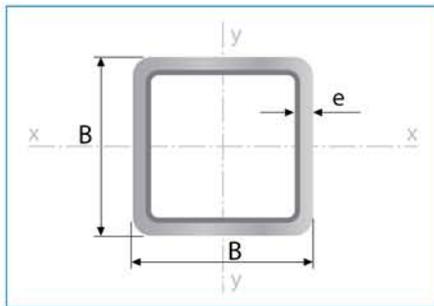


Continuación del cuadro anterior

Descripción	b	h	e	Masa	Área	d1	d2	Ángulo a	Eje X - X			Eje Y - Y			Eje U - U			Eje V - V		
									lx	Wx	rx	ly	Wy	ry	lu	Wu	ru	lv	Wv	rv
									cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm
L 100 x 6	100	100	6	8,89	11,33	2,79	2,79	45,00	112,19	15,57	3,15	112,19	15,57	3,15	182,66	25,83	4,02	41,72	11,78	1,92
L 100 x 8	100	100	8	11,62	14,81	2,90	2,90	45,00	144,10	20,29	3,12	144,10	20,29	3,12	236,17	33,40	3,99	52,04	14,69	1,87
L 100 x 10	100	100	10	14,23	18,14	3,00	3,00	45,00	173,42	24,77	3,09	173,42	24,77	3,09	286,18	40,47	3,97	60,66	17,15	1,83
L 100 x 12	100	100	12	16,72	21,32	3,10	3,10	45,00	200,21	29,03	3,06	200,21	29,03	3,06	332,74	47,06	3,95	67,68	19,16	1,78
L 125 x 5	125	125	5	9,44	12,04	3,37	3,37	45,00	189,41	20,74	3,97	189,41	20,74	3,97	306,48	34,67	5,05	72,35	16,34	2,45
L 125 x 6	125	125	6	11,24	14,33	3,42	3,42	45,00	224,00	24,67	3,95	224,00	24,67	3,95	363,34	41,11	5,04	84,67	19,12	2,43
L 125 x 8	125	125	8	14,75	18,81	3,52	3,52	45,00	290,00	32,29	3,93	290,00	32,29	3,93	472,77	53,49	5,01	107,23	24,21	2,39
L 125 x 10	125	125	10	18,15	23,14	3,62	3,62	45,00	351,80	39,62	3,90	351,80	39,62	3,90	576,60	65,23	4,99	127,00	28,70	2,34
L 125 x 12	125	125	12	21,43	27,32	3,72	3,72	45,00	409,60	46,66	3,87	409,60	46,66	3,87	674,90	76,36	4,97	144,20	32,60	2,30
L 125 x 14	125	125	14	24,59	31,36	3,83	3,83	45,00	463,40	53,42	3,84	463,40	53,42	3,84	767,90	86,88	4,95	158,80	35,95	2,25
L 150 x 6	150	150	6	13,59	17,33	4,04	4,04	45,00	392,80	35,85	4,76	392,80	35,85	4,76	635,50	59,92	6,06	150,00	28,24	2,94
L 150 x 8	150	150	8	17,89	22,81	4,14	4,14	45,00	511,10	47,07	4,73	511,10	47,07	4,73	830,40	78,29	6,03	191,80	36,09	2,90
L 150 x 10	150	150	10	22,07	28,14	4,24	4,24	45,00	623,30	57,94	4,71	623,30	57,94	4,71	1017,00	95,89	6,01	229,60	43,21	2,86
L 150 x 12	150	150	12	26,14	33,32	4,34	4,34	45,00	729,50	68,46	4,68	729,50	68,46	4,68	1195,60	112,72	5,99	263,40	49,59	2,81
L 150 x 14	150	150	14	30,08	38,36	4,45	4,45	45,00	829,90	78,64	4,65	829,90	78,64	4,65	1366,30	128,82	5,97	293,50	55,28	2,77
L 175 x 6	175	175	6	15,95	20,33	4,67	4,67	45,00	630,20	49,11	5,57	630,20	49,11	5,57	1017,90	82,26	7,08	242,40	39,12	3,45
L 175 x 8	175	175	8	21,03	26,81	4,77	4,77	45,00	823,00	64,63	4,77	823,00	64,63	4,77	1334,00	107,80	7,05	312,00	50,33	3,41
L 175 x 10	175	175	10	25,99	33,14	4,87	4,87	45,00	1007,40	79,74	5,51	1007,40	79,74	5,51	1638,70	132,43	7,03	376,10	60,66	3,37
L 175 x 12	175	175	12	30,84	39,32	4,97	4,97	45,00	1183,50	94,43	5,49	1183,50	94,43	5,49	1932,30	156,15	7,01	434,70	70,13	3,33
L 175 x 14	175	175	14	35,57	45,36	5,07	5,07	45,00	1351,50	108,71	5,46	1351,50	108,71	5,46	2215,00	179,00	6,99	488,10	78,75	3,28
L 200 x 6	200	200	6	18,30	23,33	5,29	5,29	45,00	948,00	64,46	6,37	948,00	64,46	6,37	1529,40	108,14	8,10	366,60	51,77	3,96
L 200 x 8	200	200	8	24,16	30,81	5,39	5,39	45,00	1241,30	84,97	6,35	1241,30	84,97	6,35	2008,50	142,03	8,07	474,10	66,93	3,92
L 200 x 10	200	200	10	29,91	38,14	5,49	5,49	45,00	1523,60	105,00	6,32	1523,60	105,00	6,32	2472,80	174,86	8,05	574,40	81,07	3,88
L 200 x 12	200	200	12	35,55	45,32	5,59	5,59	45,00	1795,00	124,56	6,29	1795,00	124,56	6,29	2922,50	206,65	8,03	667,50	94,20	3,84
L 200 x 14	200	200	14	41,06	52,36	5,69	5,69	45,00	2055,60	143,65	6,27	2055,60	143,65	6,27	3357,70	237,43	8,01	753,50	106,36	3,79
L 250 x 6	250	250	6	23,00	29,33	6,54	6,54	45,00	1871,70	101,40	7,99	1871,70	101,40	7,99	3014,20	170,51	10,14	729,10	82,37	4,99
L 250 x 8	250	250	8	30,44	38,81	6,64	6,64	45,00	2459,90	133,98	7,96	2459,90	133,98	7,96	3970,70	224,62	10,12	949,00	107,19	4,95
L 250 x 10	250	250	10	37,76	48,14	6,74	6,74	45,00	3030,60	165,96	7,93	3030,60	165,96	7,93	4903,70	277,39	10,09	1157,60	130,72	4,90
L 250 x 12	250	250	12	44,96	57,32	6,84	6,84	45,00	3584,00	197,33	7,91	3584,00	197,33	7,91	5813,00	328,85	10,07	1355,00	152,97	4,86
L 250 x 14	250	250	14	52,04	66,36	6,94	6,94	45,00	4120,00	228,12	7,88	4120,00	228,12	7,88	6700,00	379,02	10,05	1541,00	173,96	4,82

Dimensiones exteriores a la sección transversal
 Radio de curvatura interior igual a 1,55e para espesores menores a 6,00mm
 Radio de curvatura interior igual a 2e para espesores de 6,00mm o mayores

Tubería Estructural Cuadrada



Largo Normal:
6 metros
Recubrimiento:
Negro o Galvanizado
Norma de Calidad:
ASTM A 500 Gr. A, B ó C
Norma de Fabricación:
NTE INEN 2415
Espesores:
Desde 1,50 a 6,00 mm
Observaciones:
Otras dimensiones y largos,
previa consulta

Aplicaciones

- Automotriz y de autopartes: carrocería y remolques.
- Agroganadera: maquinaria e implementos industriales, agrícolas, avícolas y ganaderos.
- Señalización y vialidad: soportes.
- Aparatos de gimnasia y fitness.
- Construcción: columnas.
- Estructuras: galpones y naves industriales, edificios, soporte de techos.

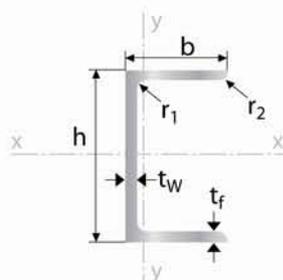


Designaciones	Área	Peso	Propiedades Estáticas			
			Eje x-x = y-y			
			Momento de inercia	Módulo de resistencia	Radio de giro	
B	e	A	P	I	W	i
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
20	1,40	0,99	0,78	0,56	0,56	0,75
	1,50	1,05	0,83	0,58	0,58	0,75
	1,80	1,23	0,96	0,66	0,66	0,73
	2,00	1,34	1,05	0,70	0,70	0,72
25	1,40	1,27	1,00	1,16	0,93	0,95
	1,50	1,35	1,06	1,22	0,97	0,95
	1,80	1,59	1,25	1,39	1,11	0,94
	2,00	1,74	1,36	1,49	1,19	0,93
30	1,40	1,55	1,22	2,08	1,39	1,16
	1,50	1,65	1,30	2,20	1,47	1,15
	1,80	1,95	1,53	2,53	1,68	1,14
	2,00	2,14	1,68	2,73	1,82	1,13
40	1,40	2,11	1,66	5,18	2,59	1,57
	1,50	2,25	1,77	5,49	2,75	1,56
	1,80	2,67	2,09	6,39	3,19	1,55
	2,00	2,94	2,31	6,95	3,47	1,54
	2,50	3,59	2,82	8,23	4,12	1,51
	3,00	4,21	3,30	9,36	4,68	1,49
400	4,00	5,35	4,20	11,18	5,59	1,45
	1,40	2,67	2,10	10,42	4,17	1,97
	1,50	2,85	2,24	11,07	4,43	1,97
	1,80	3,39	2,66	12,95	5,18	1,96
	2,00	3,74	2,93	14,15	5,66	1,95
60	2,50	4,59	3,60	16,96	6,78	1,92
	3,00	5,41	4,25	19,50	7,80	1,90
	4,00	6,95	5,45	23,84	9,54	1,85
	1,50	3,45	2,71	19,52	6,51	2,38
	1,80	4,11	3,22	22,95	7,65	2,36
	2,00	4,54	3,56	25,15	8,38	2,35
70	2,50	5,59	4,39	30,36	10,12	2,33
	3,00	6,61	5,19	35,17	11,72	2,31
	4,00	8,55	6,71	43,65	14,55	2,26
	1,50	4,05	3,18	31,46	8,99	2,79
	1,80	4,83	3,79	37,09	10,60	2,77
	2,00	5,34	4,19	40,73	11,64	2,76
75	2,50	6,59	5,17	49,43	14,12	2,74
	3,00	7,81	6,13	57,56	16,45	2,72
	4,00	10,15	7,97	72,22	20,64	2,67
	1,50	4,35	3,42	38,92	10,38	2,99
	1,80	5,19	4,07	45,95	12,25	2,98
	2,00	5,74	4,50	50,50	13,47	2,97
90	2,50	7,09	5,56	61,40	16,37	2,94
	3,00	8,41	6,60	71,65	19,11	2,92
	4,00	10,95	8,59	90,29	24,08	2,87
	1,80	6,27	4,92	80,71	17,94	3,59
	2,00	6,94	5,45	88,87	19,75	3,58
	2,50	8,59	6,74	108,57	24,13	3,56
100	3,00	10,21	8,01	127,32	28,29	3,53
	4,00	13,35	10,48	162,02	36,01	3,48
	1,80	6,99	5,48	111,62	22,32	4,00
	2,00	7,74	6,07	123,01	24,60	3,99
	2,50	9,59	7,53	150,65	30,13	3,96
	3,00	11,41	8,96	177,08	35,42	3,94
	4,00	14,95	11,73	226,46	45,29	3,89
125	5,00	18,36	14,41	271,36	54,27	3,84
	6,00	21,63	16,98	312,00	62,40	3,80
	3,00	14,41	11,31	354,53	56,73	4,96
	4,00	18,95	14,87	457,33	73,17	4,91
	5,00	23,36	18,33	552,87	88,46	4,87
	6,00	27,63	21,69	641,41	102,63	4,82
	135	3,00	15,61	12,25	449,88	66,65
4,00		20,55	16,13	581,80	86,19	5,32
5,00		25,36	19,90	705,16	104,47	5,27
6,00		30,03	23,58	820,25	121,52	5,23
150	3,00	17,41	13,67	622,76	83,03	5,98
	4,00	22,95	18,01	807,92	107,72	5,93
	5,00	28,36	22,26	982,37	130,98	5,89
	6,00	33,63	26,40	1146,43	152,86	5,84

Productos Laminados

Vigas UPN

Perfil C Estándar



Largo normal:
6 metros / 12 metros
Recubrimiento:
Negro
Calidad de acero:
ASTM A-36 / ASTM A 572 Gr. 50
Norma de fabricación:
INEN 2229 / EN 10279
Observaciones:
Otras dimensiones y largos previa
consulta.

Aplicaciones

- Estructuras.
- Soporte de polipasto en puente grúas o teclas.
- Puentes.
- Rieles.



Designación	Dimensiones							Área	Peso	Propiedades Elásticas						Cons Tors
	Altura		Ala		Distancias					Eje y-y			Eje x-x			
	h	s	b	t	r1	r2	d			lx	Sx	rx	ly	Sy	ry	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/mt	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	

UPN 80	80,00	6,00	45,00	8,00	8,00	4,00	46,00	11,00	8,64	106,00	26,50	3,10	19,40	6,36	1,33	2,16
--------	-------	------	-------	------	------	------	-------	-------	------	--------	-------	------	-------	------	------	------

UPN100	100,00	6,00	50,00	8,50	8,50	4,50	64,00	13,50	10,60	206,00	41,20	3,91	29,30	8,49	1,47	2,81
UPN120	120,00	7,00	55,00	9,00	9,00	4,50	82,00	17,00	13,40	364,00	60,37,00	4,62	43,20	11,10	1,59	4,15
UPN140	140,00	7,00	60,00	10,00	10,00	5,00	98,00	20,40	16,00	605,00	86,40	5,45	62,70	14,80	1,75	5,68
UPN160	160,00	7,50	65,00	10,50	10,50	5,50	115,00	24,00	18,80	925,00	116,00	6,21	85,30	18,30	1,89	7,39
UPN180	180,00	8,00	70,00	11,00	11,00	5,50	133,00	28,00	22,00	1350,00	150,00	6,95	114,00	22,40	2,02	9,55

UPN 200	200,00	8,50	75,00	11,50	11,50	6,00	151,00	32,20	25,30	1910,00	191,00	7,70	148,00	27,00	2,14	11,90
UPN 220	220,00	9,00	80,00	12,50	12,50	6,50	167,00	37,40	29,40	2690,00	245,00	8,48	197,00	33,60	2,30	16,00
UPN 240	240,00	9,50	85,00	13,00	13,00	6,50	184,00	42,30	33,20	3600,00	300,00	9,22	248,00	39,60	2,42	19,70
UPN 260	260,00	10,00	90,00	14,00	14,00	7,00	200,00	48,30	37,90	4820,00	371,00	9,99	317,00	47,70	2,56	25,50
UPN 280	280,00	10,00	95,00	15,00	15,00	7,50	216,00	53,30	41,80	6280,00	448,00	10,90	399,00	57,20	2,74	31,00

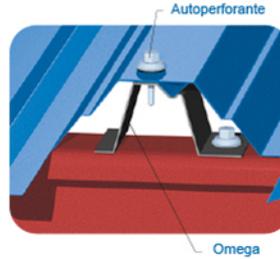
UPN 300	300,00	10,00	100,00	16,00	16,00	8,00	232,00	58,80	46,20	8030,00	535,00	11,70	495,00	67,80	2,90	37,40
UPN 320	320,00	14,00	100,00	17,50	17,50	8,75	246,00	75,80	59,50	10870,00	679,00	12,10	597,00	80,60	2,81	66,70
UPN 350	350,00	14,00	100,00	16,00	16,00	8,00	282,00	77,30	60,60	12840,00	734,00	12,90	570,00	75,00	2,70	61,20
UPN 380	380,00	13,50	102,00	16,00	16,00	8,00	313,00	80,40	63,10	15760,00	829,00	14,00	615,00	78,70	2,77	59,10

UPN 400	400,00	14,00	110,00	18,00	18,00	9,00	324,00	91,50	71,80	20350,00	1020,00	14,90	846,00	102,00	3,04	81,60
---------	--------	-------	--------	-------	-------	------	--------	-------	-------	----------	---------	-------	--------	--------	------	-------



Panel AR - 2000

Detalle de Instalación



De la moderna línea **ESTILPANEL**, el Panel AR - 2000 es el que ha sido diseñado con el mejor desempeño mecánico y estructural.

Su exclusivo sello hidráulico, así como sus rigizadores longitudinales, desarrollados con la más alta tecnología de NOVACERO hacen de éste un panel excepcional por sus atributos de hermeticidad, resistencia a cargas, accesibilidad y mayor ancho útil. La utilización del conector omega en la instalación de ESTILPANEL, establece el principio de cubierta flotante; es decir, que se adapta a la contracción y dilatación del acero, producto de los cambios de temperatura.

Este sistema está diseñado para soportar cargas de succión de viento y para absorber los desplazamientos producidos por los sismos

Ancho útil = 1040 mm.
Altura de onda = 37 mm.

USOS

Cubiertas y Paredes

LONGITUD

Según la necesidad del cliente

Pendiente Mínima

4°

ACCESORIOS

Conectores Omega
y Pernos Auto perforantes

AR - 2000

Cuadro de espesores, peso y distancia recomendada 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



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ÁREAS Y PESO

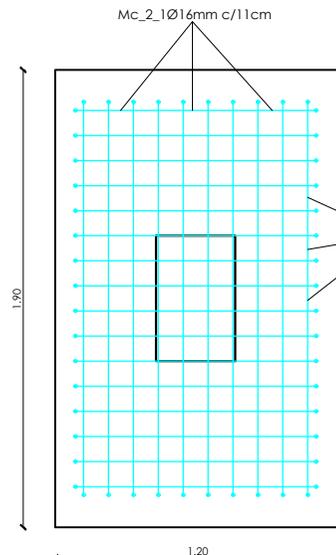
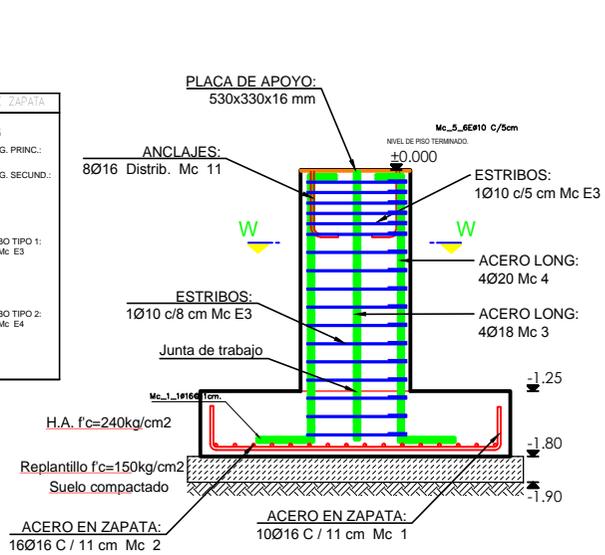
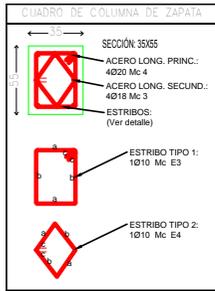
ϕ	Área por varilla	Pesos Nominales	
		kg/m	kg/12m
8	0.50	0.395	4.74
10	0.79	0.617	7.40
12	1.13	0.888	10.66
14	1.54	1.208	14.50
16	2.01	1.578	18.94
18	2.55	1.998	23.98
20	3.14	2.466	29.59
22	3.80	2.984	35.81
25	4.91	3.853	46.24
28	6.16	4.834	58.01
32	8.04	6.313	75.76

ESPECIFICACIONES DE ACERO MICROALEADO			
NORMA DE PRODUCTO		NORMA NTE INEN 2167/ASTM A - 706	
PROPIEDADES MECÁNICAS		VALORES	UNIDADES
GRADO DEL ACERO		60 [42]	kib/plg ² (kgf/mm ²)
Límite de Fluencia (Fy)	Min	420 (4200)	MPa (kgf/cm ²)
	Max	540 (5400)	MPa (kgf/cm ²)
Resistencia a la Tracción (Fu)	Min	550 (5500)	MPa (kgf/cm ²)
Alargamiento mínimo en L _e =200 mm	Según diámetro	d ≤ 20	14
		22 ≤ d ≤ 36	12
		d > 40	10
SOLDABILIDAD		No Requiere Pre calentamiento según AWS D1.4	
(F _u /F _y ≥ 1.25)		La resistencia a tracción real debe ser igual o mayor a 1.25 veces el límite de fluencia real registrado en el ensayo de la probeta.	

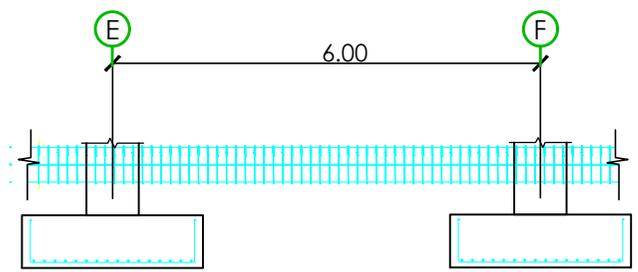
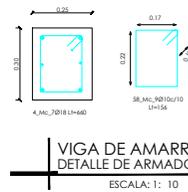
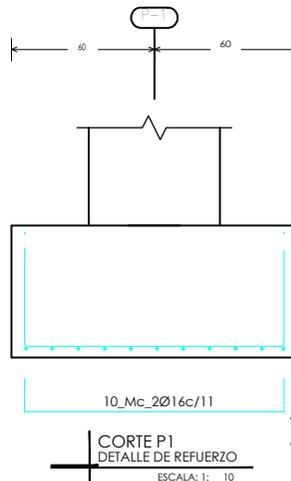
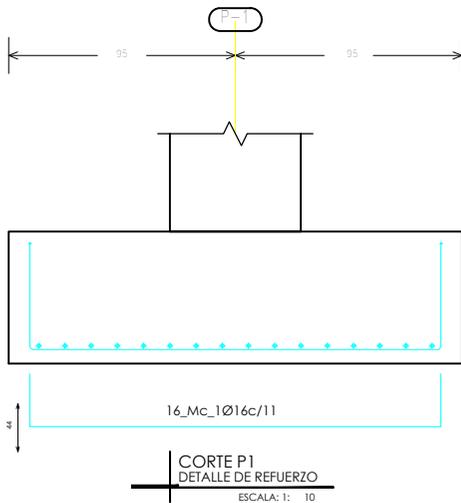
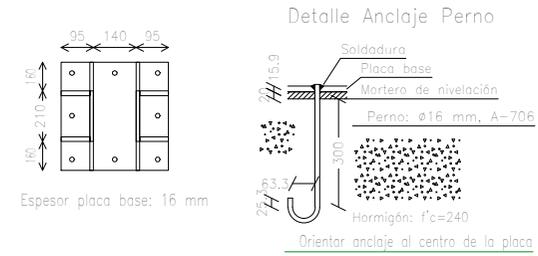
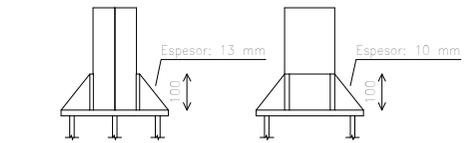
USO DEL PRODUCTO

Construcción de toda clase de elementos de hormigón armado para casas, edificios, puentes, etc.

Anexo 2: Plano estructurales



Dimensiones Placa = 530x330x16 mm (ASTM A 36 36 ksi)
 Pernos = 8Ø16 mm, A-706
 Ref. pilares : N91=N96=N244=N249=N368=N373=N492=N497=N616=N621=N740=N745=N864
 N869=N988=N993=N1112=N1117=N1236=N1241=N1357=N1362



PLANILLA DE HIERROS				CIMENTACION					
Marca	Ø	Tipo	Dimensiones (cm)	Ganchos	Cant.	Long. Parcial (cm)	Long. Total (cm)	Observ. / Locali.	
Mc	16	C	180 30	d	#	Uaj	(m)		
1	16	C	180 30	-	200	240	2300	ZAPATA	
2	16	C	180 30	-	192	230	2280	ZAPATA	
3	20	L	170 30	-	88	240	20240	COL.VI	
4	18	L	170 30	-	88	240	20240	COL.VI	
10	18	J	30	-	178	630	2330	ANCLAJE	
RS	10	O	27 47	2	240	308	121	3768	ESTRIBO TIPO 1
RS	10	O	27 28	2	240	308	94	2472	ESTRIBO TIPO 2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CUBIERTA PARA LA PLATAFORMA ITINERANTE DE NARANCAJ EN LA CIUDAD DE CUENCA

MARIO ANTONIO DELGADO ORDÓÑEZ

ING. CESAR DAVID CALAMARCA ZUÑIGA

Coordenó: [Logo]

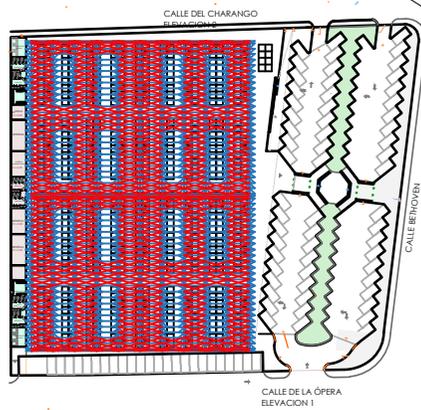
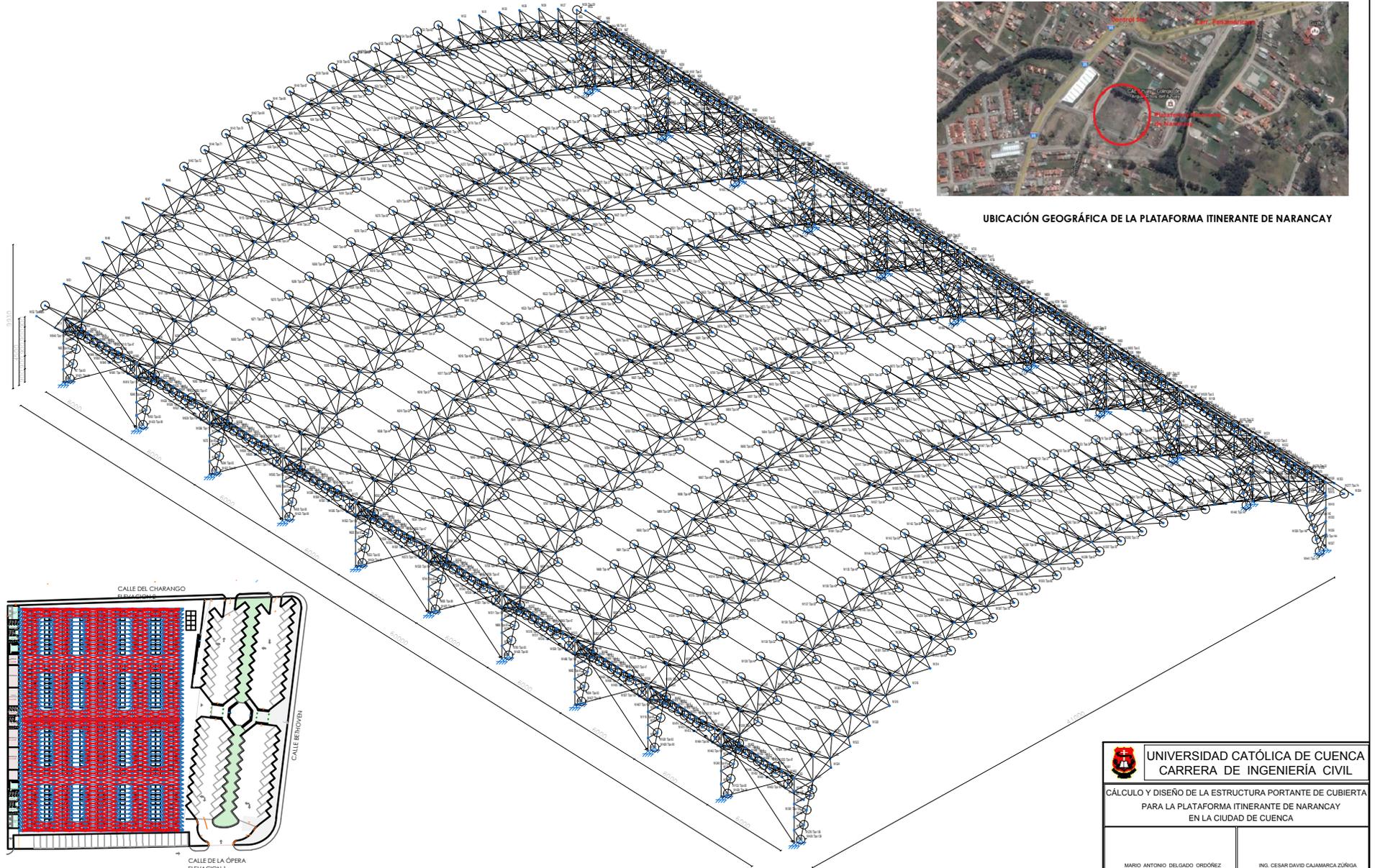
ESCALA: sin escala

Fecha: MAYO / 2016

Página: 2 de 9



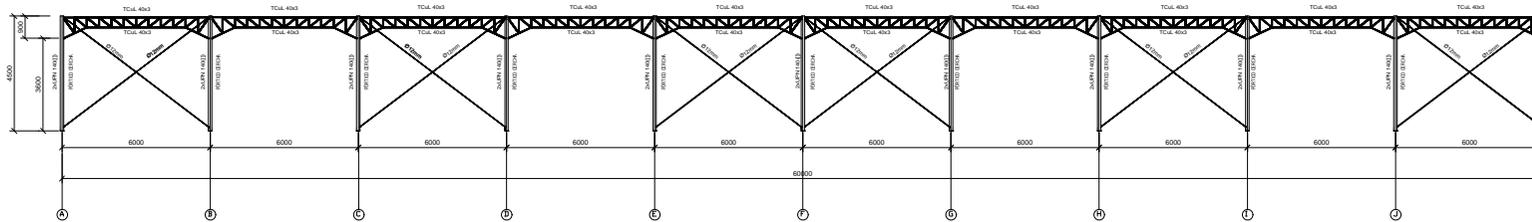
UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA PLATAFORMA ITINERANTE DE NARANCAY



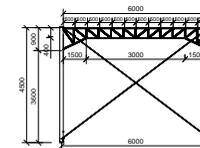
PLANTA DE LA PLATAFORMA
ITINERANTE DE NARANCAY CON LAS DOS NAVES INDUSTRIALES

PERSPECTIVA ESTRUCTURAL DE CUBIERTA

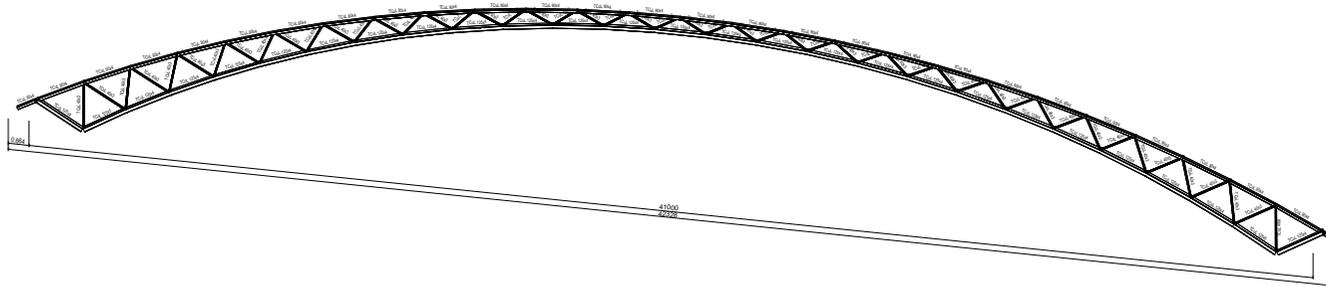
 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	
CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CUBIERTA PARA LA PLATAFORMA ITINERANTE DE NARANCAY EN LA CIUDAD DE CUENCA	
MARIO ANTONIO DELGADO ORDÓÑEZ <small>AUTOR</small>	ING. CESAR DAVID CAJAMARCA ZUÑIGA <small>DIRECTOR DE TESIS</small>
Contenido: PERSPECTIVA DE LA NAVE INDUSTRIAL	ESCALA: sin escala Fecha: MAYO / 2016 Hoja: 3 de 9



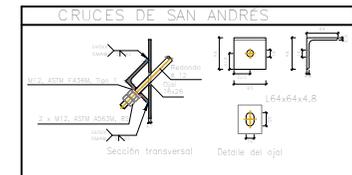
CORTE 2-2



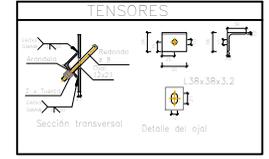
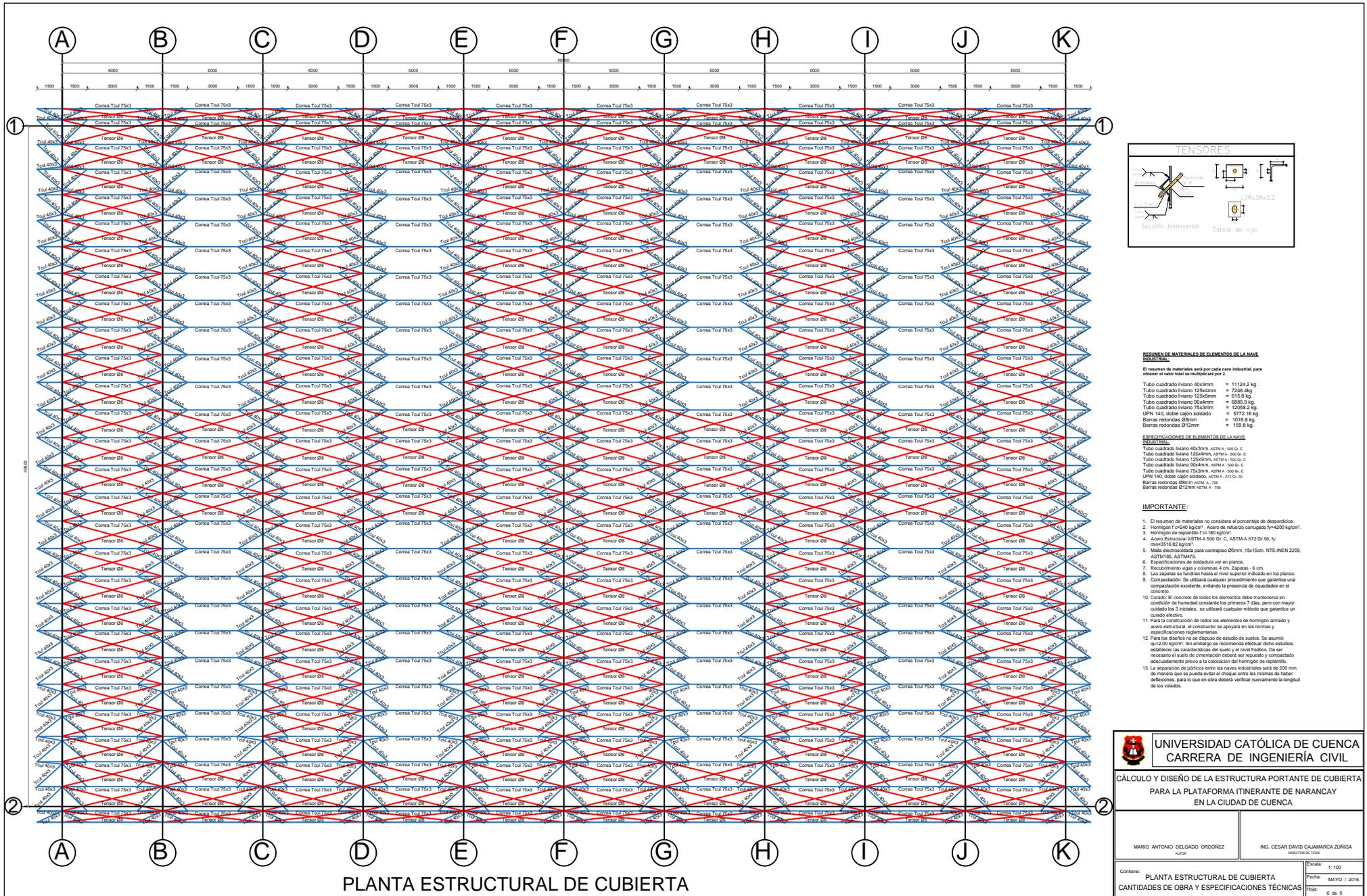
DETALLE DE ARMADO DE VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO EN -EJE 2-



DETALLE DE PÓRTICO CERCHA



 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	
CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CUBIERTA PARA LA PLATAFORMA ITINERANTE DE NARANCAY EN LA CIUDAD DE CUENCA	
MARIO ANTONIO DELGADO ORDÓÑEZ <small>AUTOR</small>	ING. CESAR DAVID CAJAMARCA ZUÑIGA <small>DIRECTOR DE TESIS</small>
Contiene: VISTA LATERAL CORTE EJE 2-2 DETALLE DE PÓRTICO CERCHA	Escala: sin escala Fecha: MAYO / 2018 Hoja: 5 de 9



RESUMEN DE MATERIALES DE ELEMENTOS DE LA NUEVA INDUSTRIAL

El resumen de materiales será por cada rava industrial, para obtener el valor total se multiplicará por 2.

Tubo cuadrado liviano 40x3mm	= 1124.2 kg
Tubo cuadrado liviano 125x4mm	= 7248.4kg
Tubo cuadrado liviano 125x6mm	= 4151.8 kg
Tubo cuadrado liviano 80x4mm	= 6888.8 kg
Tubo cuadrado liviano 75x3mm	= 12255.6 kg
UPN 140, doble cajón soldado	= 5772.16 kg
Barra redonda Ø8mm	= 1019.8 kg
Barra redonda Ø12mm	= 159.8 kg

ESPECIFICACIONES DE ELEMENTOS DE LA NUEVA INDUSTRIAL

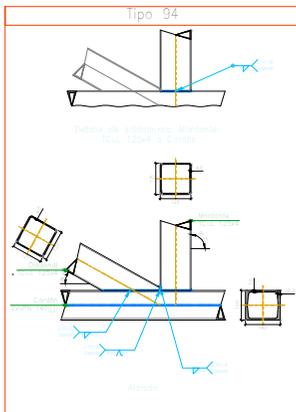
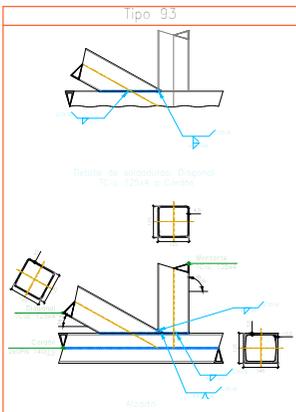
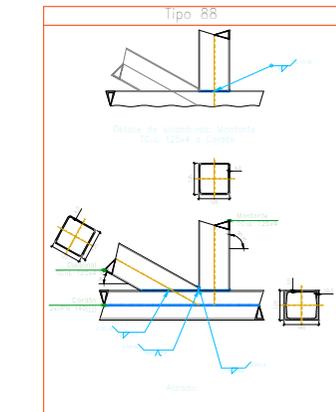
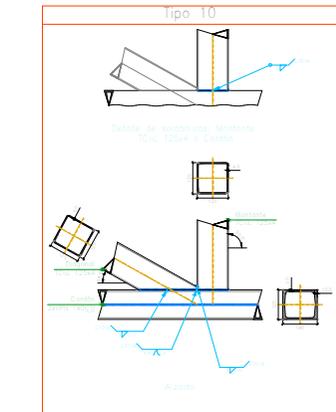
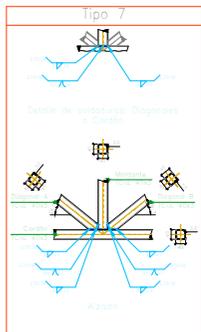
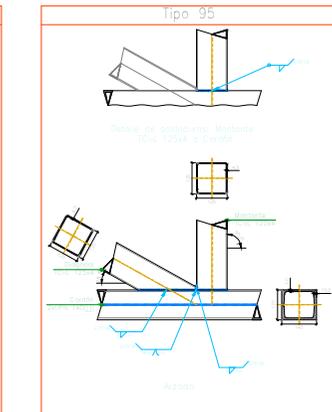
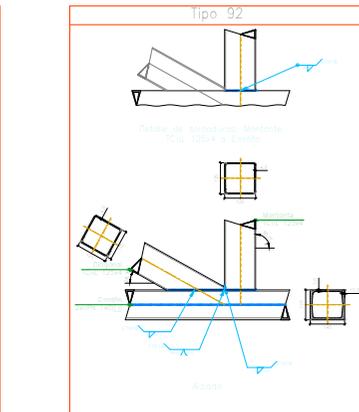
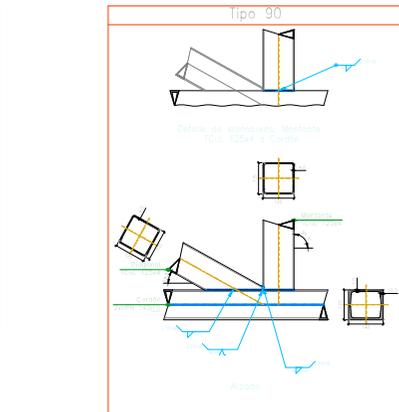
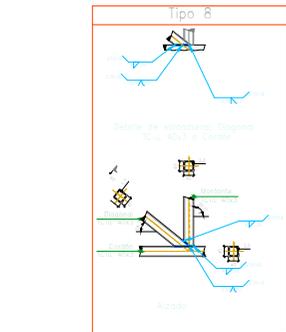
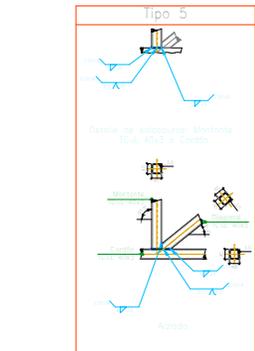
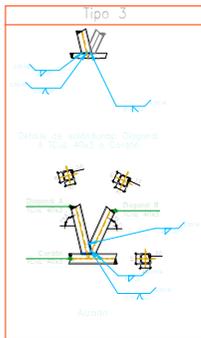
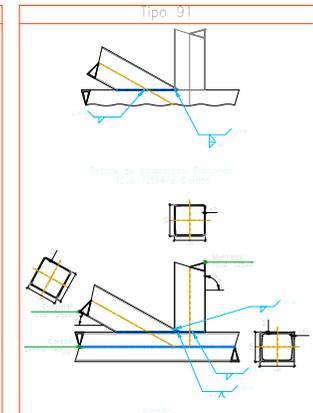
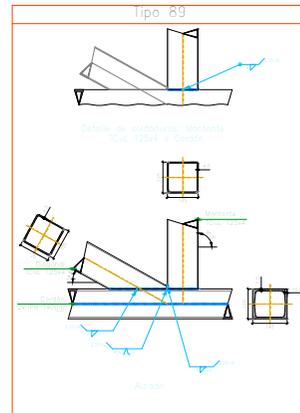
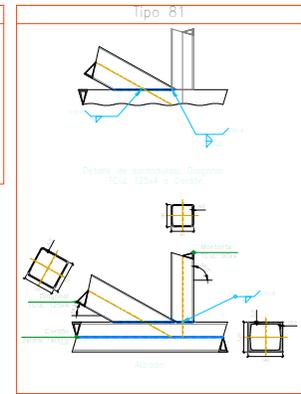
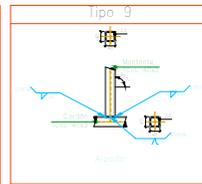
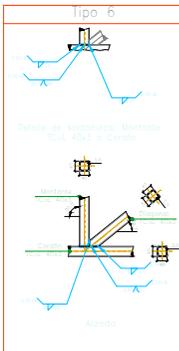
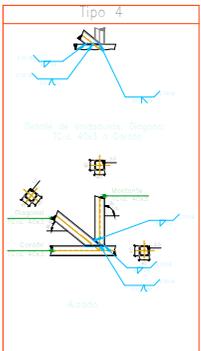
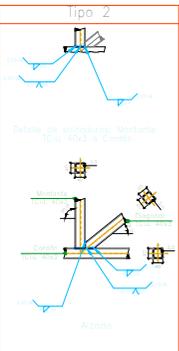
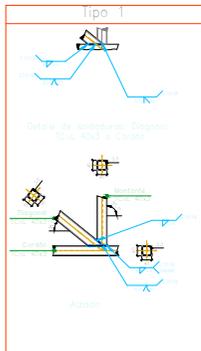
Tubo cuadrado liviano 40x3mm	ASTM A - 500 o C
Tubo cuadrado liviano 125x4mm	ASTM A - 500 o C
Tubo cuadrado liviano 125x6mm	ASTM A - 500 o C
Tubo cuadrado liviano 80x4mm	ASTM A - 500 o C
Tubo cuadrado liviano 75x3mm	ASTM A - 500 o C
UPN 140, doble cajón soldado	ASTM A - 572 o 50
Barra redonda Ø8mm	ASTM A - 706
Barra redonda Ø12mm	ASTM A - 706

IMPORTANTE:

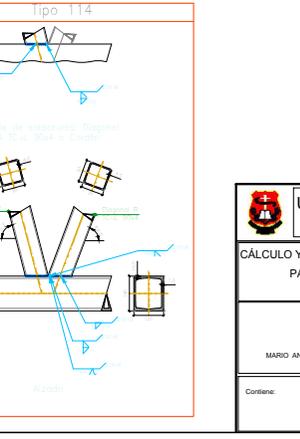
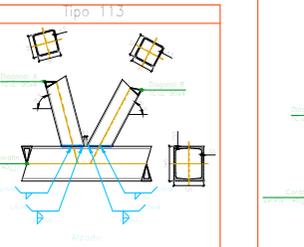
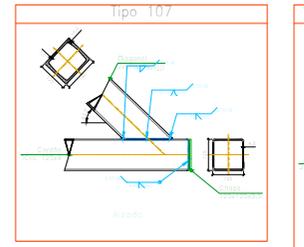
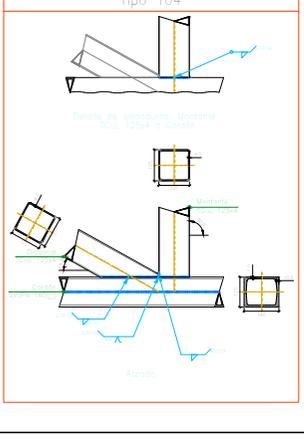
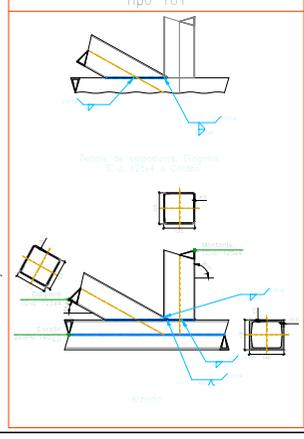
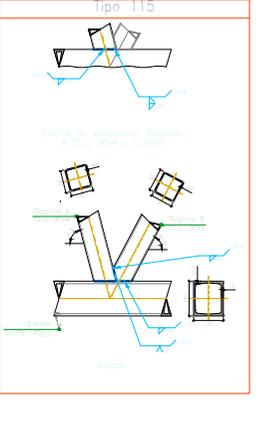
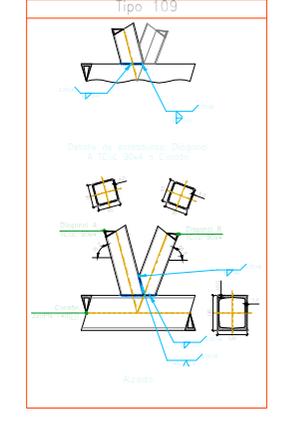
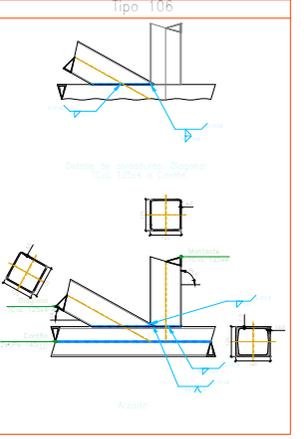
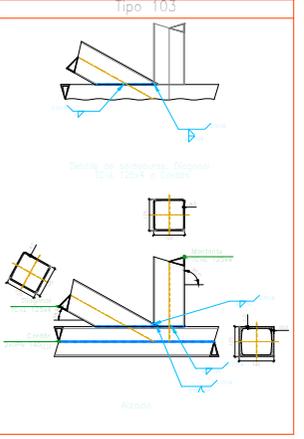
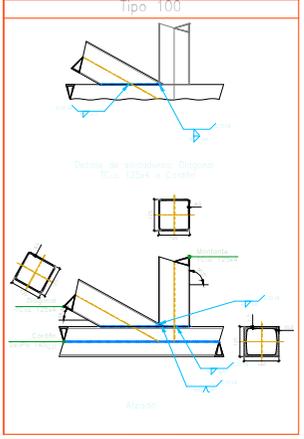
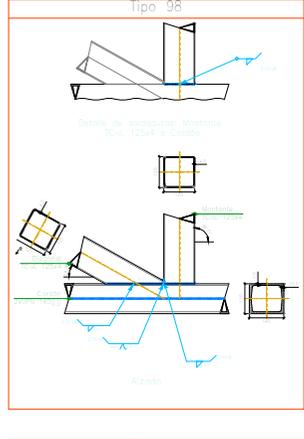
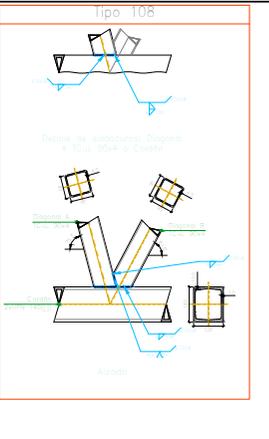
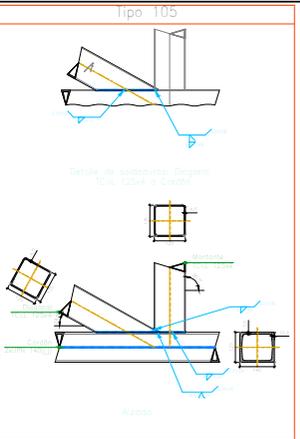
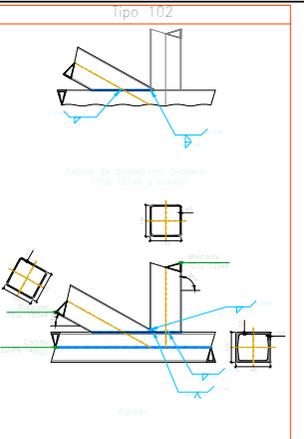
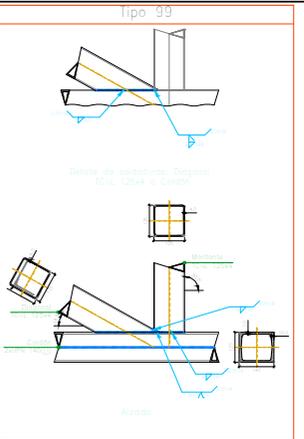
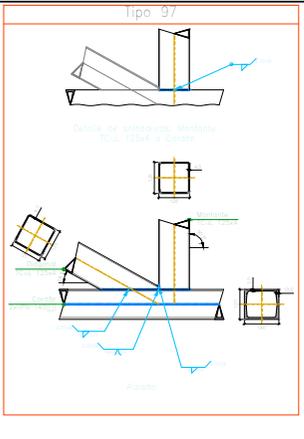
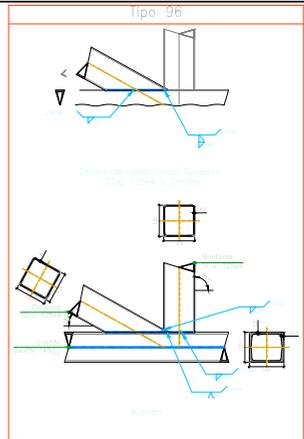
- El resumen de materiales no considera el porcentaje de desperdicios.
- Hombrón 7'x240 kg/m³. Acero de refuerzo corrugado 7'x4200 kg/m³
- Hombrón de repuesto 7'x 850 kg/m³.
- Acero Estructural ASTM A-500 Gr. C, ASTM A-572 Gr. 50, fy = 420 MPa, E = 200000 kg/cm².
- Malla electrosoldada para contrapeso Ø5mm - 16x15cm. NTE-NEN 2209.
- ASTM A-618, ASTM A-618.
- Especificaciones de soldadura ver en planos.
- Replanteo de vigas y columnas 4'x 4'x 2.00m - 6'x 6'x 2.00m.
- Las zapatas se fundirán hasta el nivel superior indicado en los planos.
- Compactación: Se utilizará cualquier procedimiento que garantice una compactación excelente, evitando la presencia de agudades en el concreto.
- Curado: El concreto de todos los elementos debe mantenerse en condición de humedad constante los primeros 7 días, pero con mayor cuidado los 3 primeros, se utilizará cualquier método que garantice un curado efectivo.
- Para la construcción de todos los elementos de hombrón armado y acero estructural, el constructor se apoyará en las normas y especificaciones reglamentarias.
- Para los diseños no se dispuso de estudio de suelo. Se asumió "quid 00 kg/cm²". Sin embargo se recomienda efectuar estudios, establecer las características del suelo y el nivel freático. De ser necesario el nivel de cimentación deberá ser revisado y compactado adecuadamente previo a la colocación del hombrón de replanteo.
- La separación de pórticos entre las ravas industriales será de 200 mm de manera que se pueda evitar el choque entre las ravas de haber deflexiones, para lo que en obra deberá verificarse nuevamente la longitud de las vigas.

<p>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</p>	<p>CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CUBIERTA PARA LA PLATAFORMA ITINERANTE DE NARANCA Y EN LA CIUDAD DE CUENCA</p>	
	<p>MARIO ANTONIO DELGADO ORDÓÑEZ AUTOR</p>	<p>ING. CESAR DAVID CAJAMARCA ZUÑIGA DIRECTOR DE TESIS</p>
<p>Contiene: PLANTA ESTRUCTURAL DE CUBIERTA CANTIDADES DE OBRA Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</p>	<p>Escala: 1:100 Fecha: MAYO / 2016 Pág: 6 de 9</p>	

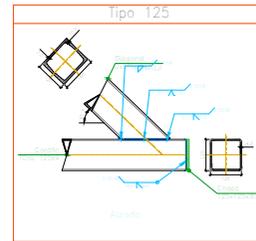
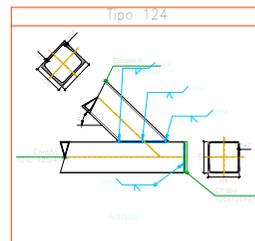
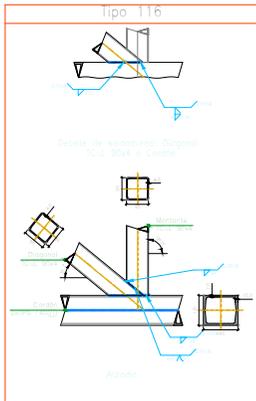
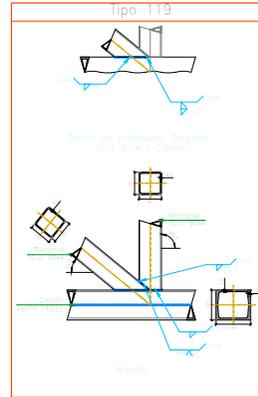
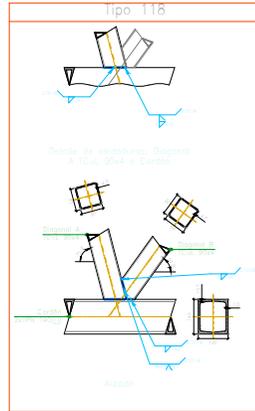
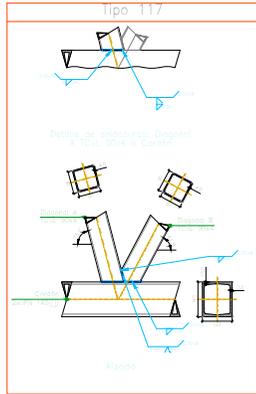
PLANTA ESTRUCTURAL DE CUBIERTA



 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	
CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CUBIERTA PARA LA PLATAFORMA ITINERANTE DE NARANCAY EN LA CIUDAD DE CUENCA	
MARIO ANTONIO DELGADO ORDÓÑEZ <small>AUTOR</small>	ING. CESAR DAVID CAJAMARCA ZUÑIGA <small>DIRECTOR DE TESIS</small>
Contiene:	DETALLES DE UNIONES
Escala: sin escala Fecha: MAYO / 2016 Hoja: 7 de 9	



 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	
CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CUBIERTA PARA LA PLATAFORMA ITINERANTE DE NARANCAY EN LA CIUDAD DE CUENCA	
MARIO ANTONIO DELGADO ORDÓÑEZ <small>AUTOR</small>	ING. CESAR DAVID CAJAMARCA ZUÑIGA <small>DIRECTOR DE TESIS</small>
Confiere:	ESCALA: sin escala Fecha: MAYO / 2016 Hoja: 8 de 9
DETALLES DE UNIONES	



REFERENCIAS DE REPRESENTACIÓN

INDICAR EN LOS DISEÑOS DE LAS UNIONES DE CONEXIÓN EL TIPO DE REPRESENTACIÓN DE LAS UNIONES DE SOLDADURA SEGÚN LAS NORMAS ANS/ASCE 334-10R "STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION".

METODO DE REPRESENTACION DE SOLDADURAS

Conforme a la figura 2 de ANS/ASCE 334-10R y a los tipos de soldaduras empleados en este proyecto, se describe el siguiente esquema de representación de una soldadura:

Referencias:

- 1) hecho (conocido entre J y K)
- 2) línea de referencia
- 3) símbolo de soldadura
- 4) símbolo de soldadura parciales
- 5) símbolo de soldadura en el lugar de montaje
- 6) línea del dibujo que identifica la unión representada
- 7) profundidad del bisel. En soldaduras en ángulo, es el lado del ángulo de biselado
- 8) tamaño del conito en soldaduras a tope
- 9) ángulo exterior del conito de soldadura
- 10) soldadura suplementaria. En general, la serie de electrodos a utilizar y el proceso generalizado de soldar.

La información relacionada con el tipo de la unión soldada o la que se usó en la hecho, se indica por medio de las líneas de referencia, mientras que para el lado opuesto, se indica por encima de las líneas de referencia.

Donde:

- OS(Other Side) es el otro lado de la hecho
- AS(own Side) es el lado de la hecho

Referencia 3

Descripción	Simbología	Referencia
Soldadura en ángulo		Δ
Soldadura a tope en V simple (con conito)		✓
Soldadura a tope en bisel simple		✓
Soldadura a tope en bisel doble		K
Soldadura a tope en bisel simple con bisel de raíz simple		Y
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		▶
Soldadura a tope en bisel simple con todo bisel		✓

TITULO: UNIONES ENTRE PERFILES TRUSSADOS

NORMA:
ANS/ASCE 334-10, Chapter K - K2, HSS to HSS truss connections.

MATERIALES:
- Perfil (steel tube) A1013-0606C
- Sistema de conexión (connections): Electrodo de la serie E70M. Para las meterías empalmadas y el procedimiento de soldadura SMAW (Arco eléctrico con electrodo revestido), se cumplen las condiciones de compatibilidad entre metales exigidas por el artículo A3.6.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS:

- 1) Cada tubo se soldará en todo su perímetro de contacto con los otros tubos.
- 2) Se define como ángulo dentro el ángulo medido en el plano perpendicular a la línea de soldadura, formado por las tangentes a las superficies exteriores de los tubos que se unieron entre sí.
- 3) Para ángulos dentro mayores que 100 grados se deberá realizar soldadura a tope, independientemente del espesor del tubo que se usó.
- 4) Los tubos de espesor igual o superior a 8 mm se soldarán a tope, excepto en las zonas en las que el ángulo dentro sea agudo y guante realice conexiones de soldadura en ángulo.
- 5) Los tubos de espesor inferior a 8 mm se pueden soldar con conexiones de soldadura en ángulo.
- 6) En soldaduras a tope, el ángulo del bisel mínimo es de 45 grados.
- 7) En los detalles se indican las distintas tipos de conexiones necesarias en el perímetro de soldadura de los tubos.

COMPRACIONES:
Las conexiones de soldadura se han dimensionado de tal manera que su resistencia sea igual o superior a la de la más débil de los perfiles unidos. Para ello, se han basado en cuanto las prescripciones y detalles indicados en la parte D de la norma ANS D1.1/01.10-0102.

Conexiones		Tipo		Espesor de conexiones (mm)		
Tubo de referencia	Material	En bisel	En ángulo	En ángulo	En bisel	
E70 IR	En bisel	A tope en bisel simple	100	100	100	100
			125	125	125	125
			150	150	150	150
			175	175	175	175
			200	200	200	200
		Combinado a tope en bisel simple y en ángulo		100	100	

Material	Tipo	Calidad	Dimensiones (mm)	Espesor (mm)
A1013-0606	Perfiles	TR	100x125x10	10

Detalle de unión				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Espesor (mm)
A36	Perfiles a tope	2	100x125x10	10
	Perfiles de conexión	4	100x125x10	10
	Perfiles de conexión	8	100x125x10	10
A-TR (simple)	Perfiles de conexión	10	100x125x10	10

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CUBIERTA PARA LA PLATAFORMA ITINERANTE DE NARANCA Y EN LA CIUDAD DE CUENCA

MARIO ANTONIO DELGADO ORDÓÑEZ
AUTOR

ING. CESAR DAVID CAJAMARCA ZUÑIGA
DIRECTOR DE TESIS

Contiene: **DETALLES DE UNIONES CANTIDADE DE SUELDA EN OBRA Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Escala: sin escala
Fecha: MAYO / 2016
Hoja: 9 de 9