

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA PLATAFORMA
CUBIERTA CON CAPACIDAD DE 13224
KILOGRAMOS PARA EVENTOS PARA LA
EMPRESA “MEGA EVENTOS”**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO MECÁNICO**

XAVIER ALEJANDRO ERAZO MOGROVEJO

DIRECTOR: ING. JOSÉ PÉREZ

CODIRECTOR: ING JORGE CORREA

Sangolquí, 2005 - 08

CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA PLATAFORMA CUBIERTA CON CAPACIDAD DE 13224 KILOGRAMOS PARA EVENTOS PARA LA EMPRESA “MEGA EVENTOS”” fue realizado en su totalidad por Xavier Alejandro Erazo Mogrovejo, como requerimiento parcial para la obtención del título de Ingeniero Mecánico.

**Ing. José Pérez
DIRECTOR**

**Ing. Jorge Correa
CODIRECTOR**

Sangolquí, 2005 – 08 – 10

LEGALIZACIÓN DEL PROYECTO

**“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA PLATAFORMA CUBIERTA
CON CAPACIDAD DE 13224 KILOGRAMOS PARA EVENTOS PARA
LA EMPRESA “MEGA EVENTOS””**

ELABORADO POR:

Xavier Alejandro Erazo Mogrovejo

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

**MAYO. DE C.B. Ing. Hugo D. Ruiz V.
DECANO**

Sangolquí, 2005 – 08

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico a mis padres, quienes con amor y sacrificio me apoyaron durante todos mis estudios y en especial en este proyecto.

AGRADECIMIENTO

Hay algunas personas a las que quiero darles las gracias: Primero a mis padres y sobrinos que pagaron un precio significativo al compartirme con la ESPE a setecientos kilómetros de distancia y durante siete largos años. Gracias Marco, Graciela, Diego, Jonathan, Jairo y ahora Cristian. Les amo.

También otros que han pagado un alto precio son mis hermanos: Marco, Diego y Vanessa, mi abuelo Alfredo(+) y mi abuela Sofía(+).

Gracias ingenieros José Pérez y Jorge Correa por su profesionalismo y entrega a este proyecto.

Ing. Rómulo Sánchez, gracias por su tiempo y generosidad para enseñarme el cálculo estructural.

Mi eterna gratitud al Dr. Franklin Torres, sin su colaboración este proyecto no hubiera llegado a ser visible; al Lic. Alejandro Arias, su paciencia fue fundamental; a Don Bolívar Cevallos y a todos los que formaron parte de la construcción.

Finalmente al que me ha acompañado durante las largas horas de diseño y construcción, quien me animó para seguir y me proporcionó salud y capacidad. Gracias obediente Jesús.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO	i
LEGALIZACIÓN DEL PROYECTO	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
INDICE DE CONTENIDOS	vi
RESUMEN	xix
CAPÍTULO 1: Introducción	
1.1. Antecedentes	1
1.2. Definición del problema	1
1.3. Objetivos	2
1.3.1. Objetivo general	2
1.3.2. Objetivos específicos	2
1.4. Alcance	3
1.5. Justificación	3
CAPITULO 2: Estudio de alternativas	
2.1. Estudio	5
2.1.1. Sistema estructural	5
2.1.2. Sistema mecánico	38
2.2. Selección	40
2.2.1. Sistema estructural	40
2.2.2. Sistema mecánico	41
2.3. Parámetros de diseño	42
CAPITULO 3: Diseño	
3.1. Diseño estructural	43
3.1.1. Normas a utilizar	43
3.1.2. Cargas del sistema	45
3.1.3. Plataforma	61
3.1.3.1. Cargas	62

3.1.3.2. Armadura	64
3.1.3.3. Tablero	70
3.1.3.4. Tensores	71
3.1.3.5. Escalera	75
3.1.3.6. Uniones	79
3.1.4. Columnas	85
3.1.4.1. Cargas	86
3.1.4.2. Columnas	89
3.1.4.3. Apoyos	111
3.1.4.4. Uniones	117
3.1.5. Cubierta	121
3.1.5.1. Cargas	121
3.1.5.2. Vigas	122
3.1.5.3. Dados	147
3.1.5.4. Apoyos para cubierta	150
3.1.5.5. Soportes para iluminación	155
3.1.5.6. Uniones	156
3.2. Diseño mecánico	160
3.2.1. Selección del sistema de elevación	160
3.3. Recubrimiento y acabados	163
3.3.1. Estructuras	163
3.3.2. Tableros	165
 CAPITULO 4: Construcción	
4.1. Estructural	167
4.1.1. Técnicas	167
4.1.2. Máquinas y equipos	167
4.1.3. Plataforma, columnas y cubierta	168
4.1.3.1. Hoja de procesos	168
4.1.3.2. Diagrama de ensambles	170
4.1.3.3. Montajes	176
4.1.3.4. Forma de transporte	176
4.2. Mecánica	179
4.2.1. Montajes	179

4.2.2. Forma de transporte	180
----------------------------	-----

CAPITULO 5: Pruebas de funcionamiento

5.1. Estructurales	183
5.1.1. Plataforma	183
5.1.2. Columnas	184
5.1.3. Cubierta	184
5.2. Mecánicas	185
5.2.1. Sistema de elevación	185
5.2.2. Sistema de potencia	185
5.2.3. Sistema de accionamiento	186
5.3. Montaje y desmontaje	186
5.4. Transporte	187
5.5. Análisis de resultados	187

CAPITULO 6: Análisis económico financiero

6.1. Presupuesto del proyecto	189
6.1.1. Gastos de ingeniería y administración	189
6.1.2. Costos directos	190
6.1.3. Costos indirectos	191
6.2. Financiamiento y desembolsos del proyecto	193
6.3. Periodo de recuperación de la inversión	195

CAPÍTULO 7: Conclusiones y recomendaciones

199

ANEXOS

REFERENCIAS

TABLAS

Tabla 3.1. Dimensiones de la plataforma escénica	62
Tabla 3.2. Cargas puntuales para el estado 3 de la plataforma escénica	63
Tabla 3.3. Dimensiones de un andamio	65
Tabla 3.4. Propiedades de sección de larguero de andamio	66
Tabla 3.5. Propiedades de sección de transversal de andamio	66
Tabla 3.6. Dimensiones estándar de un tablero	70
Tabla 3.7. Dimensiones de una tijera	72
Tabla 3.8. Propiedades de sección de larguero de tijera	73
Tabla 3.9. Dimensiones de la escalera	75
Tabla 3.10. Propiedades de sección de larguero de escalera	76
Tabla 3.11. Dimensiones de un marco	80
Tabla 3.12. Propiedades de sección de larguero de marco	81
Tabla 3.13. Desplazamiento máximo de la viga crítica del marco	83
Tabla 3.14. Cargas puntuales para el estado 3 de torre cubierta	88
Tabla 3.15. Longitud de columnas principales	89
Tabla 3.16. Propiedades de la sección de columna principal	90
Tabla 3.17. Propiedades del tubo larguero de columna principal	91
Tabla 3.18. Propiedades del tubo trasversal de columna principal	92
Tabla 3.19. Propiedades del tubo de la celosía de columna principal	92
Tabla 3.20. Propiedades de tubos de columnas principales	92
Tabla 3.21. Longitud de columnas cumbrero	101
Tabla 3.22. Propiedades de sección de columna cumbrero	102
Tabla 3.23. Propiedades del tubo larguero de columna cumbrero	103
Tabla 3.24. Propiedades del tubo trasversal de columna cumbrero	104
Tabla 3.25. Propiedades del tubo de la celosía de columna cumbrero	104
Tabla 3.26. Propiedades de tubos de columnas cumbrero	105
Tabla 3.27. Dimensiones de un apoyo del cumbrero	112
Tabla 3.28. Propiedades de sección de cuello de apoyo del cumbrero	113
Tabla 3.29. Propiedades de sección de estrella de apoyo del cumbrero	113
Tabla 3.30. Longitud de vigas principales	122
Tabla 3.31. Propiedades sección de vigas principales	123

Tabla 3.32. Propiedades del tubo larguero de vigas principales	124
Tabla 3.33. Propiedades del tubo transversal de vigas principales	125
Tabla 3.34. Propiedades del tubo de la celosía de vigas principales	126
Tabla 3.35. Propiedades de tubos de vigas principales	126
Tabla 3.36. Desplazamiento máximo de vigas principales	127
Tabla 3.37. Cargas distribuidas del pórtico torre cubierta estado 3	129
Tabla 3.38. Longitud de viga cumbrero	137
Tabla 3.39. Propiedades sección de viga cumbrero	138
Tabla 3.40. Propiedades del tubo larguero de viga cumbrero	138
Tabla 3.41. Propiedades del tubo transversal de viga cumbrero	139
Tabla 3.42. Propiedades del tubo de la celosía de viga cumbrero	140
Tabla 3.43. Propiedades de tubos de viga cumbrero	140
Tabla 3.44. Desplazamiento máximo de viga cumbrero	141
Tabla 3.45. Propiedades de sección de tubo crítico de dados	148
Tabla 3.46. Propiedades de sección de apoyo para cubierta	151
Tabla 3.47. Peso de torre cubierta	160
Tabla 3.48. Características generales de las poleas diferenciales TRALIFT	162
Tabla 6.1. Transporte	196
Tabla 6.2. Periodo de recuperación de la inversión	197

CUADROS

Cuadro 2.1. Cuadro de selección de alternativas para plataforma	40
Cuadro 2.2. Cuadro de selección de alternativas para columnas y cubierta	41
Cuadro 2.3. Cuadro de selección de alternativas para cubierta	41
Cuadro 2.4. Cuadro de selección de alternativas para sistema de elevación	41
Cuadro 3.1. Cargas de la plataforma escénica	62
Cuadro 3.2. Estados de carga de la plataforma escénica	62
Cuadro 3.3. Cargas de la torre cubierta	86
Cuadro 3.4. Estados de carga de la torre cubierta	86
Cuadro 4.1. Volumen a transportar	177
Cuadro 4.2. Peso a transportar	177
Cuadro 6.1. Gastos de ingeniería y administración	189
Cuadro 6.2. Materia prima directa	190
Cuadro 6.3. Mano de obra directa	191
Cuadro 6.4. Mano de obra indirecta	191
Cuadro 6.5. Materiales e insumos indirectos	192
Cuadro 6.6. Energía Eléctrica	192
Cuadro 6.7. Depreciación	192
Cuadro 6.8. Financiamiento Mega Eventos	193
Cuadro 6.9. Financiamiento graduando	193
Cuadro 6.10. Financiamiento dirección de grado	194
Cuadro 6.11. Desembolsos en dólares	194
Cuadro 6.12. Desembolsos en porcentajes	194
Cuadro 6.13. Mano de obra montaje	195
Cuadro 6.14. Mano de obra desmontaje	195
Cuadro 6.15. Alquiler en la ciudad	196
Cuadro 6.16. Alquiler en la provincia	196
Cuadro 6.17. Alquiler en el país	197
Cuadro 6.18. Utilidad anual	197

FIGURAS

Figura 2.1. División estructural de la plataforma cubierta	6
Figura 2.2. Dirección de los ejes x, y, z en diseño	18
Figura 2.3. Nomenclatura para diseño de columnas y cubierta	19
Figura 2.4. Clasificación del proyecto en construcción	23
Figura 2.5. Nomenclatura para montaje de columnas y cubierta	24
Figura 2.6. Esquema de la plataforma	28
Figura 2.7. Esquema de columnas y cubierta	30
Figura 2.8. Estructura tipo armadura	31
Figura 2.9. Estructuras reticulares	33
Figura 2.10. Estructura de secciones tubulares	35
Figura 2.11. Esquema de la carpa	36
Figura 2.12. División mecánica de la plataforma cubierta	38
Figura 3.1. Esquema del marco	47
Figura 3.2. Esquema de la unión	47
Figura 3.3. Esquema del faldón	48
Figura 3.4. Esquema de la carpa	49
Figura 3.5. Esquema del tramo de las vigas principales	50
Figura 3.6. Esquema del tramo de la viga cumbrero	53
Figura 3.7. Esquema del tramo de las columnas del cumbrero	55
Figura 3.8. Esquema de las instalaciones	58
Figura 3.9. Esquema de las personas de instalaciones	58
Figura 3.10. Esquema de carga de lluvia	59
Figura 3.11. Esquema de carga de viento	60
Figura 3.12. Modelo plataforma escénica	61
Figura 3.13. Nomenclatura de plataforma escénica	61
Figura 3.14. Plataforma escénica cargada	64
Figura 3.15. Nomenclatura de andamios	64
Figura 3.16. Sección de larguero de andamio	65
Figura 3.17. Sección de transversal de andamio	66
Figura 3.18. Tubo larguero de andamio	67
Figura 3.19. Tubo transversal de andamio	67

Figura 3.20. Nomenclatura de tableros	70
Figura 3.21. Nomenclatura de tijeras	71
Figura 3.22. Sección de larguero de tijera	72
Figura 3.23. Tubo larguero de tijera	73
Figura 3.24. Nomenclatura de la escalera	75
Figura 3.25. Sección de larguero de escalera	76
Figura 3.26. Tubo larguero de escalera	77
Figura 3.27. Nomenclatura de marcos	79
Figura 3.28. Sección de larguero de marco	80
Figura 3.29. Tubo larguero de marco	81
Figura 3.30. Viga crítica del marco	82
Figura 3.31. Desplazamiento máximo de viga crítica del marco	82
Figura 3.32. Modelo torre cubierta	85
Figura 3.33. Torre cubierta cargada	88
Figura 3.34. Nomenclatura de columnas principales	89
Figura 3.35. Sección de columna principal	90
Figura 3.36. Tubo larguero de columna principal	91
Figura 3.37. Tubo transversal de columna principal	91
Figura 3.38. Tubo de la celosía de columna principal	92
Figura 3.39. Diagrama de fuerza axial columna AB	93
Figura 3.40. Diagrama de fuerza cortante “x” de columna AB	94
Figura 3.41. Diagrama de momento flector “y” de columna AB	94
Figura 3.42. Diagrama de fuerza cortante “y” de columna AB	95
Figura 3.43. Diagrama de momento flector “x” de columna AB	95
Figura 3.44. Nomenclatura de columnas cumbrero	101
Figura 3.45. Sección de columna cumbrero	102
Figura 3.45. Tubo larguero de columna cumbrero	103
Figura 3.47. Tubo transversal de columna cumbrero	104
Figura 3.48. Tubo de la celosía de columna cumbrero	104
Figura 3.49. Nomenclatura de apoyos del cumbrero	111
Figura 3.50. Sección de cuello de apoyo del cumbrero	112
Figura 3.51. Sección de estrella de apoyo del cumbrero	113
Figura 3.52. Tubo cuello de apoyo del cumbrero	114
Figura 3.53. Tubo estrella de apoyo del cumbrero	114

Figura 3.54. Cargas en unión emperrada crítica de columnas	117
Figura 3.55. Desplazamientos debido al momento en unión de columnas	119
Figura 3.56. Detalle de viga principal de torre cubierta cargada	121
Figura 3.57. Detalle de viga cumbrero de torre cubierta cargada	121
Figura 3.58. Nomenclatura de vigas principales	122
Figura 3.59. Sección de vigas principales	123
Figura 3.60. Tubo larguero de vigas principales	124
Figura 3.61. Tubo transversal de vigas principales	125
Figura 3.62. Tubo de la celosía de vigas principales	125
Figura 3.63. Torre cubierta y su deformada al aplicar las cargas	126
Figura 3.64. Desplazamiento máximo de vigas principales	127
Figura 3.65. Pórtico Torre Cubierta	128
Figura 3.66. Momento en pórtico Torre Cubierta	129
Figura 3.67. Diagrama de fuerza axial viga BC	130
Figura 3.68. Diagrama de fuerza cortante viga BC	130
Figura 3.69. Diagrama de momento flector viga BC	130
Figura 3.70. Nomenclatura de viga cumbrero	136
Figura 3.71. Sección de viga cumbrero	137
Figura 3.72. Tubo larguero de viga cumbrero	138
Figura 3.73. Tubo transversal de viga cumbrero	139
Figura 3.74. Tubo de la celosía de viga cumbrero	140
Figura 3.75. Desplazamiento máximo de viga cumbrero	140
Figura 3.76. Pórtico conjunto cumbrero	141
Figura 3.77. Sección de tubo crítico de dados	147
Figura 3.78. Apoyo para cubierta	150
Figura 3.79. Sección de apoyo para cubierta	150
Figura 3.80. Soporte para iluminación	156
Figura 3.81. Cargas en unión emperrada crítica	156
Figura 3.82. Desplazamientos debido al momento máximo	158
Figura 3.83. Gama de poleas diferenciales TRALIFT	161
Figura 4.1. Módulo de viga	168
Figura 4.2. Flujoograma de procesos para un módulo de viga	169
Figura 4.3. Diagrama de ensambles de bases	171
Figura 4.4. Diagrama de ensambles de vigas principales	172

Figura 4.5. Diagrama de ensambles de columnas principales	173
Figura 4.6. Diagrama de ensambles del sistema cumbrero	174
Figura 4.7. Diagrama de ensambles de Torre Cubierta	175
Figura 4.8. Volumen de carga del camión Chevrolet NPR 71L	176
Figura 4.9. Propuesta de transporte en camión Chevrolet NPR 71L	178
Figura 4.10. Polea diferencial TRALIFT	179

NOMENCLATURA

A	Área
A_p	Área del perno
A_v	Área de corte
b	Espesor del perfil en donde se calcula el esfuerzo cortante
b_e	Base exterior
b_i	Base interior
c	Distancia del eje neutro a la fibra más lejana
Cc	Límite de tipo de columna
Cm	Factor de corrección a la amplificación normal
de	Diámetro o lado exterior del tubo
di	Diámetro o lado interior del tubo
e	Espesor de la pared
E	Módulo de elasticidad
F	Fuerza
f_a	Esfuerzo axial real
F_a	Esfuerzo permisible en compresión
f_b	Esfuerzo flector real
F_b	Esfuerzo permisible en flexión
F_{\max}	Fuerza máxima
FS	Factor de seguridad
F_u	Resistencia de tensión mínima especificada
f_v	Esfuerzo cortante real
F_v	Esfuerzo permisible en cortante
F_y	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado
$F'e$	Esfuerzo de pandeo de Euler dividido para un factor de seguridad del AISC para una columna muy larga
h	Altura
I	Momento de inercia
k	Factor de longitud efectiva
$K I / r$	Relación de esbeltez
l	Longitud de columna o viga

M	Momento flector alrededor del eje
p	Presión del viento
P	Fuerza axial
Q	Momento estático
r	Radio de giro
S	Módulo de sección
S _{bc}	Resistencia a la flexión a compresión
S _{bt}	Resistencia a la flexión a tracción
S _{su}	Resistencia al cortante
S _{sy}	Resistencia al punto cedente por cortante
S _u	Resistencia a la tracción
S _{uc}	Resistencia a la compresión
S _y	Resistencia al punto cedente a la tracción
S _{yc}	Resistencia a la deformación por compresión
v	Velocidad el viento
V	Fuerza cortante
V _{max}	Fuerza cortante máxima
α	Ángulo de elevación de la cubierta
$\Delta_{z\max}$	Deflexión máxima
ϕ	Diámetro del perno
τ	Esfuerzo cortante
$\tau_{p\lim}$	Esfuerzo constante límite
σ	Esfuerzo de tracción
$\sigma_{p\lim}$	Esfuerzo de tracción límite

ANEXOS

- Anexo A: Programa EXCELOAD
- Anexo B: Tablas
- Anexo C: Resultados del SAP 2000
- Anexo D: Seguridad industrial
- Anexo E: Manual de montaje
- Anexo F: Manual de mantenimiento
- Anexo G: Fotos de la construcción
- Anexo H: Fotos del montaje
- Anexo I: Planos
- Anexo J: Carta de satisfacción

RESUMEN

En el presente proyecto se hizo la selección de alternativas, se diseñó, se construyó y se probó una plataforma escénica con capacidad de soportar el peso de personas y equipos (13224 kilogramos) y una torre cubierta capaz de proteger de la lluvia y del sol a la plataforma y al mismo tiempo capaz de soportar las instalaciones de iluminación, sonido y al personal de instalación (2640 kilogramos).

En la actualidad en la ciudad de Loja las iglesias cristianas, las empresas productoras de conciertos, las grandes empresas para su publicidad, los partidos políticos, el ilustre municipio, las organizadoras de desfiles de modas y otros eventos masivos, acuden a las ciudades de Quito y Guayaquil para el alquiler de escenarios artísticos desmontables y en vista del elevado costo del servicio por el rubro transporte y viáticos (aproximadamente 2000 dólares), los mega eventos en la ciudad resultan muy costosos.

Con la plataforma escénica y la torre cubierta embodegadas en la Centinela del Sur, el alquiler de estos escenarios bajará (aproximadamente 500 dólares), por lo tanto las empresas invertirán más en el arte y en la publicidad, las iglesias cristianas saldrán de sus edificios a predicar el evangelio en cualquier lugar, el lojano encontrará precios más bajos en los eventos y se incrementarán las fuentes de trabajo.

El Ecuador es un país en desarrollo, pero este desarrollo se concentra, lastimosamente, en Quito y Guayaquil, y luego en ciudades como Manta, Ambato, Machala y Cuenca. Lo que origina que las ciudades no mencionadas e incluso las del segundo grupo se vean en la obligación de depender económica, comercial y tecnológicamente de las dos.

Una estructura metálica tipo celosía con baja densidad pero con alto volumen es costosa de transportar. Las empresas de transporte a menos que se trate de maquinaria pesada cotizan en función del volumen. Esto nos habla claramente

lo perjudicada que está la ciudad de Loja cuando requiere comprar un bien o contratar un servicio a una empresa asilada en la capital o en el puerto principal.

En la ciudad de Loja no existen empresas que se dediquen al alquiler del montaje de escenarios mecánicos móviles con una plataforma elegante y capaz de soportar gente y equipos, con una torre con alto nivel de reflejo para iluminación y una cubierta impermeable móvil.

La empresa Mega Eventos contrató la construcción del sistema estructural y mecánico, con un plazo de entrega antes del mes de mayo del 2005 en la ciudad de Loja.

La plataforma, la cubierta, las columnas y el mecanismo de elevación fueron diseñados y construidos de manera que cuando se puso a funcionar el proyecto no se observó ningún problema, todo se acopló y no fue necesario volver al taller. Esto se logró verificando todo trabajo realizado durante la fabricación y siguiendo todos los consejos de los directores del proyecto.

El costo total del proyecto fue de 13 193, 02 USD, inversión que se la recuperará en 5 años a razón de 2707, 92 USD anuales. Con el mismo dinero el banco pagaría 791,59 USD con una tasa de interés del 6% anual.

Se recomienda realizar proyectos estructurales de acero, ya que en pocos años el consumo per cápita anual de acero en el Ecuador superará los 70 Kg/hab y podría incluso rebasar los 100 Kg/hab. Al terminar China su gran proyecto metálico, el acero en el mundo bajará su cotización.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

En la actualidad en la ciudad de Loja las iglesia cristianas, las empresas productoras de conciertos, las grandes empresas para su publicidad, los partidos políticos, el ilustre municipio y otros eventos masivos, acuden a las ciudades de Quito y Guayaquil para el alquiler de escenarios artísticos desmontables y en vista del elevado costo del servicio por el rubro transporte y viáticos (aproximadamente 2000 dólares), los mega eventos en la ciudad resultan muy costosos.

Con la plataforma escénica y la torre cubierta embodegadas en la Centinela del Sur, el alquiler de estos escenarios bajará (aproximadamente 500 dólares), por lo tanto las empresas invertirán más en el arte y en la publicidad, las iglesias cristianas saldrán de sus edificios a predicar el evangelio en cualquier lugar, el lojano encontrará precios más bajos en los eventos y se incrementarán las fuentes de trabajo.

1.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

El Ecuador es un país en desarrollo, pero este desarrollo se concentra, lastimosamente, solo en Quito y Guayaquil, y luego en ciudades como Manta, Ambato, Machala y Cuenca. Lo que origina que las ciudades no mencionadas e incluso las del segundo grupo se vean en la obligación de depender económica, comercial y tecnológicamente de las dos.

Una estructura metálica tipo celosía con baja densidad pero con alto volumen es costosa de trasportar. Las empresas de transporte a menos que se trate de maquinaria pesada cotizan en función del volumen. Esto nos habla claramente lo perjudicada que está la ciudad de Loja cuando requiere comprar un bien o contratar un servicio a una empresa asilada en la capital o en el puerto principal.

Con la aspiración de descentralizar el servicio de montaje de escenarios y con el anhelo de que Loja la cuna de artistas no solo se bañe en sus dos juguetones riachuelos si no también de eventos que eleven su autoestima, la nueva empresa “Mega Eventos” ha decidido diseñar y construir una plataforma escénica y una torre cubierta tomando como referencia los escenarios que se montan en ciudades como Miami de los Estados Unidos de Norteamérica.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar y Construir una plataforma mixta y una estructura metálica con cubierta móvil con facilidad de montaje y desmontaje y que se pueda trasladar en contenedores para satisfacer la necesidad de la empresa “Mega Eventos” de servir en alquiler a la ciudad de Loja.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar y seleccionar las alternativas.
- Determinar los parámetros de diseño.
- Diseñar y construir una plataforma que soporte a personas, instrumentos musicales, cajas de sonido, propias del evento.
- Diseñar y construir la cubierta.
- Diseñar y construir las columnas con sus apoyos.
- Diseñar y construir el mecanismo de elevación de la cubierta.
- Realizar pruebas de funcionamiento.

- Realizar análisis económico financiero.
- Emitir conclusiones y recomendaciones.

1.4. ALCANCE

Este proyecto beneficiará directamente a la ciudad de Loja.

También se beneficiarán los cantones más poblados de la provincia de Loja, tales como Macará, Cariamanga, Gonzanamá.

En general todo el austro ecuatoriano se beneficiará de este proyecto.

Particularmente se beneficiará el pueblo cristiano, debido a la concesión especial que hará la empresa para los eventos evangelísticos.

1.5. JUSTIFICACIÓN

En la ciudad de Loja no existen empresas que se dediquen al alquiler del montaje de escenarios mecánicos móviles con una plataforma elegante y capaz de soportar gente y equipos (13224 kilogramos), con una torre con alto nivel de reflejo para iluminación y una cubierta impermeable móvil.

La empresa Mega Eventos cuenta con el deseo de contratar la construcción del sistema estructural y mecánico, con un plazo de entrega antes del mes de mayo del 2005.

En la ciudad de Loja existen proveedores de acero estructural, de madera y ferreterías que disponen en stock la materia prima y las herramientas necesarias para realizar el proyecto.

La mano de obra calificada es accesible debido a la existencia de un colegio técnico con la especialidad de mecánica industrial en la ciudad.

Mediante solicitud realizada al director de la Empresa Eléctrica Regional del Sur, se obtuvo la autorización para utilizar el galpón que se ubica frente a los talleres de la institución.

La construcción de este proyecto no generará contaminación del ecosistema ni daños a terceros.

CAPÍTULO 2

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

2.1. ESTUDIO

2.1.1. SISTEMA ESTRUCTURAL

Para cumplir con el objetivo planteado se ha dividido el estudio estructural y por ende el diseño, construcción y pruebas de funcionamiento de la “Plataforma Cubierta” en tres sistemas estructurales:

1. Plataforma (plataforma mixta)
2. Columnas (estructura metálica)
3. Cubierta (estructura metálica)

Al mismo tiempo cada parte está constituida por conjuntos generales de piezas que los conforman, a continuación se presenta tal subdivisión:

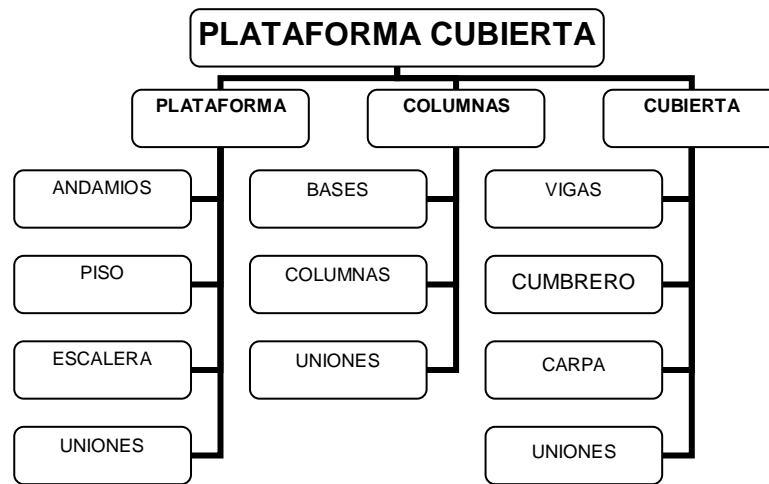


Figura 2.1. División estructural de la plataforma cubierta

Las piezas que conforman a cada conjunto son:

1. Plataforma

- **Andamios**
 - Andamios
 - Tijeras

- **Piso**
 - Marcos
 - Módulos de piso

- **Escalera**
 - Escalera
 - Escalones

- Chumaceras

- **Uniones**

- Articulaciones de tijeras
- Pasadores de andamios
- Placas de unión andamios-piso
- Pernos de unión marcos-módulos de piso
- Tornillos de unión escalera-escalones
- Pernos de unión escalera-chumaceras
- Pernos de unión chumaceras-piso

2. Columnas

- **Bases**
 - Placas base
 - Brazos
 - Pernos niveladores
 - Diagonales

- **Columnas**
 - Pies de columna
 - Módulos de columna
 - Apoyos para cubierta
 - Placas diagonales
 - Apoyos para poleas

- **Uniones**
 - Pernos de unión de bases
 - Pernos de unión placas base-columnas
 - Pernos de unión diagonales-columnas
 - Pernos de unión entre módulos de columna

3. Cubierta

- **Vigas**
 - Dados
 - Módulos de viga
 - Guías deslizantes
 - Apoyos para cumbrero

- **Cumbrero**
 - Columnas del cumbrero

- Esquinas del cumbrero
- Módulos de viga cumbrero

- **Carpa**
 - Cables
 - Tensores
 - Lona

- **Uniones**
 - Pernos eje y unión de los sistemas deslizantes
 - Pernos de unión entre módulos de viga
 - Pernos de unión vigas-cumbrero
 - Pernos de unión entre cumbrero

La clasificación directa de piezas del sistema con respecto a las divisiones estructurales es la siguiente:

1. Plataforma

- Andamios
- Tijeras
- Marcos
- Módulos de piso
- Escalera
- Escalones
- Chumaceras
- Articulaciones de tijeras
- Pasadores de andamios
- Placas de unión andamios-piso
- Pernos de unión marcos-módulos de piso
- Tornillos de unión escalera-escalones
- Pernos de unión escalera-chumaceras

- Pernos de unión chumaceras-piso

2. Columnas

- Placas base
- Brazos
- Pernos niveladores
- Diagonales
- Pies de columna
- Módulos de columna
- Apoyos para cubierta
- Placas diagonales
- Apoyos para poleas
- Pernos de unión de bases
- Pernos de unión placas base-columnas
- Pernos de unión diagonales-columnas
- Pernos de unión entre módulos de columna

3. Cubierta

- Dados
- Módulos de viga
- Guías deslizantes
- Apoyos para cumbrero
- Columnas del cumbrero
- Esquinas del cumbrero
- Módulos de viga cumbrero
- Cables
- Tensores
- Lona
- Pernos eje y unión de los sistemas deslizantes
- Pernos de unión entre módulos de viga
- Pernos de unión vigas-cumbrero
- Pernos de unión entre cumbrero

2.1.1.1. Plataforma

Andamios

Consisten en elementos estructurales de disposición vertical tipo pórtico los cuales comúnmente se los observa en las construcciones de edificios, en las cuales dispuestos verticalmente sirven de apoyo para que los trabajadores alcancen cualquier altura para su trabajo en mampostería. En este proyecto se los dispondrá horizontalmente, ya que desempeñarán el papel de apoyo del piso de la plataforma.

Tijeras

Se trata de dos elementos de iguales dimensiones achatados y perforados en sus extremos que se unen en sus centros a través de una articulación, formando así un conjunto semejante a una tijera. Dos tijeras unen dos andamios colocándolas en las respectivas caras y asegurándolas a través de pasadores. La estructura resultante de esta unión, debido a que alcanza el equilibrio, ya permite que se coloque alguna mini plataforma en el vano que cubre.

Marcos

Son como su nombre lo dice marcos, pero de los módulos de piso, unidos a través de tornillos. Al trabajar como vigas apoyadas en los andamios le brindan estabilidad al piso cuando es cargado. Además tienen la característica de unir los sistemas individuales de andamios y tijeras y por consiguiente por si mismos se encargan de cuadrar la plataforma.

Módulos de piso

Son unidades rectangulares que vienen a ser el piso de la plataforma, cuyas dimensiones determinan las de los marcos y andamios. En estos módulos

reposarán las cargas móviles y se desplazarán las cargas móviles del evento.

Escalera

Es un arreglo de elementos longitudinales y transversales que permiten que se instalen escalones para el ascenso y descenso de personas. Posee además un pasamano en cada extremo, el cual ayuda al ocupante a realizar menor fuerza en sus piernas cuando sube y le da estabilidad cuando baja.

Chumaceras

Fundamentalmente son pequeñas piezas con una placa agujerada unida en su centro a un elemento tubular de pared gruesa que se encargan de unir a la escalera con los marcos de la plataforma.

Escalones

Consisten en elementos generalmente del mismo material de los módulos de piso que se colocan en la escalera. En los escalones se apoyan los pies de las personas para subir o bajar de la plataforma.

Articulaciones de tijeras

Son elementos cilíndricos que unen los dos miembros de las tijeras los mismos que les permiten oscilar alrededor de ellos, tal como funciona una tijera.

Pasadores de andamios

Cada andamio dispone de cuatro vástagos perforados en los cuales se insertan los extremos achatados de las tijeras. Se requiere que con el movimiento de la plataforma no se salgan las tijeras de su lugar. Para esto se colocan pasadores en las perforaciones de los vástagos para trabar las tijeras.

Placas de unión andamios-piso

Se trata de placas que transmiten las fuerzas del piso a los andamios. También cumplen la función de estabilizar y centrar las cuatro esquinas del piso con respecto a los extremos de los andamios.

Pernos de unión marcos-módulos de piso

Son pernos capaces de unir los marcos con los módulos de piso de manera permanente, por lo que a estas uniones también se las denomina módulos de piso en el montaje.

Tornillos de unión escalera-escalones

También se trata de tornillos que realizan uniones permanentes de los escalones a la escalera.

Pernos de unión escalera-chumaceras

Son pernos que atraviesan dos placas perforadas de la escalera y los elementos tubulares de pared gruesa de las chumaceras para unir la escalera a la plataforma.

Pernos de unión chumaceras-piso

Estos pernos se encargan de la unión entre las chumaceras y la plataforma y se adhieren en un marco.

2.1.1.2. Columnas

Placas base

Son placas planas cuadradas que poseen en sus esquinas cuatro puertos para el ingreso y aseguración de los brazos. Las placas base en conjunto con los brazos realizan la función de impedir que las columnas se volteen, por lo tanto son los apoyos del sistema.

Brazos

Son tubos que se abren hacia las cuatro esquinas desde las placas base y hasta los pernos niveladores por lo que en su extremo llevan adherida la tuerca del perno. Cumplen dos funciones, impiden el volcamiento de las columnas y reciben la altura del nivelador para transmitirla a las columnas.

Pernos niveladores

Son pernos de gran resistencia y diámetro, con rosca hasta el asiento, que se encargan de calibrar la verticalidad de las columnas, importantísimo en montaje.

Diagonales

Elementos que a sus extremos poseen placas con agujeros, la parte inferior se une a los brazos, mientras que la superior, a los primeros módulos de columnas. El papel que cumplen es absorber los momentos de la columna y transmitirlos a los pernos niveladores, es decir ayudan para poder alcanzar mayor altura con las columnas ya que acortan su longitud efectiva.

Pies de columna

Consisten en dos elementos de celosía, el uno aproximadamente tres veces más largo que el otro, y unidos a través de dos bisagras en un extremo. Cada

elemento tipo armadura independiente posee en sus caras placas de unión con orificios para el montaje.

Módulos de columna

Igual que los pies de columna son elementos prismáticos con celosías en tres de sus lados y escalera en el cuarto. Resistien y transmiten las cargas y momentos aplicados en las columnas. Sirven de guías para que se desplacen a través de ellos los sistemas deslizantes de los dados y toda la cubierta ascienda hasta su altura de funcionamiento.

Apoyos para cubierta

Son barras de alta resistencia que soportarán el peso de la cubierta e impedirán que ésta descienda una vez retirados los sistemas de elevación.

Placas diagonales

Son placas perforadas unidas a los primeros módulos de columnas que sirven para ensamblar los diagonales a las columnas.

Apoyos para poleas

Son elementos macizos que se encuentran en los últimos módulos de columnas en la parte más alta de ellos que permiten colocar el sistema de elevación.

Pernos de unión de bases

Son pernos que unen las placas base a los brazos y los brazos a los diagonales.

Pernos de unión placas base-columnas

Son pernos que unen las placas base a los pies de columna.

Pernos de unión diagonales-columnas

Son pernos que unen los diagonales a los primeros módulos de columna.

Pernos de unión entre módulos de columna

Son pernos que unen los módulos de columna para formar la columna principal.

2.1.1.3. Cubierta

Dados

Son cubos armados con placas de unión en dos de sus caras y con sistemas deslizantes en su interior. Se ubican en las esquinas de la cubierta y en el montaje permitirán que las columnas se coloquen en la intersección de sus ejes de simetría. Los dados determinan las dimensiones de las columnas respecto a las vigas o viceversa.

Módulos de viga

Son elementos prismáticos con celosía en dos de sus caras y escalera en las otras dos. Poseen placas de unión en sus caras con perforaciones para su ensamble. Los módulos de viga unidos forman las vigas y se encargarán de soportar las cargas de la lona, de instalaciones y de personal de instalación.

Guías deslizantes

Son pequeñas vigas en voladizo unidas a los dados que en sus extremos reposan rodamientos que se deslizarán a través de los largueros de las columnas.

Apoyos para cumbrero

Son arreglos de elementos en el centro de las vigas frontal y posterior que realizan la tarea de soportar el cumbrero. Poseen placas de unión agujeradas.

Columnas del cumbrero

Son elementos muy parecidos a los pies de columna pero con dimensiones diferentes.

Esquinas del cumbrero

Elementos triangulares de celosía que unen las columnas del cumbrero a la viga cumbrero. Poseen placas de unión.

Módulos de viga cumbrero

Se trata de armaduras con la misma sección de las esquinas, triangular, debido a que serán el apoyo en la parte más alta de la carpa.

Cables

Artículos que resisten a la tensión que dispuestos paralelamente y a una determinada distancia serán la cama donde reposará la carpa.

Tensores

Son dispositivos cuya función es acortar su longitud para templar los cables.

Lona

La lona se colocará sobre los cables y se la templará en las vigas laterales, por eso requiere disponer de argollas espaciadas en los cuatro lados.

Pernos eje y unión de los sistemas deslizantes

Son pernos que unen los rodamientos a las placas porta eje, y al mismo tiempo son los ejes de los rodamientos.

Pernos de unión entre módulos de viga

Son pernos que unen los módulos de viga para formar la viga principal.

Pernos de unión vigas-cumbrero

Son pernos que unen los módulos centrales de viga con las columnas del cumbrero.

Pernos de unión entre cumbrero

Son pernos que unen las columnas del cumbrero a las esquinas y éstas a los módulos de viga cumbrero. También unen los módulos de viga cumbrero entre si.

2.1.1.4. Nomenclatura

2.1.1.4.1. Nomenclatura en diseño

Las direcciones de los ejes x, y, z de las figuras de diseño se indican a continuación, excepto las que proceden del SAP 2000, en las cuales vienen incluidos los ejes.

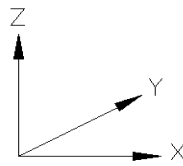


Figura 2.2. Dirección de los ejes x, y, z en diseño

Para diseñar la plataforma se creará un modelo llamado “Plataforma Escénica”, pero debido a que este no posee grandes miembros estructurales, se nombrarán los elementos con su nombre propio y no se utilizará nomenclatura especial.

El diseño de las columnas y la cubierta se realizará en base a dos modelos estructurales, el primero se trata de todos los elementos que forman el sistema (tipo armadura) que se denomina “Torre Cubierta”, el mismo que permite encontrar los elementos críticos y analizarlos, el segundo modelo consiste en considerar las columnas y las vigas como un solo elemento (tipo pórtico) cuyo nombre es “Pórtico Torre Cubierta”, el cual ayuda a realizar el diseño de cada gran miembro estructural. La nomenclatura de estos modelos es la siguiente:

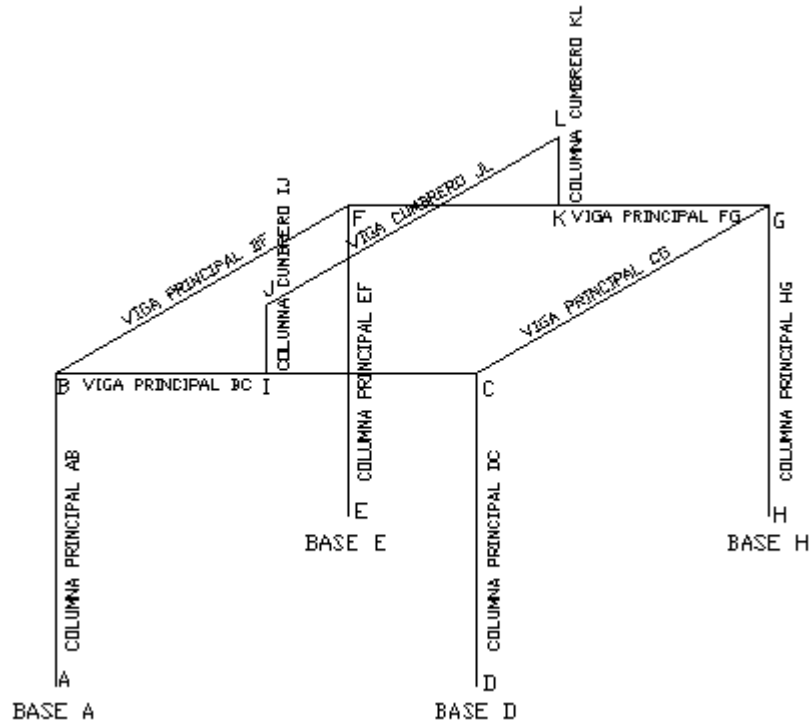


Figura 2.3. Nomenclatura para diseño de columnas y cubierta

a) Bases:

- BASE A
- BASE E
- BASE H
- BASE D

b) Columnas:

- COLUMNA PRINCIPAL AB
- COLUMNA PRINCIPAL DC
- COLUMNA PRINCIPAL EF
- COLUMNA PRINCIPAL HG
- COLUMNA CUMBRERO IJ
- COLUMNA CUMBRERO KL

c) Vigas:

- VIGA PRINCIPAL BC
- VIGA PRINCIPAL FG
- VIGA PRINCIPAL BF
- VIGA PRINCIPAL CG
- VIGA CUMBRERO JL

2.1.1.4.2. Nomenclatura en construcción

Los planos de construcción se refieren a cada pieza en particular y utilizan la siguiente nomenclatura:

a) Plataforma (PL)

- **Andamios (A)**
 - Andamios (PL – A – 1)
 - Tijeras (PL – A – 2)
- **Piso (P)**
 - Marcos (PL – P – 3)
 - Módulos de piso (PL – P – 4)
- **Escalera (E)**
 - Escalera (PL – E – 5)
 - Escalones (PL – E – 6)
 - Chumaceras (PL – E – 7)
- **Uniones (U)**
 - Articulaciones de tijeras (PL – U – 8)
 - Pasadores de andamios (PL – U – 9)
 - Placas de unión andamios-piso (PL – U – 10)
 - Pernos de unión marcos-módulos de piso (PL – U – 11)
 - Tornillos de unión escalera-escalones (PL – U – 12)
 - Pernos de unión escalera-chumaceras (PL – U – 13)
 - Pernos de unión chumaceras-piso (PL – U – 14)

b) Columnas (CL)

- **Bases (B)**

- Placas base (CL – B – 15)
- Brazos (CL – B – 16)
- Pernos niveladores (CL – B – 17)
- Diagonales (CL – B – 18)
- **Columnas (C)**
 - Pies de columna (CL – C – 19)
 - Módulos de columna (CL – C – 20)
 - Apoyos para cubierta (CL – C – 21)
 - Placas diagonales (CL – C – 22)
 - Apoyos para poleas (CL – C – 23)
- **Uniones (U)**
 - Pernos de unión de bases (CL – U – 24)
 - Pernos de unión placas base-columnas (CL – U – 25)
 - Pernos de unión diagonales-columnas (CL – U – 26)
 - Pernos de unión entre módulos de columna (CL – U – 27)

c) Cubierta (CB)

- **Vigas (V)**
 - Dados (CB – V – 28)
 - Módulos de viga (CB – V – 29)
 - Guías deslizantes (CB – V – 30)
 - Apoyos para cumbrero (CB – V – 31)
- **Cumbrero (M)**
 - Columnas del cumbrero (CB – M – 32)
 - Esquinas del cumbrero (CB – M – 33)
 - Módulos de viga cumbrero (CB – M – 34)
- **Carpa (R)**
 - Cables (CB – R – 35)
 - Tensores (CB – R – 36)
 - Lona (CB – R – 37)
- **Uniones (U)**
 - Pernos eje y unión de los sistemas deslizantes (CB – U – 38)
 - Pernos de unión entre módulos de viga (CB – U – 39)
 - Pernos de unión vigas-cumbrero (CB – U – 40)
 - Pernos de unión entre cumbrero (CB – U – 41)

En resumen quedarían así las diferentes piezas del conjunto “Plataforma Cubierta” con sus respectivas nomenclaturas.

- Andamios	PL – A – 1
- Tijeras	PL – A – 2
- Marcos	PL – P – 3
- Módulos de piso	PL – P – 4
- Escalera	PL – E – 5
- Escalones	PL – E – 6
- Chumaceras	PL – E – 7
- Articulaciones de tijeras	PL – U – 8
- Pasadores de andamios	PL – U – 9
- Placas de unión andamios-piso	PL – U – 10
- Pernos de unión marcos-módulos de piso	PL – U – 11
- Tornillos de unión escalera-escalones	PL – U – 12
- Pernos de unión escalera-chumaceras	PL – U – 13
- Pernos de unión chumaceras-piso	PL – U – 14
- Placas base	CL – B – 15
- Brazos	CL – B – 16
- Pernos niveladores	CL – B – 17
- Diagonales	CL – B – 18
- Pies de columna	CL – C – 19
- Módulos de columna	CL – C – 20
- Apoyos para cubierta	CL – C – 21
- Placas diagonales	CL – C – 22
- Apoyos para poleas	CL – C – 23
- Pernos de unión de bases	CL – U – 24
- Pernos de unión placas base-columnas	CL – U – 25
- Pernos de unión diagonales-columnas	CL – U – 26
- Pernos de unión entre módulos de columna	CL – U – 27
- Dados	CB – V – 28
- Módulos de viga	CB – V – 29
- Guías deslizantes	CB – V – 30

- Apoyos para cumbrero CB – V – 31
- Columnas del cumbrero CB – M – 32
- Esquinas del cumbrero CB – M – 33
- Módulos de viga cumbrero CB – M – 34
- Cables CB – R – 35
- Tensores CB – R – 36
- Lona CB – R – 37
- Pernos eje y unión de los sistemas deslizantes CB – U – 38
- Pernos de unión entre módulos de viga CB – U – 39
- Pernos de unión vigas-cumbrero CB – U – 40
- Pernos de unión entre cumbrero CB – U – 41

Las dos abreviaturas ayudan en la construcción para tener una idea global del sistema a fabricar y para embodegar los elementos agrupados.

A continuación una figura que ayudará mucho al personal de construcción:

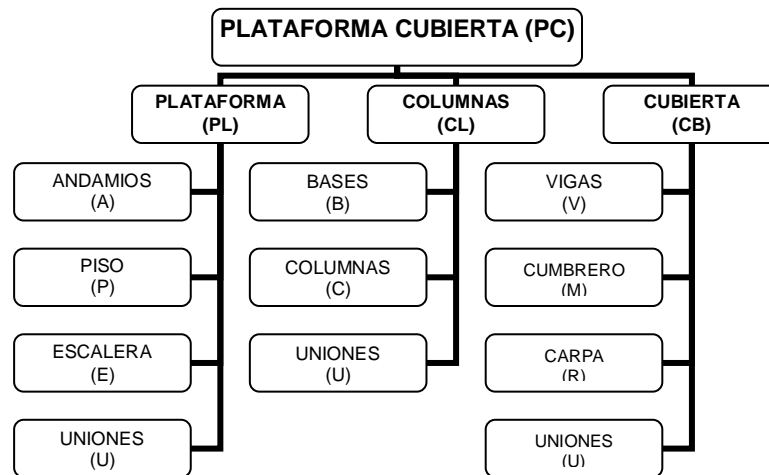


Figura 2.4. Clasificación del proyecto en construcción

2.1.1.4.3. Nomenclatura en montaje

El montaje de la plataforma no requiere de nomenclatura, ya que no se requiere un orden especial de montaje.

Para montar la estructura se requiere de un manual muy bien detallado y de un esquema tridimensional con una nomenclatura muy fácil de manejar. Es importante señalar que solo se hace referencia a columnas y a vigas grandes ya que para montar los elementos pequeños son suficientes los planos de construcción.

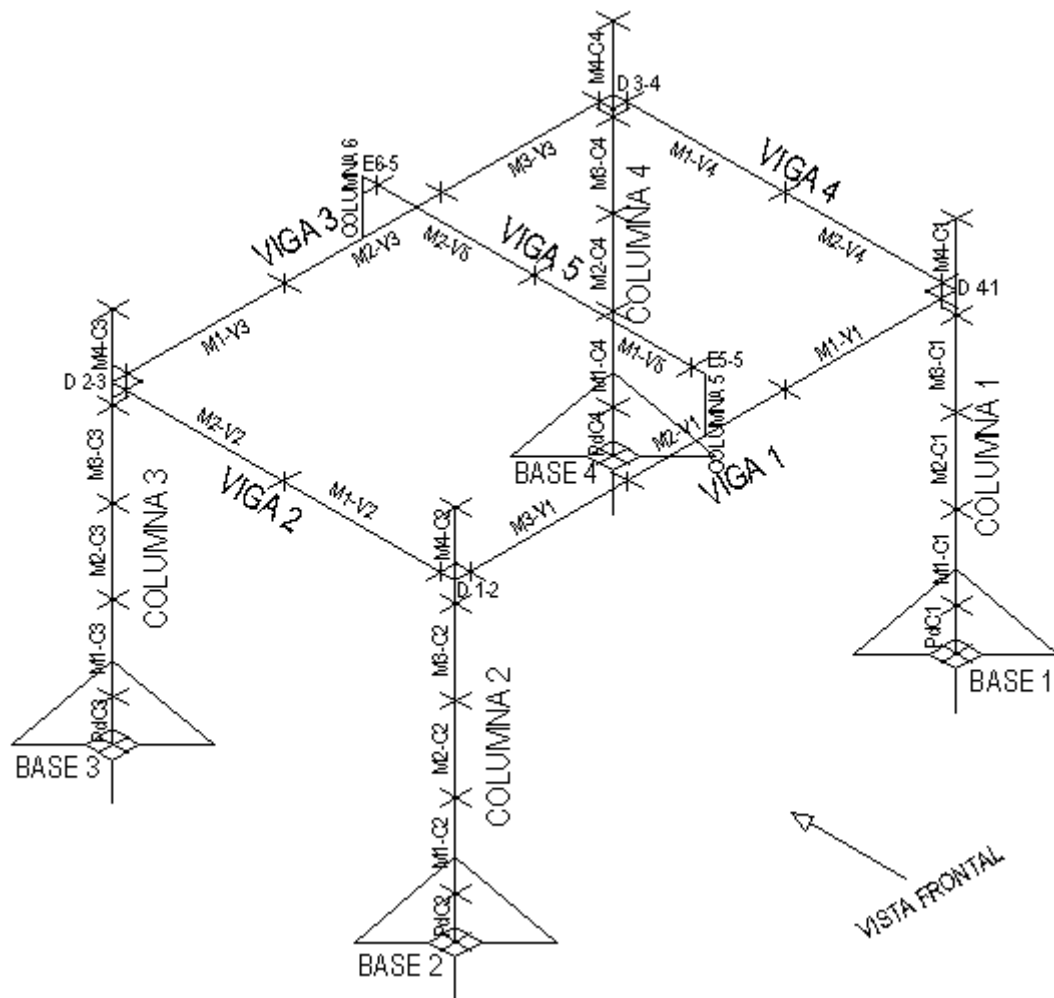


Figura 2.5. Nomenclatura para montaje de columnas y cubierta

a) Bases:

- BASE 1 B1

- BASE 2 B2

- BASE 3 B3

- BASE 4 B4

b) Columnas

COLUMNA 1 (C1):

- Pie de columna 1 PdC1
- Módulo 1 de columna 1 M1 – C1
- Módulo 2 de columna 1 M2 – C1
- Módulo 3 de columna 1 M3 – C1
- Módulo 4 de columna 1 M4 – C1

COLUMNA 2 (C2):

- Pie de columna 2 PdC2
- Módulo 1 de columna 2 M1 – C2
- Módulo 2 de columna 2 M2 – C2
- Módulo 3 de columna 2 M3 – C2
- Módulo 4 de columna 2 M4 – C2

COLUMNA 3 (C3):

- Pie de columna 3 PdC3
- Módulo 1 de columna 3 M1 – C3

- Módulo 2 de columna 3 M2 – C3
- Módulo 3 de columna 3 M3 – C3
- Módulo 4 de columna 3 M4 – C3

COLUMNA 4 (C4):

- Pie de columna 4 PdC4
- Módulo 1 de columna 4 M1 – C4
- Módulo 2 de columna 4 M2 – C4
- Módulo 3 de columna 4 M3 – C4
- Módulo 4 de columna 4 M4 – C4

COLUMNA 5 (C5):

- Columna 5

COLUMNA 6 (C6):

- Columna 6

c) Vigas

Viga 1 (V1):

- Dado 4 – 1 D 4 – 1
- Módulo 1 de viga 1 M1 – V1
- Módulo 2 de viga 1 M2 – V1
- Módulo 3 de viga 1 M3 – V1
- Dado 1 – 2 D 1 – 2

Viga 2 (V2):

- Módulo 1 de viga 2 M1 – V2
- Módulo 2 de viga 2 M2 – V2

Viga 3 (V3):

- Dado 2 – 3 D 2 – 3
- Módulo 1 de viga 3 M1 – V3
- Módulo 2 de viga 3 M2 – V3
- Módulo 3 de viga 3 M3 – V3
- Dado 3 – 4 D 3 – 4

Viga 4 (V4):

- Módulo 1 de viga 4 M1 – V4
- Módulo 2 de viga 4 M2 – V4

Viga 5 (V5):

- Esquina 5 – 5 E 5 – 5
- Módulo 1 de viga 5 M1 – V5
- Módulo 2 de viga 5 M2 – V5
- Esquina 6 – 5 E 6 – 5

2.1.1.5. Alternativas del sistema estructural

2.1.1.5.1. Plataforma

Es una superficie plana a una determinada altura, entre uno y dos metros, que es el piso del escenario sobre el cual se monta sistemas de amplificación de sonido, instrumentos musicales y durante el evento los músicos, cantantes, bailarines, conferencistas y presentadores ocupan un lugar determinado bajo ciertas normas de protocolo, musicales y acústicas. El material del piso debe ser acústico y elegante, la alfombra tiene buenas características, pero normalmente se utiliza madera o sintéticos.

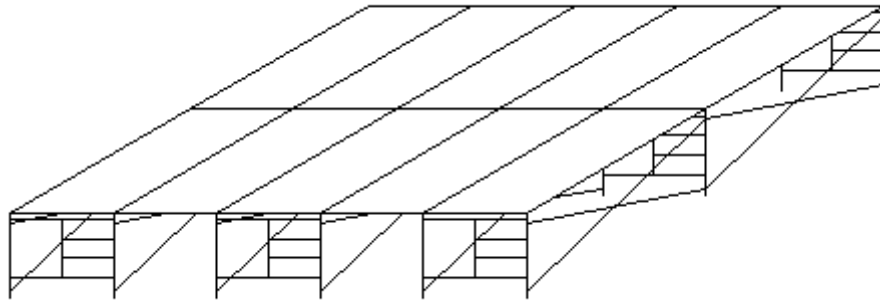


Figura 2.6. Esquema de la plataforma

Las alternativas para construir la plataforma son:

- Plataforma de acero.
- Plataforma de madera.
- Plataforma mixta (módulos de piso de madera y estructura de acero).

a) Plataforma de acero

Ventajas:

- Buena resistencia. Tiene la capacidad de soportar cargas de tensión, flexión, corte o una combinación de éstas.
- Larga vida útil (25 años).

Desventajas:

- Alto peso (40 Kg/m^2) debido a los módulos de piso.
- Difícil mantenimiento debido a la corrosión en los módulos de piso.
- Alto costo por unidad de superficie (60 USD/m^2), respecto a la madera.

b) Plataforma de madera

Ventajas:

- Menor peso por unidad de área en comparación con los otros sistemas (20 Kg/m^2).
- Costo bajos comparados con los de los otros sistemas estructurales (15 USD/m^2).

Desventajas:

- Al no ser un material isotrópico presenta problemas en resistencia.
- Baja vida útil, debida a que con los factores climáticos alteran su geometría.
- Difícil mantenimiento ya que hay que curar la madera cada cierto tiempo.

c) Plataforma mixta (módulos de piso de madera y estructura de acero)

Ventajas:

- Normal resistencia, debido a que los andamios dejarán un vano de manera que la madera resista las cargas aplicadas.
- Buena vida útil ya que al unir los tableros de madera a los marcos de acero, ésta conservará sus dimensiones y durará más que la madera sola.
- Regular peso. La madera junto con el acero producen un peso aceptable (30 Kg/m^2).

- Costo accesible (40 USD/m²)

Desventajas:

- Difícil mantenimiento. La madera debe curarse y el acero protegerse contra la corrosión.

2.1.1.5.2. Columnas y cubierta

Es el conjunto de vigas, columnas, apoyos y uniones que forman un cajón no hermético con cubierta, el mismo que en su parte superior soporta normalmente su propio peso, el peso de la cubierta, la carga de las instalaciones de iluminación y sonido, y al personal de instalación. Por estar en Ecuador en ocasiones tendrá que soportar la masa de agua lluvia, la presión del viento y la aceleración de un sismo.

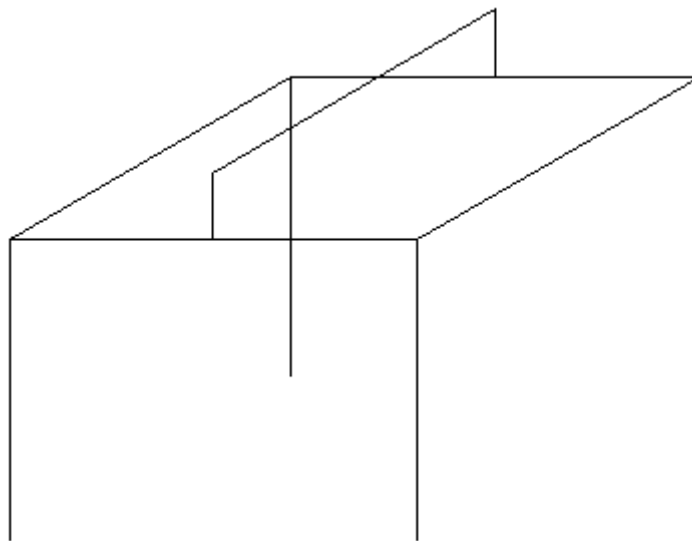


Figura 2.7. Esquema de columnas y cubierta

La estructura no admite alternativas de material, el acero es la única, debido a que no se tiene experiencia con la construcción en aluminio. Si el proyecto fuera solamente diseño sería lo correcto comparar estos dos materiales y seguro que resultarían partes de acero y partes de aluminio.

Sin embargo con respecto al tipo de estructura existen tres alternativas:

- Estructura tipo armadura.
- Estructura reticular.
- Estructura de secciones tubulares.

a) Estructuras tipo armadura

Las armaduras son configuraciones estructurales constituidas por triángulos y arriostramientos horizontales que forman un conjunto indeformable (figura 2.8). Estas estructuras generalmente se las estudia como estructuras planas y no en el espacio. Sus elementos actúan siempre bajo la acción de dos fuerzas solamente: tracción y compresión. Cada miembro de la armadura es un enlace recto que une los dos puntos de aplicación de las fuerzas. Generalmente las armaduras se analizan tomando en cuenta sus nudos articulados aun cuando éstos en realidad estén soldados ya que la flexión es solamente una pequeña parte de la fuerza axial que actúa en cada elemento.

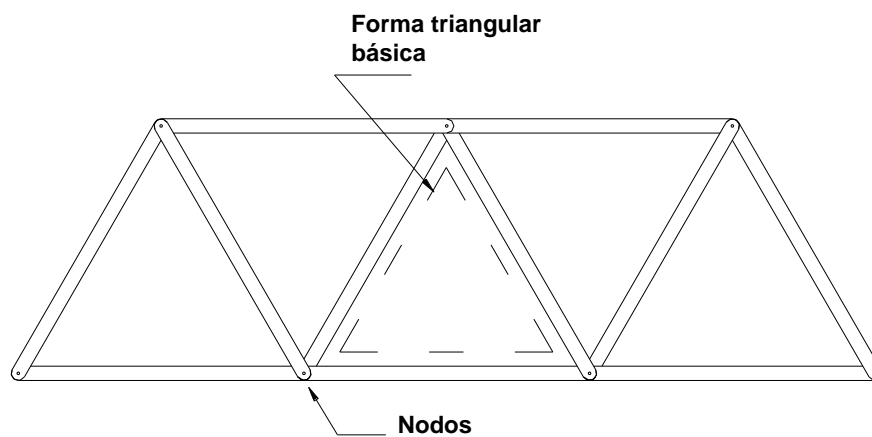


Figura 2.8. Estructura tipo armadura.

Para el análisis estructural de una armadura se supone que todas las fuerzas exteriores están aplicadas en los nudos. Esta condición satisface en la mayoría de las armaduras. Las armaduras pueden ser analizadas mediante el método de los nudos, de las secciones, o una combinación de ambas ya que

se las estudia en el plano, y solamente cuando forman armaduras complejas, se las estudia mediante el método de Henneberg.

Las estructuras metálicas tipo armadura se aplican principalmente en puentes y en techos de edificaciones. Los materiales que más se utilizan en este tipo de construcciones son mayormente el acero y en menor grado el aluminio estructural.

Este tipo de configuración geométrica es el más utilizado en las torres cubiertas para conciertos ya que tiene suficiente rigidez y le proporciona una excelente estética arquitectónica al evento.

Ventajas:

- Se puede dividir en módulos con peso manejable para el obrero.
- Permite el desplazamiento interno del personal de instalación.
- Como su forma estructural es básicamente triángulos, su apariencia es bastante buena en un evento.
- Pocas barras concurren a un mismo nodo, por lo tanto es menos costoso y menos complicado de construir comparado con un reticulado espacial.

Desventajas:

- Se requiere de una herramienta especial de corte de tubos para unir a tubos redondos. Caso contrario se perdería mucho tiempo y dinero en rellenar los espacios vacíos en las uniones.
- Dificultad en el montaje por el motivo que se deben seguir pasos metódicos y se requiere de sistemas y accesorios de elevación de carga.
- Dificultad en el mantenimiento debido a su forma, pues posee muchas esquinas complicadas para acceder con herramientas de remoción de óxido y pintura.

b) Estructuras reticulares

Las estructuras reticulares son la contrapartida tridimensional de las estructuras tipo armadura. A diferencia de éstas, las reticulares están formadas básicamente por cajones piramidales, hexagonales o rectangulares (figura 2.9.) que requieren de barras unidas en sus extremos, que constituyen las aristas de un tetraedro para formar una unidad fundamental indeformable, que distribuye fácil y ampliamente cualquier acción de cargas concentradas.

Pueden tener varias configuraciones geométricas pero su característica principal es que pueden soportar cargas que tiendan a desestabilizar al sistema, y además un daño local del reticulado, difícilmente conduce al derrumbamiento de toda la estructura ya que posee elementos superabundantes para soportar todas las sollicitaciones que se le apliquen.

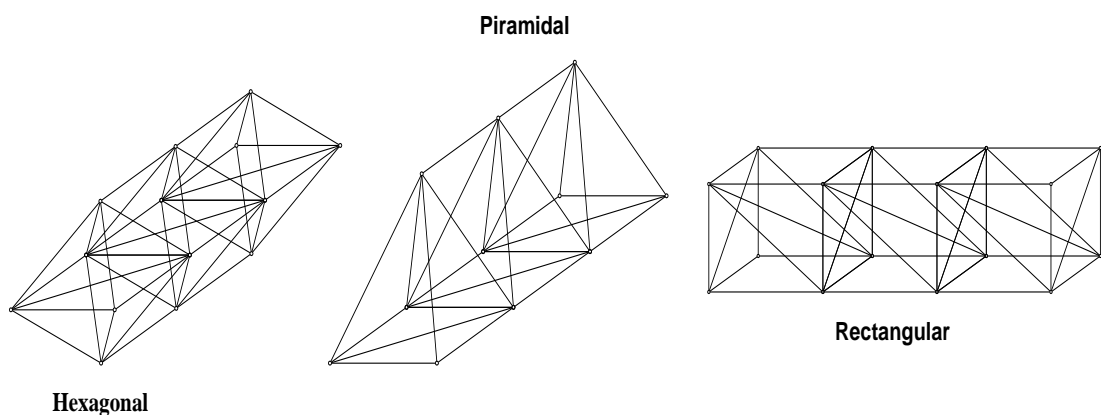


Figura 2.9. Estructuras reticulares.

Sus nudos, al igual que las armaduras se los analiza como si estuvieran articulados a pesar de que esta opción es difícil de encontrar en este tipo de estructuras debido a la cantidad de barras que concurren a un mismo nudo. Idealmente, las juntas de una estructura reticular deben ser de soporte puntual, como el representado por una articulación de rótula, a fin de que no se produzca flexión en los miembros.

Se usan principalmente en brazos de grúas y en estructuras de techos, muros y cúpulas de construcciones arquitectónicas que reciben el nombre de

estereoestructuras.

Los métodos de análisis que se utilizan para estas estructuras son el método de Henneberg, y mayormente el método matricial para resolución de estructuras que es llevado a un lenguaje de computación con mucha facilidad.

Ventajas:

- Es la segunda en estética después de la alternativa de celosía.

Desventajas:

- Es la alternativa de mayor peso, pues posee muchos elementos para formar los triángulos espaciales.
- No permite un rápido desplazamiento del personal de instalación a través de su interior.
- Difícil de construir ya que a un mismo nudo llegan muchos elementos.
- Tiene la misma dificultad para el montaje que la estructura tipo armadura.
- El mantenimiento es muy complicado porque posee esquinas difíciles de acceder.
- Es la alternativa más costosa, ya que requiere más material y soldadura para su fabricación.

c) Estructura de secciones tubulares

Las estructuras de secciones tubulares ofrecen mayores beneficios que las anteriores en cuanto a su fabricación, diseño, número de partes y montaje del equipo. Generalmente se utilizan perfiles tubulares rectangulares o circulares de preferencia ya que tienen mayor capacidad para soportar cargas que tiendan a desestabilizar a la estructura.

Cuando se requiere alcanzar grandes alturas, el uso de una sección tubular única para formar una columna, es poco práctica ya que se necesitaría de una

sección de gran diámetro y espesor, lo que aumentaría considerablemente el peso y el costo de la estructura.

Su mantenimiento es muy fácil ya que son piezas únicas que no poseen partes soldadas, sino que se las une a través de uniones empernadas.

Esta alternativa implica armar con tubos las columnas y las vigas a manera de pórtico y colocar encima la carpa, tal como lo hacen los fabricantes de carpas para proteger del sol y la lluvia un coche.

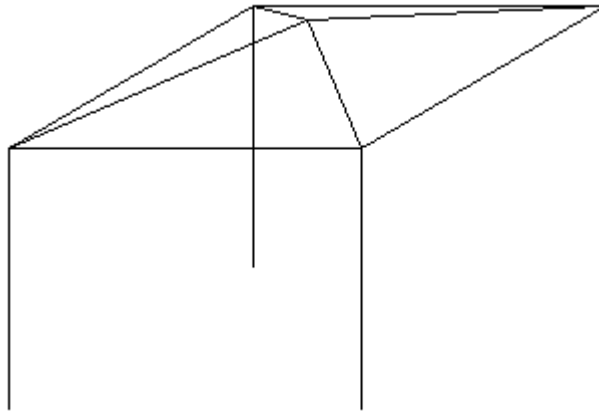


Figura 2.10. Estructura de secciones tubulares

Ventajas:

- Muy ligera en peso.
- Fácil de construir.
- Fácil de montar.
- Fácil para mantenimiento.
- Alternativa más económica.

Desventajas:

- No permite desplazamiento interno por parte de los operarios.

- Es lo más crítico en estética comparándola con las anteriores.

2.1.1.5.3. Carpa

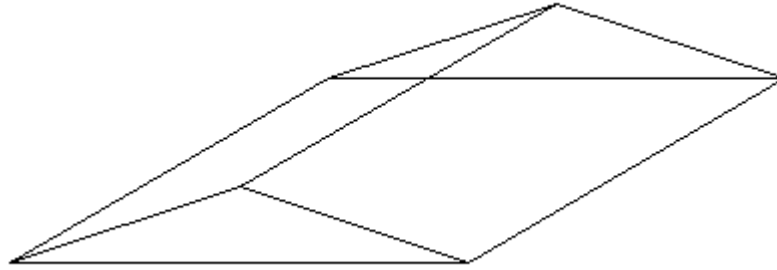


Figura 2.11. Esquema de la carpa

Garantiza poder realizar eventos bajo cualquier situación climática, por lo tanto existen las dos alternativas siguientes:

- Lona militar
- Parasol

a) Lona militar

La lona militar es como su nombre lo dice el material con el que se confeccionan las carpas de campaña militares, éstas cumplen tres funciones que son: proteger del sol, de la lluvia y del frío, por eso su material es como una tela gruesa pero impermeable.

Esta alternativa tiene la desventaja de que cuando llueve se encharcan las aguas en la parte más baja debido a su alto peso el cual no permite templar bien y se debe siempre ayudar a evacuar manualmente.

Ventajas:

- Buena vida útil ya que es resistente al corte con objetos corto punzantes.
- Baja transmisividad de calor, en especial las lonas de color verde.
- Su costo es menor que el del parasol.

Desventajas:

- Muy pesada, por lo tanto difícil de temprar lo que ocasiona encharcamiento de aguas lluvia.
- Por su alta rugosidad impide que el agua fluya rápidamente.
- Difícil mantenimiento. En caso de lluvia se debe esperar hasta que esté completamente seca para almacenarla. El tiempo de secado es mayor que el de la alternativa parasol.

b) Parasol

Se refiere a una lona fina de polímero. Como referencia éste material se lo utiliza en los trailers para cubrir su plataforma, también se lo observa en vallas publicitarias.

Esta alternativa es buena en lluvia y en sol, pero ofrece dificultades en el montaje.

Ventajas:

- Buena impermeabilidad.
- Bajo peso.
- Baja rugosidad.
- Fácil mantenimiento.

Desventajas:

- Vida útil condicionada por el cuidado de que no tenga contacto con partes corto punzantes.
- Mayor transmisividad que la lona militar. Concentra más calor bajo su superficie.
- Alto costo.

2.1.2. SISTEMA MECÁNICO

Para cumplir con el objetivo de que la cubierta sea móvil se requiere de un sistema mecánico de elevación el cual se lo seleccionará de catálogos de diversos fabricantes. En vista de que el proyecto no requiere de más piezas mecánicas, la clasificación se reduce solamente a un sistema:

2.1.2.1. Sistema de elevación

Son mecanismos que se encargarán de elevar la cubierta a través de las columnas principales hasta que alcance la altura de funcionamiento.

La división mecánica queda así:

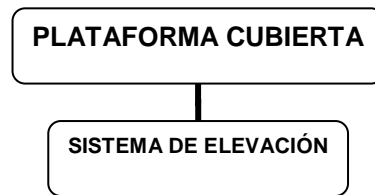


Figura 2.12. División mecánica de la plataforma cubierta

2.1.2.2. Alternativas del sistema mecánico

Existen dos alternativas para el sistema de elevación:

- Polea diferencial a cadena (tecle)
- Motoreductor

a) Polea diferencial a cadena (tecle)

Es una polea diferencial manual de cadena que puede utilizarse anclada a un punto fijo o a un carro de traslación. Está equipada con un reductor de dos etapas y accionada por cadena que le permite alcanzar una altura determinada.

Presenta dificultades en el montaje, ya que lo deben realizar cuatro equipos de personas ubicados en cada esquina y elevar en una manera paralela. Requiere mucho tiempo (20 minutos) para su ejecución y en el futuro puede presentar problemas de corrosión. Pero, es la alternativa más económica ya que se invertiría alrededor de 1500 USD.

Ventajas:

- Menor costo (400 USD) que el motoreductor, con una relación de 1 a 4.
- Fácil mantenimiento, las operaciones de mantenimiento preventivo son sencillas, al ser un sistema en su totalidad mecánico, requiere de labores conocidas como inspección visual y protección de superficies.

Desventajas:

- Dificultad en el accionamiento respecto al motoreductor. Se requiere la fuerza humana para elevar.
- No permite controlar la velocidad de ascenso y descenso. Dependerá del entrenamiento que posean los operarios manipuladores.

b) Motoreductor

Consiste en un equipo autómatas que accionado por un motor eléctrico y caja de transmisión y controlado por un PLC permite elevar la carga a una determinada altura a través de elementos de arrollamiento.

Ventajas:

- Facilidad en el manejo. Para elevar y bajar la cubierta basta con pulsar un botón. Con un conocimiento básico de programación se configurará el PLC para que suba, se detenga y baje.
- El automatismo permite uniformidad en la velocidad de elevación de las cuatro esquinas del sistema.

Desventajas:

- Costo de compra muy alto (1200 USD) comparado con el otro sistema de elevación.
- Debido a que posee partes eléctricas y electrónicas el mantenimiento es costoso y requiere de personal especial.

2.2. SELECCIÓN

2.2.1. SISTEMA ESTRUCTURAL

2.2.1.1. Plataforma

PLATAFORMA	ACERO	MADERA	MIXTA	IMPORTANCIA
RESISTENCIA	3	1	2	3
VIDA ÚTIL	3	1	2	2
PESO	1	3	2	2
FACILIDAD DE MANTENIMIENTO	1	2	3	2
COSTO	1	3	2	2
TOTAL	21	21	24	

Cuadro 2.1. Cuadro de selección de alternativas para plataforma

2.2.1.2. Columnas y cubierta

ESTRUCTURA	ARMADURA	RETICULAR	TUBULAR	IMPORTANCIA
PESO	2	1	3	3
FACILIDAD DE DESPL. INTERIOR	3	2	1	3
ESTÉTICA	3	2	1	3
FACILIDAD DE CONSTRUCCIÓN	2	1	3	2
FACILIDAD DE MONTAJE	2	1	3	2
FACILIDAD DE MANTENIMIENTO	2	1	3	2
COSTO	2	1	3	2
TOTAL	40	23	39	

Cuadro 2.2. Cuadro de selección de alternativas para columnas y cubierta

2.2.1.3. Carpa

CARPA	LONA MILITAR	PARASOL	IMPORTANCIA
VIDA ÚTIL	2	1	3
PESO	1	2	3
IMPERMEABILIDAD	1	2	3
TRANSMISIVIDAD	2	1	3
RUGOSIDAD	1	2	2
ESTÉTICA	1	2	2
FACILIDAD DE MANTENIMIENTO	1	2	2
COSTO	2	1	2
TOTAL	28	32	

Cuadro 2.3. Cuadro de selección de alternativas para carpa

2.2.2. SISTEMA MECÁNICO

Sistema de elevación

SISTEMA DE ELEVACIÓN	POLEA DIF. A CADENA	MOTOREDUCTOR	IMPORTANCIA
SEGURIDAD	1	2	2
VIDA ÚTIL	1	2	2
COSTO	2	1	6
FACILIDAD DE MONTAJE	1	2	2
FACILIDAD DE CONTROL DE LA "V"	1	2	2
FACILIDAD DE MANTENIMIENTO	2	1	3
TOTAL	26	25	

Cuadro 2.4. Cuadro de selección de alternativas para sistema de elevación

En resumen la selección quedó así:

PLATAFORMA —————> Mixta
ESTRUCTURA —————> Armadura
CARPA —————> Parasol
SISTEMA DE ELEVACIÓN → Polea diferencial a cadena

2.3. PARÁMETROS DE DISEÑO

2.3.1. PLATAFORMA

Carga máxima = 444 Kg/m²

Ancho = 6,10 m

Profundidad = 4,88 m

Alto = 1,50 m

2.3.2. COLUMNAS Y CUBIERTA

Carga máxima = 42 Kg/m²

Ancho (luz) = 9,5 m

Profundidad (entreserchas) = 6,5 m

Alto = 7,2 m

Altura de cubierta (peralte) = 1,2 m

Inclinación de cubierta = 1/8 (14°)

CAPITULO 3

DISEÑO

3.1. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1.1. NORMAS A UTILIZAR

El diseño estructural de este proyecto se realizó en su mayoría con acero laminado en caliente. Por lo tanto se utilizó el manual de construcción en acero AISC.

El *American Institute of Steel Construction* (Instituto Americano de Construcción en Acero), fundado en 1921, es la especificación técnica sin fines de lucro y organización comercial para la industria del acero estructural fabricado en los Estados Unidos.

Los objetivos del Instituto son promover y avanzar el uso del acero estructural fabricado a través de la investigación y estudios de ingeniería para desarrollar la mejor eficiencia y economía en el diseño de estructuras.

Para cumplir esos objetivos el Instituto publica manuales, libros, especificaciones y revistas técnicas. El más conocido y ampliamente utilizado es el Manual de Construcción en Acero AISC el cual cuenta con una respetada posición en la literatura ingenieril. Entre los más sobresalientes estándares AISC están *Specification for the Design Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings* y el *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*.

La AISC Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings (Especificación AISC para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero para edificios), vigente desde el 1 de Noviembre de 1978, ha desarrollado numerosas versiones desde la primera edición, publicada el 1 de junio de 1923. Cada edición sucesiva ha sido basada en usos satisfactorios en el pasado, avances en el conocimiento y cambios en la práctica del diseño de ingeniería. Los datos incluidos han sido desarrollados para proveer una práctica uniforme en diseño de miembros de acero en edificios. La intención de la especificación es aportar al diseñador los criterios de diseño más comunes. Esta no pretende cubrir los inusuales problemas encontrados dentro del vasto rango de la práctica del diseño estructural, porque cubrir tales casos con sus complejidades disminuiría el principal uso de la especificación, para el diseño rutinario de oficina.

Cada especificación es cambiada en base a una unanimidad por parte de todo el Comité.

Solo aquellos aceros que son identificados por las especificaciones ASTM son listados como aprobados bajo esta Especificación. Sin embargo algunos aceros cubiertos por la especificación ASTM, pero sujetos a más costosa manufactura e inspección técnica, no son listados, ya que la intención de la representación es dar todas las características necesarias de los aceros menos costosos.

La Especificación es para aquellos aceros rolados en caliente y para los formados en frío, las provisiones de la *American Iron and Steel Institute* AISI (Instituto Americano de Hierro y Acero), la *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* (Especificación para diseño de miembros estructurales de acero formados en frío), son recomendadas.

Las prácticas definidas en el *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (Código de prácticas estándar para edificios y puentes de acero), vigente desde el 1 de Septiembre de 1976, han sido adoptadas por la AISC como los estándares comúnmente aceptados de la industria de fabricación de acero estructural. En la ausencia de otras instrucciones en los contratos, las prácticas comerciales definidas en este código, con revisión temporal, gobiernan la fabricación y montaje de acero estructural.

3.1.2. CARGAS DEL SISTEMA

Las cargas del sistema se obtuvieron con la ayuda de un programa realizado en Microsoft Excel que se lo ha denominado EXCELOAD. El detalle de la corrida del programa se encuentra en el anexo A.

El programa al igual que el proyecto se divide en dos sistemas independientes, el de la plataforma escénica (plataforma) y el de la torre cubierta (columnas y cubierta). Pero existen generalidades en común.

3.1.2.1. Generalidades del programa EXCELOAD

Ingreso de datos

Tramo en este programa es la menor unidad que se repite tantas veces en un miembro estructural.

Las unidades en que se deben ingresar los datos están indicadas en la parte derecha de la hoja de cálculo.

Primeramente se ingresan datos estimados. En caso de que el diseño recomiende cambios, se reingresan los datos a cambiar y se itera hasta llegar al cumplimiento de la norma, se recomienda utilizar una tablilla de diseño aparte del programa.

Egreso de resultados

Los valores de las cargas se presentan en kilogramos fuerza por metro cuadrado, en kilogramos por metro lineal y en kilogramos, es decir en forma de carga por área de planta, en forma de carga uniforme lineal y en forma de carga puntual respectivamente.

Se calculan las cargas necesarias para ingresar en el programa SAP 2000 de diseño estructural y se las clasifica por su tipo y por donde se aplican.

También se calcula la carga de los elementos restantes para apreciar la carga total del sistema estructural.

Como un agregado el programa entrega un presupuesto por elemento y por material, es decir es una gran ayuda para el proceso de cotización y de compra.

3.1.2.2. Plataforma

3.1.2.2.1. Carga de tableros

Comercialmente los tableros de madera para piso son de medidas estándares y una de estas son: 2,44 m de largo por 1,22 m de ancho.

Se ha determinado que para esta plataforma los tableros tendrán una disposición vertical, entonces lo único que se debe conocer cuántas filas y cuántas columnas de tableros se necesitan para el escenario (ver figura 2.1.). Con esto ya se conoce el área de la plataforma y el número de tableros que la forman.

Con el número de elementos se procede a calcular la carga de tableros con el peso de cada uno, el cual se obtiene del fabricante.

3.1.2.2.2. Carga de marcos

Un marco es un elemento metálico que le da al tablero rigidez y al mismo tiempo lo une con los andamios (figura 3.1.). Está formado por tubo rectangular y consta de cinco elementos, tres equidistantes a lo largo del tablero y dos a lo ancho.



Figura 3.1. Esquema del marco

Con los datos de sección del tubo, se calcula su área y se multiplica por la distancia total de tubo a utilizar y se obtiene su peso a través de multiplicar ese volumen por la densidad del acero.

Para conseguir el peso total de marcos se multiplica el peso de uno por el número de tableros que forman la plataforma.

3.1.2.2.3. Carga de uniones

Una unión abraza a cuatro esquinas de cuatro marcos en el vértice de unión y reposa sobre una columna del andamio (figura 3.2.). Está formada por un tubo cuadrado, una placa y cuatro varillas redondas. Se calcula las distancias para cada elemento y se obtiene su volumen multiplicando por las áreas de sección.

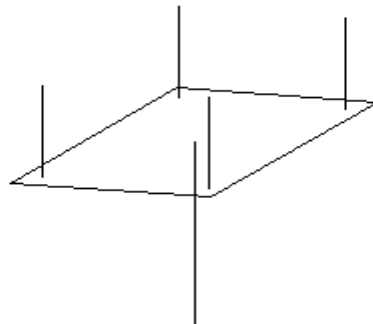


Figura 3.2. Esquema de la unión

Con el número de uniones necesarias para toda la plataforma y con la densidad del acero se calcula el peso total de acero de uniones.

3.1.2.2.4. Carga de faldón

El faldón es de tela y tiene la función de dar estética a la tarima, ocultando la estructura de andamios (figura 3.3.). Para obtener su peso se calcula el área

que cubrirá, que es todo el contorno de la plataforma y desde el nivel de los tableros hasta el piso.

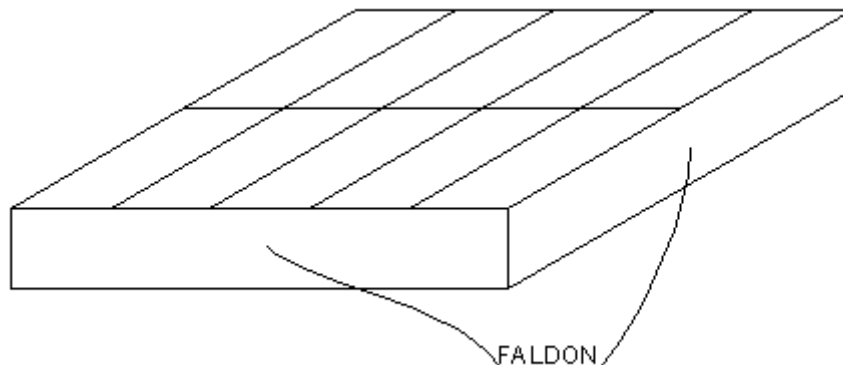


Figura 3.3. Esquema del faldón

Se determina la carga de un metro cuadrado de tela y se multiplica por el área y se obtiene la carga de faldón.

3.1.2.2.5. Carga de personas

Se establece cuántas personas como número máximo podría estar por tablero, el caso crítico es cuando llueve y gente que está asistiendo al evento sube para protegerse del agua. Este número se multiplica por el peso promedio de una persona y se obtiene la carga de personas.

3.1.2.2.6. Carga de equipos e instrumentos musicales

Con la ayuda de un sonidista se ingresan los números de instrumentos musicales máximos que requiere una banda completa, a más de micrófonos, cables, consola mezcladora y parlantes, y al mismo tiempo se consulta en catálogos o se pesa directamente cada instrumento. Con estos datos se tiene la carga de equipos e instrumentos musicales.

3.1.2.3. Columnas y cubierta

3.1.2.3.1. Carga de la carpa

Esta cubierta es normalmente conocida como “de dos aguas”, ya que consta de dos áreas rectangulares iguales, unidas en una de sus aristas comunes con una pendiente igual y de sentidos opuestos como lo indica la figura 3.4.

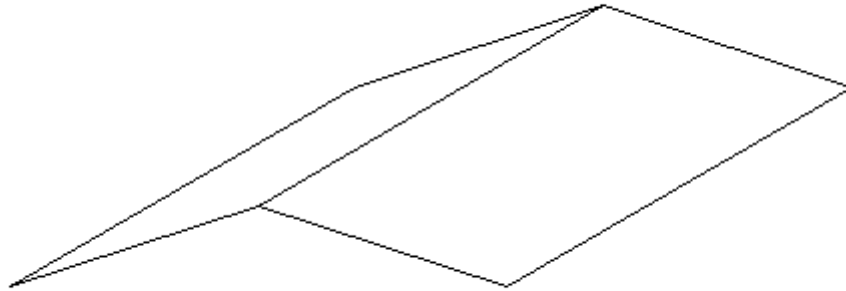


Figura 3.4. Esquema de la carpa

Con los datos de la cubierta: largo (viga principal en el eje x), ancho (viga principal en el eje y), y altura (columna del cumbrero en el eje z), se procede a realizar geometría y trigonometría elemental para obtener los segmentos que nos permiten conocer el área de la carpa.

Con la densidad de la carpa se obtiene la carga de la misma, multiplicándola por el área total de la carpa.

Nótese que el largo de la viga no es igual a la distancia entre los vértices de la cubierta, esto se debe a que la distancia entre vértices incluye a la viga y a dos dados a cada lado.

3.1.2.3.2. Carga de vigas principales

Carga de acero

El tramo es de forma prismática rectangular que se extiende horizontalmente (figura 3.5.). Los elementos largo, ancho y altura son tubulares redondos. Los elementos diagonales que unen los largueros desde los vértices inferiores hasta los puntos medios superiores, también son tubulares redondos.

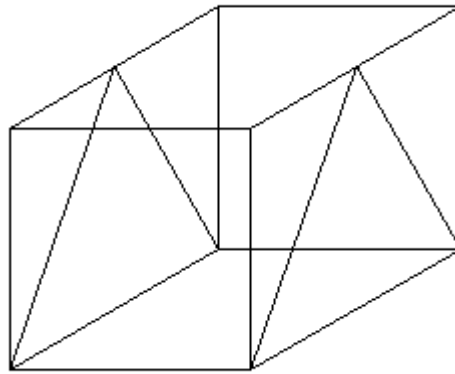


Figura 3.5. Esquema del tramo de las vigas principales

Con los datos del tramo, largo, ancho, y altura, se procede a realizar geometría y trigonometría elemental para obtener los segmentos del tramo.

Con el diámetro y espesor de cada elemento, se calcula su área de sección y se multiplica por la longitud de los respectivos elementos para obtener el volumen de acero de un tramo, que multiplicado por el número de tramos de la viga más un volumen de cierre que es el del último grupo vertical de elementos, da como resultado el volumen parcial de la viga o de una viga sin uniones. Para obtener el volumen real de una viga se sustrae de aquel volumen aquellos elementos que se retiran para colocar las placas de unión internas y externas.

El número de tramos es simplemente la longitud de la viga, dividida para el largo de un tramo.

Con el volumen total y la densidad del acero, se obtiene la carga de acero.

Los datos para un tramo son: para el largo, desde donde comienza un tramo hasta donde comienza el siguiente, para el ancho y la altura se ingresa la distancia entre ejes de simetría de los elementos.

Al final faltará elemento longitudinal para completar o cerrar la viga en una distancia del diámetro del elemento transversal, en ese caso se arreglarán los elementos transversales y oblicuos para que no se extienda más la viga.

Carga de acero de placas de unión

Las placas de unión son del ancho y la altura del tramo a unir, pero son de tubo cuadrado ya que se necesita superficies planas para ensamblar. Estas placas van atornilladas por medio de platinas que se colocan en cada esquina a 45°.

Se procede a ingresar los datos geométricos del tubo cuadrado y de la platina, se calcula con esto las áreas y se las multiplica por sus respectivas longitudes para tener el volumen de una placa de unión. Dos volúmenes de estos por el número de uniones del miembro, más dos volúmenes que irán en los extremos para unir la viga a los dados, dan el volumen de acero de placas de unión del miembro en cuestión. El volumen anterior sirve para obtener la carga de acero de placas de unión.

Cuando se reemplaza las placas de unión por los elementos retirados, no se altera la distancia total del miembro.

Carga de tornillos

Se determina cuantos tornillos van en cada unión y se multiplica por el número de uniones, éste valor por el peso de un tornillo y por la densidad del acero da la carga de tornillos.

Los tornillos de unión entre dados y vigas se toman en cuenta en los dados.

Carga de soldadura

Los elementos transversales y oblicuos se sueldan al elemento longitudinal, con cordones previamente establecidos en ancho y altura. La longitud del cordón la determina el perímetro del elemento de menor diámetro de la junta, que es el que se suelda.

Con el ancho y altura del cordón de soldadura se obtiene el área de la sección del cordón y se multiplica por el perímetro del elemento que se suelda y éste volumen se multiplica por el número de uniones del mismo tipo, sumando todos los volúmenes ya se tiene el volumen de soldadura correspondiente a un tramo, como en el anterior procedimiento se multiplica el volumen de soldadura de un tramo por el número de tramos y el volumen total por la densidad del acero y así se calcula la carga de soldadura.

3.1.2.3.3. Carga de viga cumbrero

Carga de acero

El tramo es de forma prismática triangular que se extiende horizontalmente (figura 3.6.). Los elementos largo, ancho y altura son tubulares redondos. Los elementos diagonales que unen los largueros desde los vértices inferiores hasta los puntos medios superiores, también son tubulares redondos.

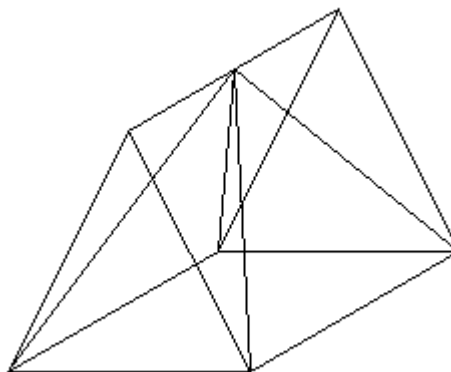


Figura 3.6. Esquema del tramo de la viga cumbrero

Con los datos del tramo, largo, ancho, y altura, se procede a realizar geometría y trigonometría elemental para obtener los segmentos del tramo.

Con el diámetro y espesor de cada elemento, se calcula su área de sección y se multiplica por la longitud de los respectivos elementos, para obtener el volumen de acero de un tramo, que multiplicado por el número de tramos de la viga más un volumen de cierre que es el del último grupo vertical de elementos, da como resultado el volumen parcial de la viga o de una viga sin uniones. Para obtener el volumen real de una viga se sustrae de aquel volumen aquellos elementos que se retiran para colocar las placas de unión internas y externas.

El número de tramos es simplemente la longitud de la viga, dividida para el largo de un tramo.

Con el volumen total y la densidad del acero, se obtiene la carga de acero.

Los datos para un tramo son: para el largo, desde donde comienza un tramo hasta donde comienza el siguiente, para el ancho y la altura se ingresa la distancia entre ejes de simetría de los elementos.

Al final faltará elemento longitudinal para completar o cerrar la viga en una distancia del diámetro del elemento transversal, en ese caso se arreglarán los elementos transversales y oblicuos para que no se extienda más la viga.

Carga de acero de placas de unión

Las placas de unión son triangulares, del ancho y la altura del tramo a unir, pero son de tubo cuadrado ya que se necesita superficies planas para ensamblar. Estas placas van atornilladas por medio de platinas que se colocan en cada esquina a 45°.

Se procede a ingresar los datos geométricos del tubo cuadrado y de la platina, se calcula con esto las áreas y se las multiplica por sus respectivas longitudes para tener el volumen de una placa de unión. Dos volúmenes de

estos por el número de uniones del miembro, más dos volúmenes que irán en los extremos, dan el volumen de acero de placas de unión del miembro en cuestión. El volumen anterior sirve para obtener la carga de acero de placas de unión.

Cuando se reemplaza las placas de unión por los elementos retirados, no altera la distancia total del miembro.

Carga de tornillos

Se determina cuantos tornillos van en cada unión y se multiplica por el número de uniones, éste valor por el peso de un tornillo y por la densidad del acero da la carga de tornillos.

Carga de soldadura

Los elementos transversales y oblicuos se sueldan al elemento longitudinal, con cordones previamente establecidos en ancho y altura. La longitud del cordón la determina el perímetro del elemento de menor diámetro de la junta, que es el que se suelda.

Con el ancho y altura del cordón de soldadura se obtiene el área de la sección del cordón y se multiplica por el perímetro del elemento que se suelda y éste volumen se multiplica por el número de uniones del mismo tipo, sumando todos los volúmenes ya se tiene el volumen de soldadura correspondiente a un tramo, como en el anterior procedimiento se multiplica el volumen de soldadura de un tramo por el número de tramos y el volumen total por la densidad del acero y así se calcula la carga de soldadura.

3.1.2.3.4. Carga de columnas del cumbrero

Carga de acero

El tramo es de forma prismática cuadrada que se extiende verticalmente (figura 3.7.). Los elementos ancho (que sirven de escalera) y altura son tubulares redondos. Los elementos diagonales que unen los largueros desde los vértices derechos hasta el punto medio izquierdo, también son tubulares redondos.

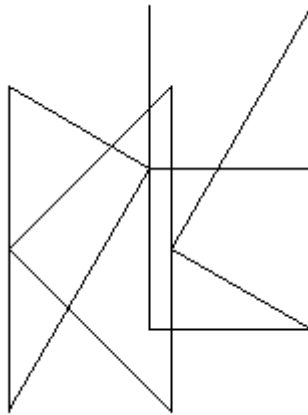


Figura 3.7. Esquema del tramo de las columnas del cumbrero

Con los datos del tramo, largo, ancho, y altura, se procede a realizar geometría y trigonometría elemental para obtener los segmentos del tramo.

Con el diámetro y espesor de cada elemento, se calcula su área de sección y se multiplica por la longitud de los respectivos elementos para obtener el volumen de acero de un tramo, que multiplicado por el número de tramos de la columna, da como resultado el volumen del miembro.

El número de tramos es simplemente la longitud de la columna, dividida para el largo de un tramo.

Con el volumen total y la densidad del acero, se obtiene la carga de acero.

Los datos para un tramo son: para la altura, desde donde comienza un tramo hasta donde comienza el siguiente, para el largo y el ancho se ingresa la distancia entre ejes de simetría de los elementos.

En el caso de las columnas no hay volumen retirado porque no presentan elementos que impiden colocar las placas de unión.

Al final faltará elemento longitudinal para completar o cerrar la columna en una distancia del diámetro del elemento transversal, en ese caso se arreglarán los elementos transversales y oblicuos para que no se extienda más la columna.

Carga de acero de placas de unión

Las placas de unión son del largo y ancho del tramo a unir, pero son de tubo cuadrado ya que necesita superficies planas para ensamblar. Estas placas van atornilladas por medio de platinas que se colocan en cada esquina a 45° .

Se procede a ingresar los datos geométricos del tubo cuadrado y de la platina, se calcula con esto las áreas y se las multiplica por sus respectivas longitudes para tener el volumen de una placa de unión. Dos volúmenes de estos por el número de uniones del miembro, más dos volúmenes que irán en los extremos, dan el volumen de acero de placas de unión del miembro en cuestión. El volumen anterior sirve para obtener la carga de acero de placas de unión.

Cuando se introduce las placas de unión, no se altera la distancia total del miembro.

Carga de tornillos

Se determina cuantos tornillos van en cada unión y se multiplica por el número de uniones, éste valor por el peso de un tornillo y por la densidad del acero da la carga de tornillos.

Los tornillos de unión entre apoyos y columnas se toman en cuenta en los apoyos.

Carga de soldadura

Los elementos transversales y oblicuos se sueldan al elemento longitudinal, con cordones previamente establecidos en ancho y altura. La longitud del cordón la determina el perímetro del elemento de menor diámetro de la junta.

Con el ancho y altura del cordón de soldadura se obtiene el área de la sección del cordón y se multiplica por el perímetro del elemento que se suelda y éste volumen se multiplica por el número de uniones del mismo tipo, sumando todos los volúmenes ya se tiene el volumen de soldadura correspondiente a un tramo, como en el anterior procedimiento se multiplica el volumen de soldadura de un tramo por el número de tramos y el volumen total por la densidad del acero y así se calcula la carga de soldadura.

3.1.2.3.5. Carga de instalaciones

Las instalaciones típicas en este tipo de estructuras son para iluminación (figura 3.8.) y normalmente se utiliza un tubo redondo para descansar en él reflectores, luces inteligentes, ventiladores, espansores de humo, etc. El tubo de instalaciones se une a los elementos longitudinales inferiores de cada viga a través de abrazaderas que las empresas de servicio de iluminación disponen.

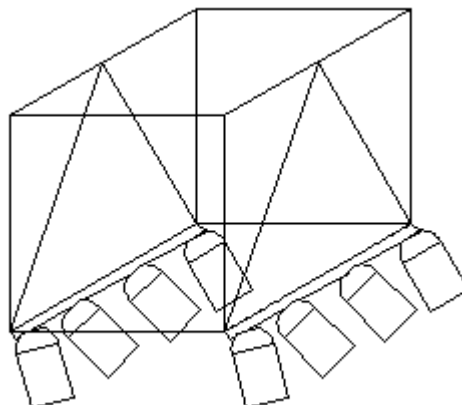


Figura 3.8. Esquema de las instalaciones

Hay que considerar que existen eventos donde todo el contorno de la estructura soportan instalaciones, entonces se procede a ingresar el número de cada tipo de instalación por longitud de un tramo, para luego encontrar el número total de instalaciones que soportarán las vigas y con su peso respectivo ya se tiene la carga de instalaciones.

3.1.2.3.6. Carga de personas de instalaciones

Para realizar las instalaciones de iluminación se acostumbra utilizar a dos personas por viga (figura 3.9.), tomando en cuenta que siempre se seleccionarán personas de bajo peso, debido a la proporción que existe entre la gravedad de la caída con el peso de quien cae.

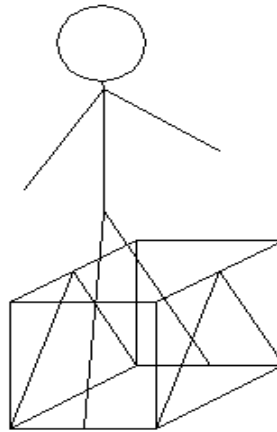


Figura 3.9. Esquema de las personas de instalaciones

Se ingresa cuantas personas podrían subir por tramo de viga, con un número máximo por seguridad, y con el peso promedio de una persona se encuentra la carga de personas de instalación.

3.1.2.3.7. Carga de lluvia

La carga de lluvia se calcula a pesar de que se tomarán medidas en el diseño para que la carpa permanezca bien templada, capaz de no permitir acumulación de agua.

No es más que el volumen de agua que se acumularía en una geometría de media elipse (figura 3.10.) por la densidad del agua. Debe ingresarse los datos de la media elipse que formaría el agua lluvia en la carpa.

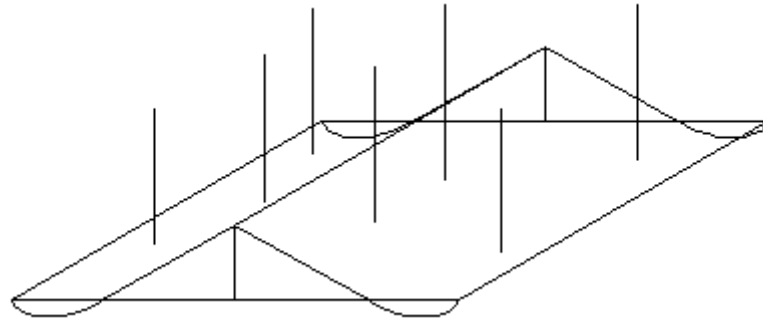


Figura 3.10. Esquema de carga de lluvia

3.1.2.3.8. Carga de viento

La carga de viento es importante en este caso, debido a que la oposición a su circulación la realiza la carpa en uno de sus planos inclinados. En el caso del acero, el viento no afecta debido a que la perfilería de la estructura es de dimensiones relativamente pequeñas y la mayoría son tubos redondos.

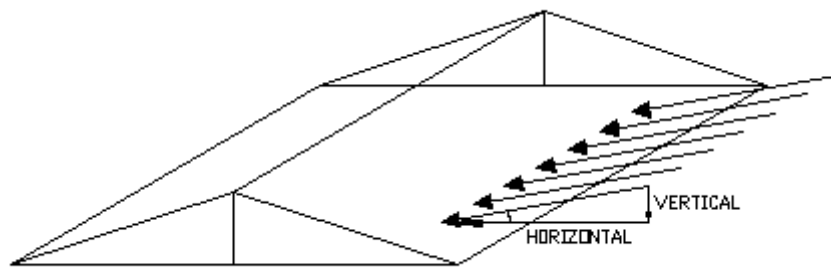


Figura 3.11. Esquema de carga de viento

La sobrecarga producida por el viento, depende de la velocidad que éste lleve. La presión del viento viene dada en kg/m^2 cuando la superficie es perpendicular a la dirección de aquél, por:

$$p = 0,0087v^2 \quad 3.1.$$

siendo v la velocidad del viento en km/h.

La dirección del viento se considera que forma un ángulo de 10° con la horizontal, por lo que la presión que produce sobre 1 m^2 de cubierta, cuyo ángulo de elevación es α , según se deduce de la figura 3.8. es el siguiente:

$$p = \text{sen}(\alpha + 10) \quad 3.2.$$

la cual se descompone en una paralela a la cubierta, que no produce ningún efecto sobre ella, y otra normal que presiona la cubierta contra la armadura, que vale:

$$p = \text{sen}^2(\alpha + 10) \quad 3.3.$$

La presión contra la armadura se descompone en una carga vertical, que se suma a las cargas vivas, que vale:

$$p = \text{sen}^2(\alpha + 10)\cos \alpha \quad 3.4.$$

y una carga horizontal que se debe tener en cuenta para calcular la fijación de la armadura y su posible efecto sobre las columnas:

$$p = \text{sen}^2(\alpha + 10)\text{sen} \alpha \quad 3.5.$$

3.1.3. PLATAFORMA

El modelo establecido en el programa SAP 2000 fue el siguiente:

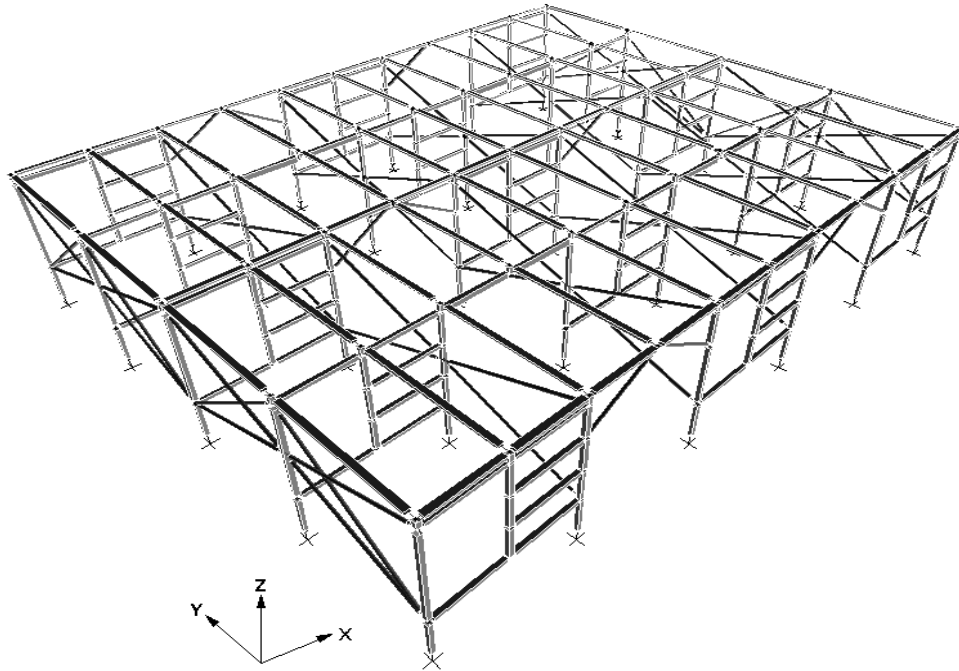


Figura 3.12. Modelo plataforma escénica

Se trata de una estructura mixta, es decir contiene nudos rígidos que forman los andamios; y nudos articulados que contienen a las tijeras.

Nomenclatura (para ejes ver figura 2.2.):

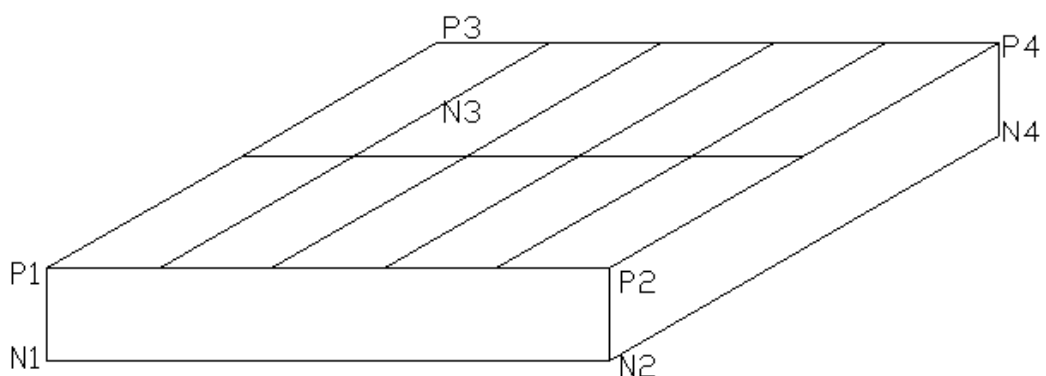


Figura 3.13. Nomenclatura de plataforma escénica

Dimensiones:

DIMENSIÓN	LONGITUD (m)
LARGO (N1-N2)	6,10
ANCHO (N1-N3)	4,88
ALTURA (N1-P1)	7,20

Tabla 3.1. Dimensiones de la plataforma escénica

3.1.3.1. Cargas

Luego de cargar y correr el Exceload, finalmente resultaron las siguientes cargas:

PLATAFORMA ESCÉNICA	Tipo	Kgf/m ²	Kgf
Carga de tableros	MUERTA	10,25	305,40
Carga de acero de marcos	MUERTA	7,53	224,37
Carga de acero de uniones	MUERTA	0,49	14,61
Carga de soldadura de marcos	MUERTA	0,28	8,27
Carga de soldadura de uniones	MUERTA	0,02	0,54
Carga de faldón	MUERTA	0,29	8,53
CARGA MUERTA		18,87	561,72
Carga de equipos e instrumentos	MOVIBLE	15,91	473,50
Carga de personas	MOVIL	428,31	12750,00
CARGA VIVA		444,22	13223,50
CARGA SISMICA	VIVA	1,89	56,17

Cuadro 3.1. Cargas de la plataforma escénica

Estados de carga viva:

%	1	2	3
Carga de equipos e instrumentos	100%	50%	0%
Carga de personas	20%	50%	100%
Kgf			
Carga de equipos e instrumentos	473,50	236,75	0,00
Carga de personas	2550,00	6375,00	12750,00
Total carga viva	3023,50	6611,75	12750,00

Cuadro 3.2. Estados de carga de la plataforma escénica

Estado 1.- Concierto de orquesta sinfónica saturado de equipos de amplificación e instrumentos musicales, más director, músicos, personal técnico de audio y video.

Estado 2.- Concierto de música pop-rock con instrumentos musicales básicos más cantantes, músicos y personal técnico de audio y video.

Estado 3.- Presentación de coro con todas las voces: bajos, tenores, sopranos y contraltos.

Cargas Puntuales

Después de establecer la carga viva en área de planta, se determinó la carga aplicada en cada andamio interno y la misma se aplicó en todos los andamios incluso en los externos.

CARGAS PUNTUALES para el estado 3	Carga M+V (Kgf)	# de nudos	Carga puntual (Kgf)	Dirección	Sentido
Miembro					
Andamio externo	13079,08	55	237,80	z	negativo
Andamio interno	13079,08	55	237,80	z	negativo

Tabla 3.2. Cargas puntuales para el estado 3 de plataforma escénica

Aplicación de cargas puntuales: (ejes de figura 3.12.)

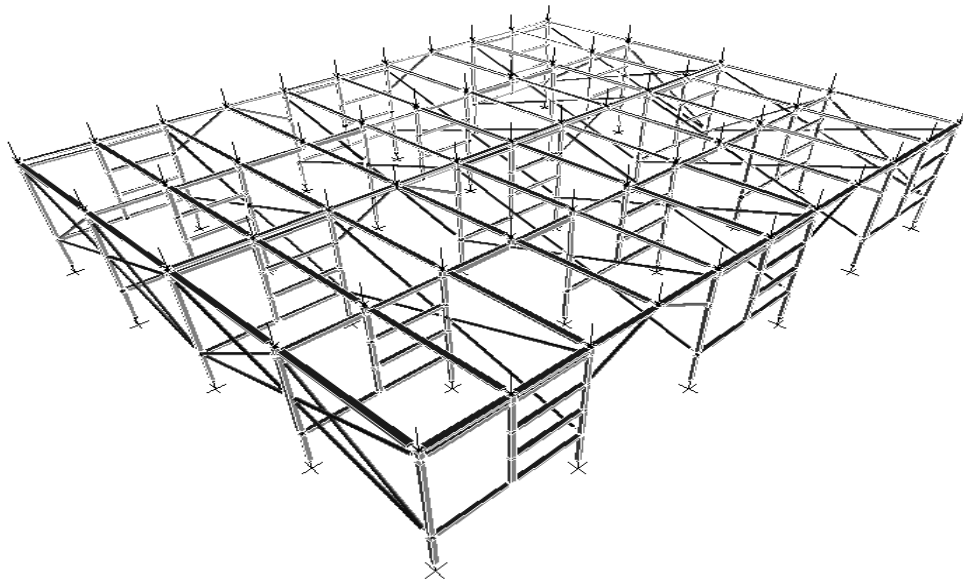


Figura 3.14. Plataforma escénica cargada

3.1.3.2. Armadura

La armadura de la plataforma consiste en los elementos que sirven de apoyo para el piso, a los cuales se los denominó andamios.

Nomenclatura

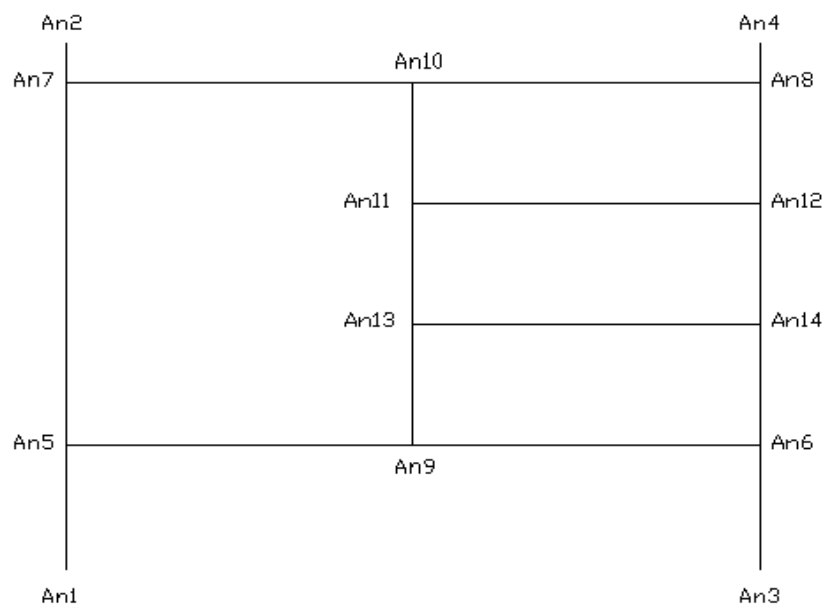


Figura 3.15. Nomenclatura de andamios

Dimensiones

DIMENSIÓN	VALOR (m)
LARGO (An1-An3)	1,22
ALTURA (An1-An2)	1,50

Tabla 3.3. Dimensiones de un andamio

Material

Acero ASTM A501 (AISC 1.4.1.1.)

Laminado en caliente

Acero para tubos estructurales equivalente al A36

Propiedades:

$F_y = 36 \text{ ksi}$

$F_u = 58 \text{ ksi}$

$E = 29000 \text{ ksi}$

Ductilidad: 23 % de elongación en 2 pulg (Dúctil).

Sección

Larguero:

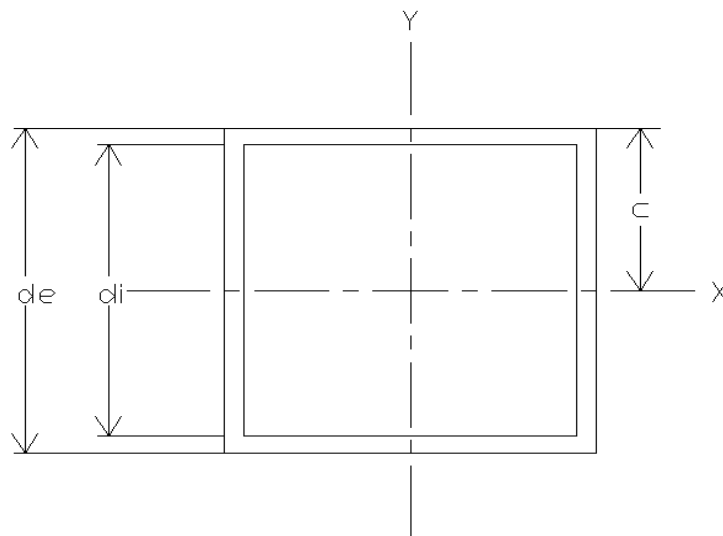


Figura 3.16. Sección de larguero de andamio

Propiedades geométricas:

de =	0,0381	m
di =	0,0341	m
c =	0,0190	m
A =	0,000289	m ²
Av =	0,000152	m ²
I =	6,29E-08	m ⁴
S =	3,30E-06	m ³
r =	0,0148	m

Tabla 3.4. Propiedades de sección de larguero de andamio

Transversal:

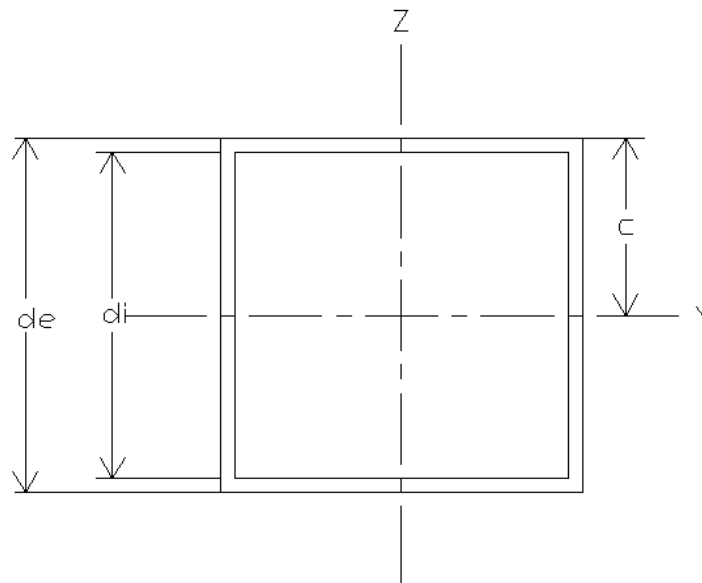


Figura 3.17. Sección de transversal de andamio

Propiedades geométricas:

de =	0,0381	m
di =	0,0351	m
c =	0,0190	m
A =	0,000220	m ²
Av =	0,000114	m ²
I =	4,91E-08	m ⁴
S =	2,58E-06	m ³
r =	0,0150	m

Tabla 3.5. Propiedades de sección de transversal de andamio

Perfilería

- Tubo larguero

Tubo cuadrado de $1\frac{1}{2}" \times 2mm$

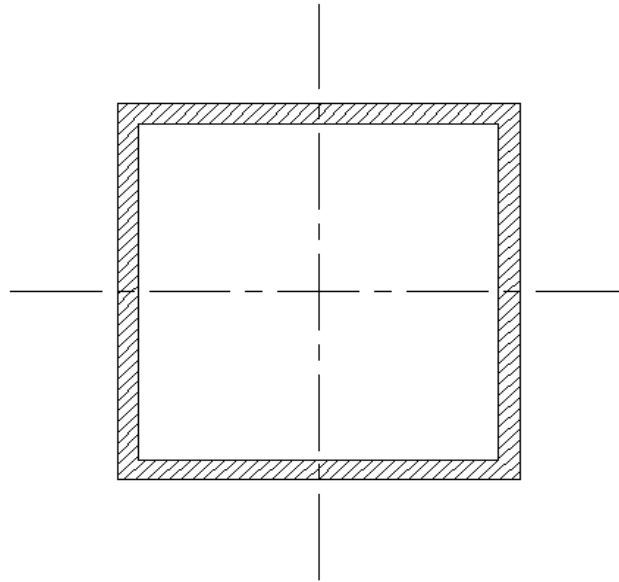


Figura 3.18. Tubo larguero de andamio

- Tubo transversal

Tubo cuadrado de $1\frac{1}{2}" \times 1,5mm$

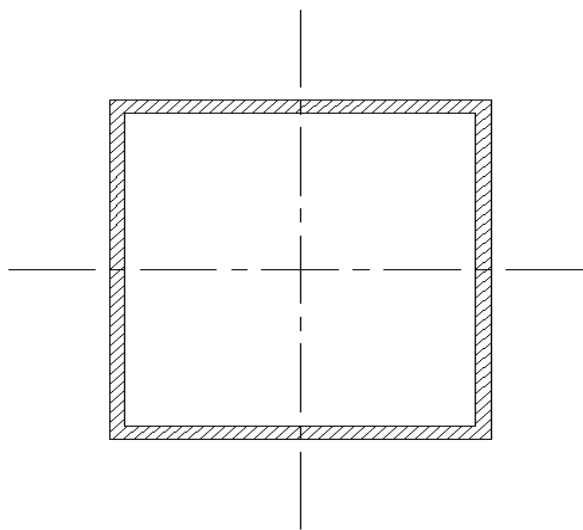


Figura 3.19. Tubo transversal de andamio

3.1.3.2.1. Diseño del elemento crítico

El elemento crítico de un andamio fue el An7-An10 cuya longitud es de 0,61m y su sección corresponde a la de tubo transversal y trabaja como una viga. A continuación se describe el diseño.

Esfuerzo permisible en flexión:

$$F_b = 0,66F_y$$

3.6.

$$F_b = 23,76ksi$$

$$F_b = 16740033,48 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en cortante:

$$F_v = 0,40F_y$$

3.7.

$$F_v = 14,40ksi$$

$$F_v = 10145474,84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en compresión:

$$F_a = 0,53F_y$$

3.8.

$$F_a = 19,08ksi$$

$$F_a = 13442754,16 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cargas de diseño:

$$M_y = -24,44 \text{ Kgf}_m$$

$$V_z = -72,28 \text{ Kgf}$$

$$M_z = -0,04 \text{ Kgf}_m$$

$$V_y = -0,12 \text{ Kgf}$$

$$P = -23,51 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_{by} = \frac{M_y}{S} \quad 3.9.$$

$$f_{by} = 9480343,47 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vz} = \frac{V}{A_v} \quad 3.10.$$

$$f_{vz} = 632347,58 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} \quad 3.11.$$

$$f_a = 107058,29 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_{by} \leq F_b \quad \text{OK} \quad 3.12.$$

$$f_{vz} \leq F_v \quad \text{OK} \quad 3.13.$$

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK} \quad 3.14.$$

Flexión biaxial

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_b} + \frac{f_{bz}}{F_b} \leq 1 \quad 3.15.$$

$$0,008 + 0,566 + 0,000 = 0,575$$

$$0,575 \leq 1$$

En conclusión, el elemento más crítico de los andamios garantizó seguridad con respecto a la resistencia.

3.1.3.3. Tablero

Nomenclatura

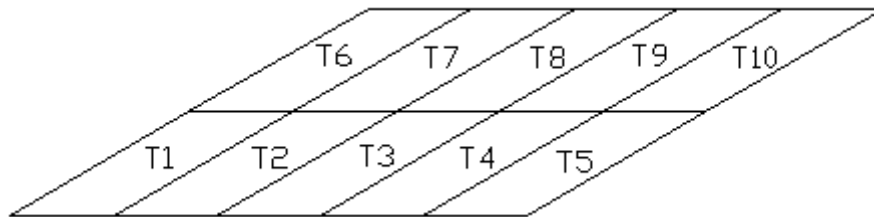


Figura 3.20. Nomenclatura de tableros

Son 10 tableros o módulos de piso de madera que forman el piso de la plataforma.

Dimensiones

DIMENSIÓN	VALOR (m)
LARGO	2,44
ANCHO	1,22

Tabla 3.6. Dimensiones estándar de un tablero

Material

Tablero estructural OSB de madera

Propiedades:

Densidad = 570 Kg/m³

Paralelo al sentido de la fibra del lado de 2,44 m:

Flexión = 20 N/mm²

Tracción = 0,32 N/mm²

Módulo de elasticidad = 3500 N/mm²

Perpendicular al sentido de la fibra del lado 2,44m:

Flexión = 10 N/mm²

Módulo de elasticidad = 1400 N/mm²

Distancia máxima apoyos en pisos = 40 cm

Selección

El fabricante de los tableros seleccionados (MASISA) recomienda el tablero estructural OSB de 18 mm de espesor para pisos con una distancia máxima entre apoyos de 40 cm. (Anexo B).

En este caso se dejó una distancia entre apoyos de 61 cm, pero con una compensación de apoyos transversales a 122 cm.

Para tomar esta decisión se hizo una prueba de laboratorio simulando los apoyos y haciendo trabajar al máximo a un tablero, obteniendo resultados favorables en rigidez y resistencia.

La carga ocasionó flexión en el tablero paralela y perpendicularmente al sentido de la fibra de la madera, pero no superó el 1.5 mm de desplazamiento gravitacional en el centro del rectángulo. La carga de prueba fue 326,38 Kgf que resultó de multiplicar la carga viva como densidad en área de planta por el área del claro mínimo del tablero.

3.1.3.4. Tensores

También llamados tijeras:

Nomenclatura

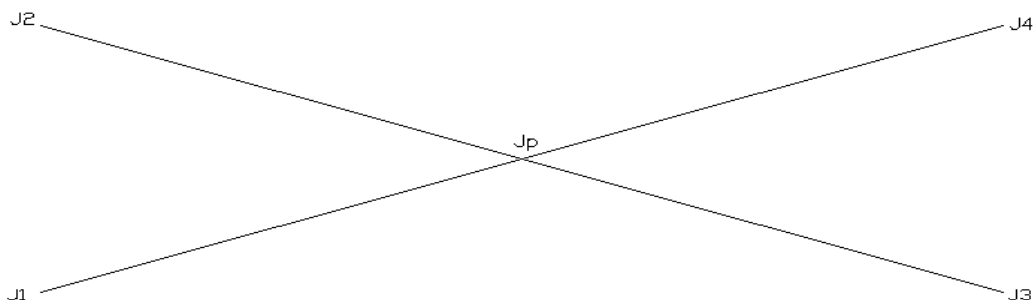


Figura 3.21. Nomenclatura de tijeras

Dimensiones

DIMENSIÓN	VALOR (m)
LARGO (J1-J4)	2,67

Tabla 3.7. Dimensiones de una tijera

Material

Acero ASTM A501 (AISC 1.4.1.1.)

Laminado en caliente

Acero para tubos estructurales equivalente al A36

Propiedades:

$F_y = 36$ ksi

$F_u = 58$ ksi

$E = 29000$ ksi

Ductilidad: 23 % de elongación en 2 pulg (Dúctil).

Sección

Larguero:

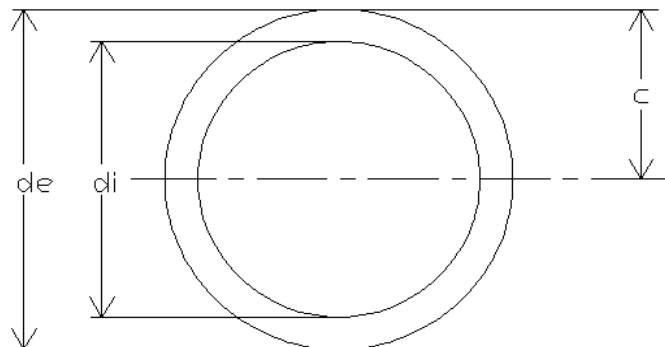


Figura 3.22. Sección de larguero de tijera

Propiedades geométricas:

de =	0,0254	m
di =	0,0224	m
c =	0,01270	m
A =	0,000112626	m ²
I =	8,07334E-09	m ⁴
S =	6,35696E-07	m ³
r =	0,008466552	m

Tabla 3.8. Propiedades de sección de larguero de tijera

Perfilería

- Tubo larguero de tijera

Tubo redondo de 1" x 1,5mm

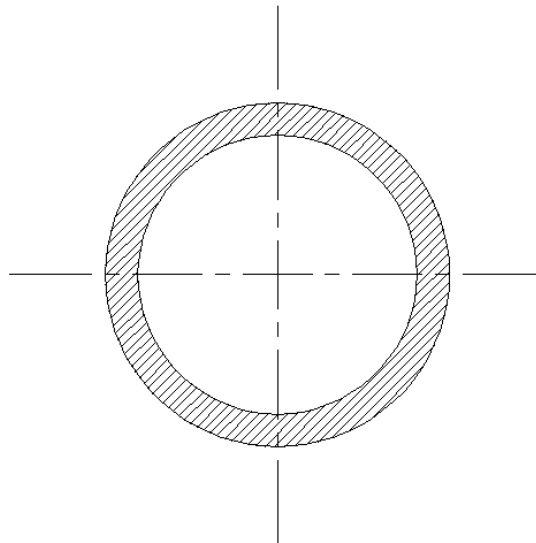


Figura 3.23. Tubo larguero de tijera

3.1.3.3.1. Diseño del elemento crítico

El elemento crítico de las tijeras fue el Jp-J3 cuya longitud es de 1,33 m y su sección corresponde a la de tubo larguero de tijera y trabaja como una columna bajo carga axial. A continuación se detalla el diseño.

Esfuerzo permisible en compresión:

$$\begin{aligned}l &= 1,33 \text{ m} \\K &= 1,10 \\P &= 12,61 \text{ Kgf} \\de/e &= 16,93 \\KI / r &= 171,11 \\Cc &= 126,10 \\FS &= 1,86 \\Fa &= 1,53 \text{ ksi} \\Fa &= 1080417,25 \text{ Kgf/m}^2\end{aligned}$$

Carga de diseño:

$$P = -12,61 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = 111963,13 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK}$$

$$\frac{f_a}{F_a} = 0,10$$

En conclusión, el diseño por resistencia del elemento más crítico de las tijeras cumplió con el requerimiento de la norma.

3.1.3.5. Escalera

Nomenclatura

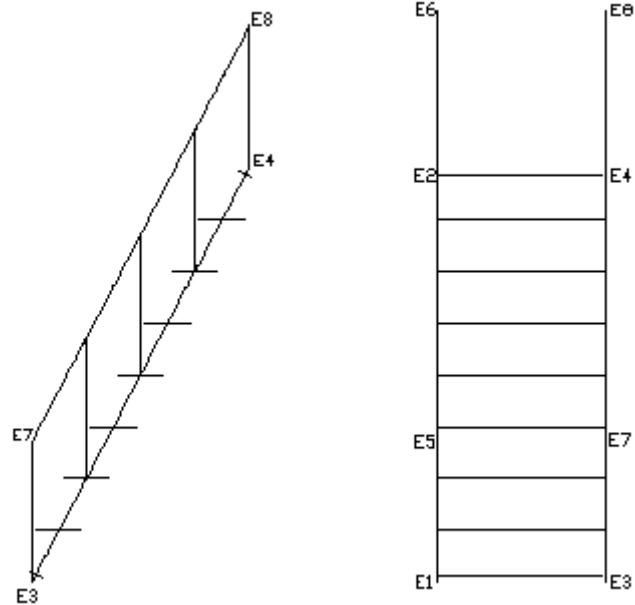


Figura 3.24. Nomenclatura de la escalera

Dimensiones

DIMENSIÓN	VALOR (m)
LARGO (E1-E2)	1,67
ANCHO (E1-E3)	0,60

Tabla 3.9. Dimensiones de la escalera

Material

Acero ASTM A501 (AISC 1.4.1.1.)

Laminado en caliente

Acero para tubos estructurales equivalente al A36

Propiedades:

$F_y = 36$ ksi

$F_u = 58$ ksi

$E = 29000$ ksi

Ductilidad: 23 % de elongación en 2 pulg (Dúctil).

Sección

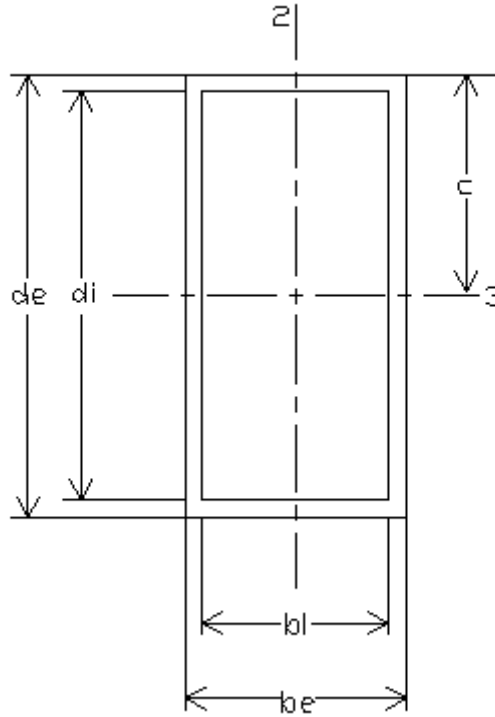


Figura 3.25. Sección de larguero de escalera

Propiedades geométricas:

be =	0,0250	m
bi =	0,0210	m
de =	0,0500	m
di =	0,0460	m
c3 =	0,0250	m
c2 =	0,0125	m
A =	0,000284	m ²
I3 =	9,01E-08	m ⁴
I2 =	2,96E-08	m ⁴
Av2 =	0,0002	m ²
Av3 =	0,0001	m ²
S3 =	3,60E-06	m ³
S2 =	2,37E-06	m ³
r3 =	0,0178	m
r2 =	0,0102	m

Tabla 3.10. Propiedades de sección de larguero de escalera

Perfilería

- Tubo escalera

Tubo rectangular de 25x50x2

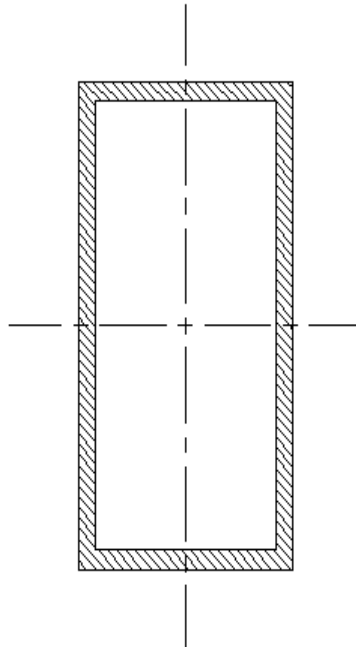


Figura 3.26. Tubo larguero de escalera

3.1.3.5.1. Diseño de la viga E1-E2

La carga aplicada en el centro de la viga es puntual de 200 Kgf y equivale al peso aproximado de 2 personas de 85 Kgf y un adicional de 30 Kgf.

Esfuerzo permisible en flexión:

$$F_b = 0,60F_y \quad 3.16.$$

$$F_b = 21,60ksi$$

$$F_b = 15218212,25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en cortante:

$$F_v = 0,40F_y$$

$$F_v = 14,40ksi$$

$$F_v = 10145474,84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en compresión:

$$F_a = 0,57F_y$$

3.17.

$$F_a = 20,63ksi$$

$$F_a = 14532125,22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cargas de diseño:

$$M33 = -29,39 \text{ Kgf}_m$$

$$V2 = 64,77 \text{ Kgf}$$

$$M22 = 0,009 \text{ Kgf}_m$$

$$V3 = 0,015 \text{ Kgf}$$

$$P = 90,263 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_{b3} = \frac{M_{33}}{S_3}$$

$$f_{b33} = 8155649,14 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{v2} = \frac{V_2}{A_{v2}}$$

$$f_{v2} = 323870,00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = 317827,47 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_{b3} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{v2} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK}$$

Flexión biaxial

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b3}}{F_b} + \frac{f_{b2}}{F_b} \leq 1$$

$$0,022 + 0,536 + 0,000 = 0,558$$

$$0,558 \leq 1$$

En conclusión, el elemento más crítico de la escalera no falló por resistencia.

3.1.3.6. Uniones

Los elementos que unen los andamios con los tableros del piso son los marcos.

Nomenclatura

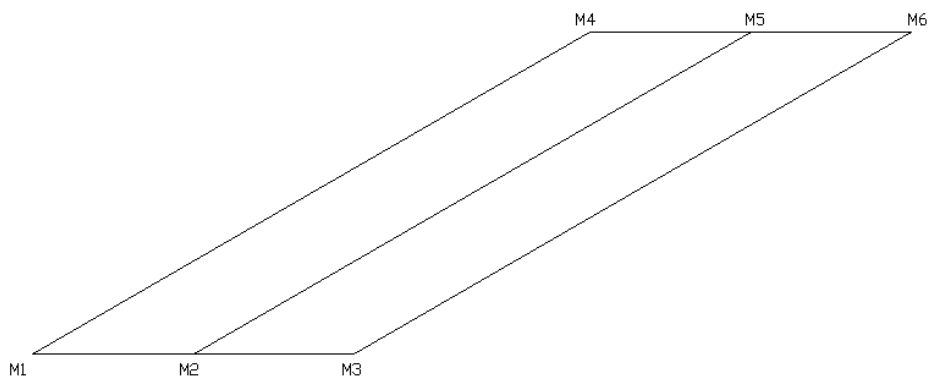


Figura 3.27. Nomenclatura de marcos

Dimensiones

DIMENSIÓN	VALOR (m)
LARGO	2,44
ANCHO	1,22

Tabla 3.11. Dimensiones de un marco

Material

Acero ASTM A501 (AISC 1.4.1.1.)

Laminado en caliente

Acero para tubos estructurales equivalente al A36

Propiedades:

$F_y = 36$ ksi

$F_u = 58$ ksi

$E = 29000$ ksi

Ductilidad: 23 % de elongación en 2 pulg (Dúctil).

Sección

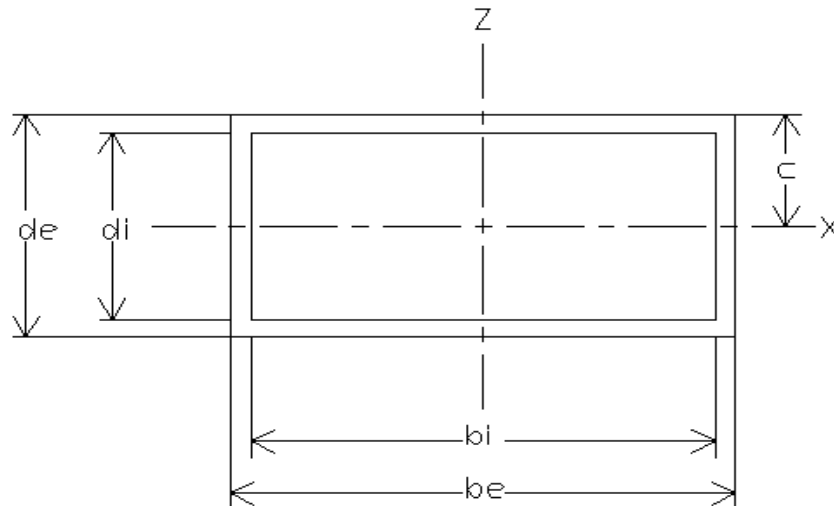


Figura 3.28. Sección de larguero de marco

Propiedades geométricas:

be =	0,05	m
bi =	0,046	m
de =	0,025	m
di =	0,021	m
cx =	0,01250	m
cz =	0,025	m
A =	0,000284	m ²
Ix =	2,96037E-08	m ⁴
Iz =	9,00787E-08	m ⁴
Avz =	0,0001	m ²
Avx =	0,0002	m ²
Sx =	2,36829E-06	m ³
Sz =	3,60315E-06	m ³
rx =	0,010209714	m
rz =	0,017809503	m

Tabla 3.12. Propiedades de sección de larguero de marco

Perfilería

- Tubo marco

Tubo rectangular de 25x50x2

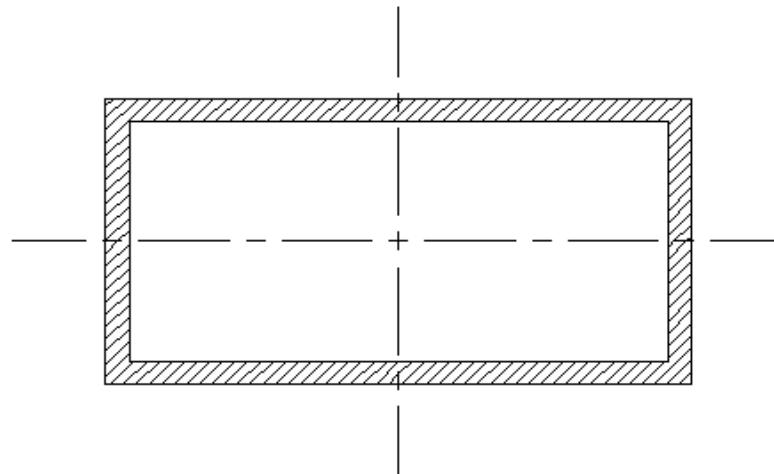


Figura 3.29. Tubo larguero de marco

3.1.3.6.1. Diseño de la viga crítica del marco

Por Rigidez

El área libre mínima entre vigas del piso o elementos del marco, área del vano, es un rectángulo de 0,61 m X 1,22 m (un cuarto de tablero), es decir 0,74 m² y la carga que soporta es 326,39 Kgf.

Al marco se lo puede analizar como diez vigas independientes con carga distribuida de 44,59 Kgf/m con sus respectivos apoyos, entre ellas la más crítica fue la viga M1-M2 dividida para dos debido al andamio del centro: 1,22m.

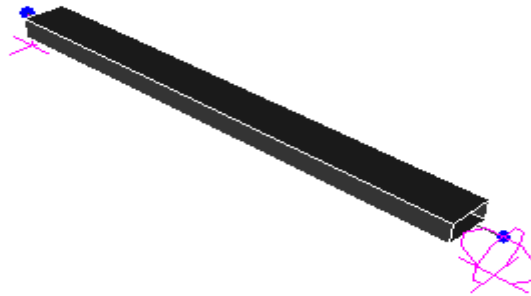


Figura 3.30. Viga crítica del marco

Para determinar el desplazamiento máximo se introdujo un nudo en el centro de la viga.

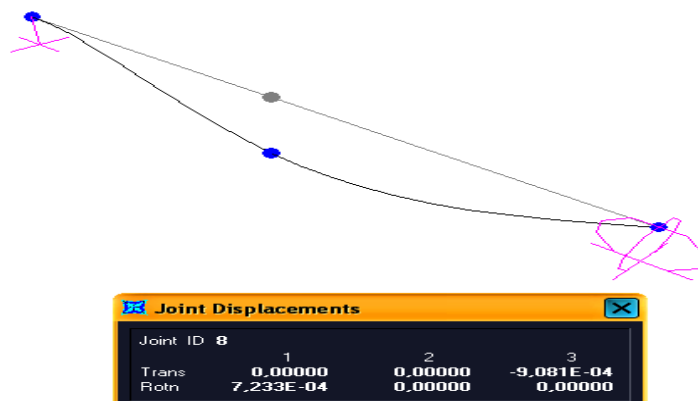


Figura 3.31. Desplazamiento máximo de la viga crítica del marco

El desplazamiento máximo fue:

X	Y	Z
0,00000 m	0,00000 m	0,00091 m

Cuadro 3.15. Desplazamiento máximo de la viga crítica del marco

Para mayor seguridad se comparó con la deflexión máxima por carga viva de $\frac{l}{360}$ del claro, para cielos rasos enyesados ref. 2 (AISC Sec. 1.13.1) que es $1,22/360 = 0,00339$ y se obtuvo un resultado favorable:

$$0,00091 < 0,00339$$

Realizando el análisis en el programa de cálculo estructural se observó que los elementos de los marcos, que realizan la función de transmitir las cargas aplicadas en los tableros a los andamios, no tienen ningún problema de resistencia. Esto significa que los perfiles seleccionados, tubos rectangulares de 25 x 50 x 2 son adecuados para realizar los marcos.

Por resistencia

Esfuerzo permisible en flexión:

$$F_b = 0,66F_y$$

$$F_b = 23,76ksi = 16740033,48 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en cortante:

$$F_v = 0,40F_y$$

$$F_v = 14,40ksi = 10145474,84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas de diseño:

$$M_x = -8,70 \text{ Kgf}_m$$

$$V_z = 35,69 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_{bx} = 3671842,45 \frac{\text{kgf}}{m^2}$$

$$f_{vz} = \frac{V_z}{Avz}$$

$$f_{vz} = 356900,00 \frac{\text{kgf}}{m^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_{bx} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{vz} \leq F_v \quad \text{OK}$$

Flexión biaxial

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{bz}}{F_b} \leq 1$$

$$0,00 + 0,22 + 0,00 = 0,22$$

$$0,22 \leq 1$$

En conclusión, el diseño por resistencia del elemento más crítico del marco cumplió con el requerimiento de la norma.

3.1.4. COLUMNAS

Para diseñar las columnas fue necesario primero conocer el sistema completo, con el fin de determinar las cargas que actúan sobre ellas. Dichas cargas sirven también para el diseño de los elementos de la cubierta.

El modelo establecido en el programa SAP 2000 fue el siguiente:

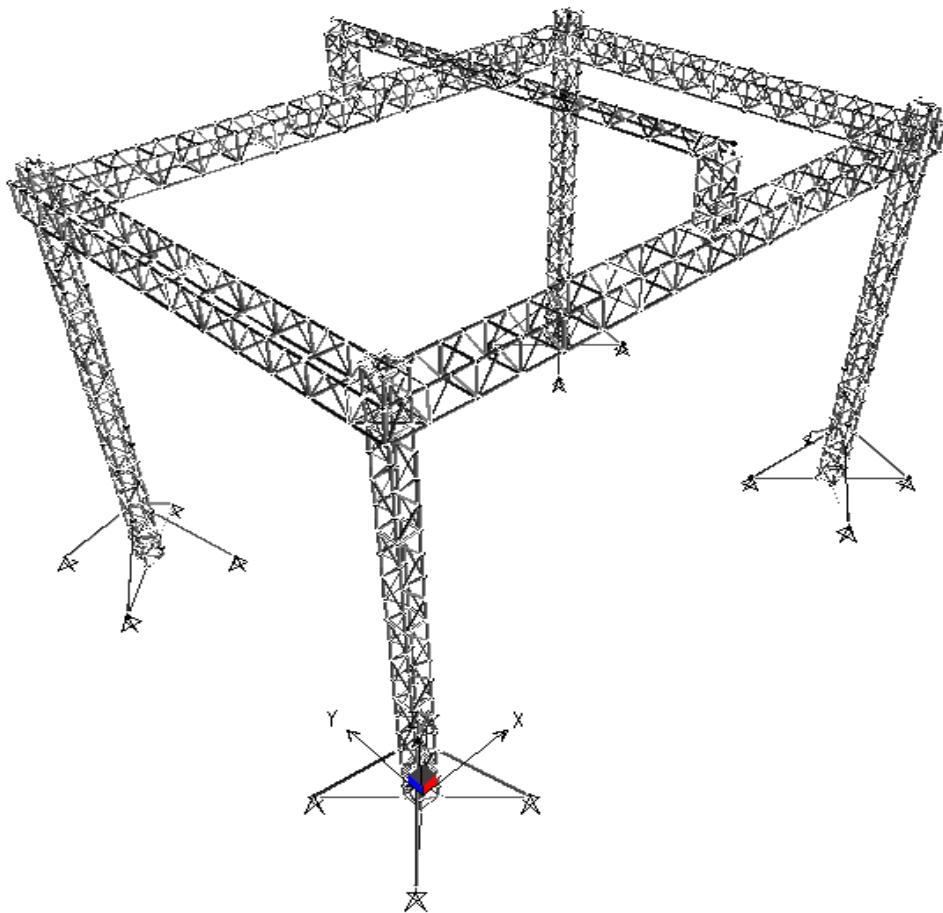


Figura 3.32. Modelo torre cubierta

Teóricamente se trata de una armadura espacial, con las hipótesis del caso, como que los elementos forman triángulos que están unidos a través de pasadores y que solamente están sometidos bajo carga axial. Además los apoyos son del tipo articulación, es decir que tienen tres componentes de reacción o resisten a las fuerzas en las direcciones X, Y y Z. La nomenclatura de diseño para la torre cubierta se encuentra en la figura 2.3.

Este modelo se lo usó para el diseño de los elementos críticos, mientras que para diseñar los miembros completos se utilizó un modelo tipo pórtico que más adelante se lo establecerá.

3.1.4.1. Cargas

En el EXCELOAD, finalmente resultaron las siguientes cargas (ver anexo A):

Carga	Tipo	Kgf/m ²	Kgf
Carga de la carpa	MUERTA	1,545	110,134
Carga de acero de vigas principales	MUERTA	5,922	422,266
Carga de acero de viga cumbrero	MUERTA	0,815	58,129
Carga de acero columnas del cumbrero	MUERTA	0,310	22,102
Carga de acero placas de unión de vigas principales	MUERTA	0,920	65,602
Carga de acero placas de unión de viga cumbrero	MUERTA	0,114	8,099
Carga de acero placas de unión de col. del cumbrero	MUERTA	0,338	24,123
Carga de soldadura de vigas principales	MUERTA	0,249	17,744
Carga de soldadura de viga cumbrero	MUERTA	0,083	5,945
Carga de soldadura de columnas del cumbrero	MUERTA	0,010	0,732
Carga de pernos de vigas principales	MUERTA	0,042	3,000
Carga de pernos de viga cumbrero	MUERTA	0,006	0,450
Carga de pernos de columnas del cumbrero	MUERTA	0,017	1,200
CARGA MUERTA		10,372	739,526
Carga de instalaciones	MOVIBLE	17,156	1223,221
Carga de personas de instalaciones	MOVIL	19,869	1416,667
CARGA VIVA		37,024	2639,888
CARGA DE LLUVIA	NATURAL	3,910	278,767
CARGA DE VIENTO VERTICAL	NATURAL	1,703	121,428
CARGA DE VIENTO HORIZONTAL	NATURAL	6,930	494,117
CARGA SISMICA	NATURAL	1,037	73,953

Cuadro 3.3. Cargas de la torre cubierta

Las cargas movible, móvil y natural son conceptualmente vivas.

Analizando los probables estados de carga viva:

ESTADOS DE CARGA VIVA	1	2	3
Carga de instalaciones	00 %	100 %	70 %
Carga de personas de instalaciones	00 %	50 %	50 %
Carga de lluvia	00 %	00 %	50 %
Carga de viento vertical	00 %	00 %	100 %
Carga de viento horizontal	00 %	00 %	100 %
Carga sísmica	00 %	00 %	00 %
Cargas en el montaje	100 %	00 %	00 %

Cuadro 3.4. Estados de carga de la torre cubierta

Estado 1.- En el proceso de montaje el estado más crítico es cuando se colocan las columnas horizontalmente sobre las vigas (ver anexo E), pero hay que considerar que en ese instante aún no se colocan las instalaciones, el conjunto cumbre, y la carpa. Al peso de una columna que es aproximadamente de 90 Kgf se le agrega el peso de tres personas 255 Kgf que irán cerrándose para hacer girar la columna alrededor de las bisagras hasta que adquiera su posición vertical. Comparando el peso de montaje 345 Kgf con el peso de la carga viva de diseño para una viga principal larga 586 Kgf se concluye que el estado de carga de montaje más crítico no supera al estado de carga viva al cien por ciento.

Estado 2.- Una vez montada la torre y sin el conjunto cumbre y la carpa, el estado más crítico es que se coloquen el 100% de instalaciones de iluminación y sonido y que permanezcan dos personas de instalaciones en cada viga. En coliseos cerrados es donde más se utiliza iluminación. Este estado de carga es compensado y no supera al estado de carga viva al cien por ciento.

Estado 3.- El estado de carga cuando se monta la torre en un local abierto es el más crítico por el peso de la carpa y presión del viento sobre la misma, por la carga de la viga y columnas cumbre, de instalaciones en un 70% y de personas de instalaciones en un 50%.

Cargas Puntuales

Cargas puntuales a ser aplicadas en los nudos de la celosía fueron:

Miembro	Carga Kgf	# de nudos	Carga puntual Kgf	Dirección	Sentido
Viga principal BC	475,651	62	7,672	z	negativo
Viga principal FG	475,651	62	7,672	z	negativo
Viga principal BF	379,395	42	9,033	z	negativo
Viga principal CG	568,382	42	13,533	z	negativo
Viga cumbrero JL	320,142	25	12,806	z	negativo
Viga principal CG	46,443	42	1,106	x	negativo
Viga cumbrero JL	46,443	25	1,858	x	negativo

Tabla 3.14. Cargas puntuales para el estado 3 de torre cubierta

Las cargas de diseño son bastante conservadoras, pero se justifica al ser una estructura que se montará para la utilización del ser humano a gran escala.

Aplicación de cargas puntuales:

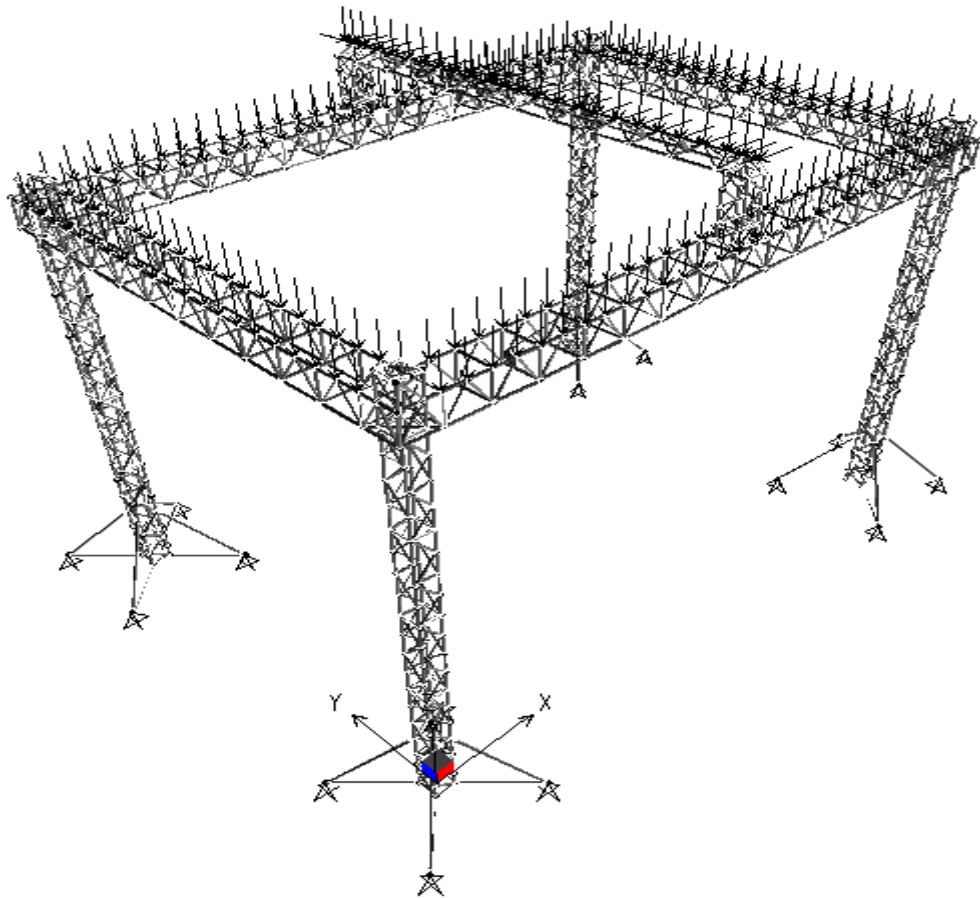


Figura 3.33. Torre cubierta cargada

3.1.4.2. Columnas

3.1.4.2.1. Columnas principales

Nomenclatura

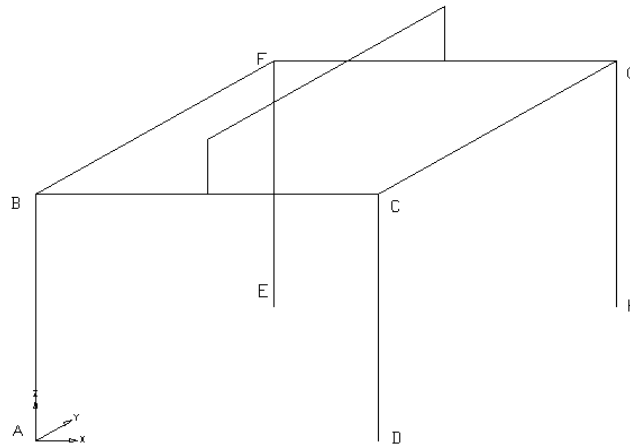


Figura 3.34. Nomenclatura de columnas principales

Longitud

ELEMENTO	LONGITUD (m)
COLUMNA PRINCIPAL AB	7,2
COLUMNA PRINCIPAL DC	7,2
COLUMNA PRINCIPAL EF	7,2
COLUMNA PRINCIPAL HG	7,2

Tabla 3.15. Longitud de columnas principales

Material

Acero ASTM A501 (AISC 1.4.1.1.)

Formado en Caliente

Acero para tubos estructurales equivalente al A36

Propiedades:

$F_y = 36$ ksi

$F_u = 58$ ksi

$E = 29000$ ksi

Ductilidad: 23 % de elongación en 2 pulg (Dúctil).

Sección

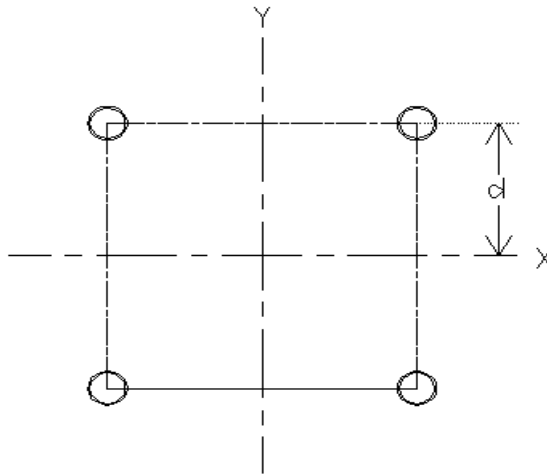


Figura 3.35. Sección de columna principal

Propiedades geométricas:

d =	0,15000	m
A =	0,000907294	m ²
I _x =	2,05624E-05	m ⁴
I _y =	2,05624E-05	m ⁴
S _x =	0,000121635	m ³
S _y =	0,000121635	m ³
r =	0,150543686	m

Tabla 3.16. Propiedades de la sección de columna principal

Perfilería

- **Tubo larguero** (de la sección)

Tubo redondo de $1\frac{1}{2}'' \times 2mm$

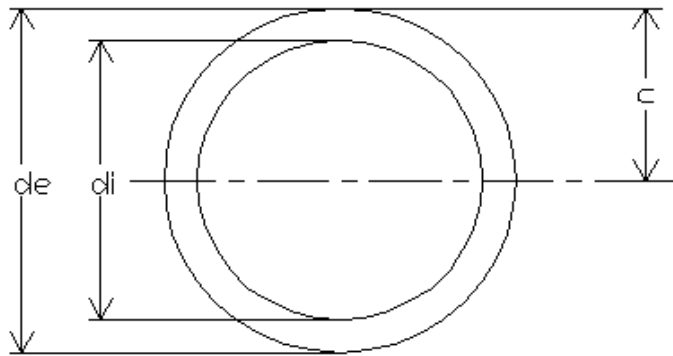


Figura 3.36. Tubo larguero de columna principal

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0381	0,0341	0,0020	0,0191	0,000227	0,0000000371	0,00000195	0,0128
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.17. Propiedades del tubo larguero de columna principal

de = diámetro exterior

di = diámetro interior

c = distancia desde el eje neutro al exterior

A = área

I = momento de Inercia

S = módulo de sección

r = radio de giro

- **Tubo transversal** (escalera)

Tubo redondo de acero estructural negro de 1" x 1.5mm

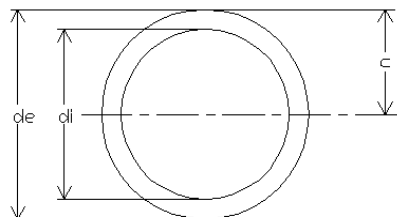


Figura 3.37. Tubo transversal de columna principal

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,00000064	0,0085
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.18. Propiedades del tubo transversal de columna principal

- **Tubo de la celosía**

Tubo redondo de acero estructural negro de 1" x 1.5mm

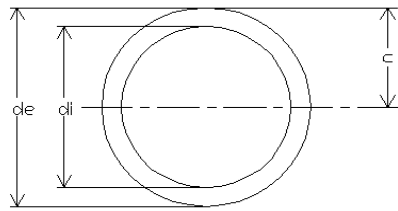


Figura 3.38. Tubo de la celosía de columna principal

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,00000064	0,0085
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.19. Propiedades del tubo de la celosía de columna principal

En resumen se tiene:

	de	di	e	c	A	I	S	r
Tubo longitudinal	0,0381	0,0341	0,0020	0,0191	0,000227	0,0000000371	0,00000195	0,0128
Tubo transversal	0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,00000064	0,0085
Tubo de la celosía	0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,00000064	0,0085
	m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.20. Propiedades de tubos de columnas principales

Diseño de la columna crítica AB por rigidez

Relación máxima de esbeltez:

$$\frac{Kl}{r} \leq 200$$

3.18.

El factor de longitud efectiva K para este caso es 1,2 tomando como condición de extremos: empotramiento en la parte inferior y rotación impedida y traslación libre en la parte superior.

$$K = 1.2$$

$$l = 7.2 \text{ m}$$

$$r = 0.15 \text{ m}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1,2 \times 7,2\text{m}}{0,15\text{m}} = 57,39$$

$$57,39 \leq 200 \text{ OK}$$

Por lo tanto las columnas garantizaron rigidez.

No fue necesario hacer el análisis de esbeltez para las columnas DC, EF y HG ya que tienen la misma sección y longitud y soportan las mismas cargas.

Diseño de la columna crítica AB por resistencia

Para diseñar la columna por resistencia se consideró la torre cubierta como pórtico bajo cargas distribuidas figura 3.65.

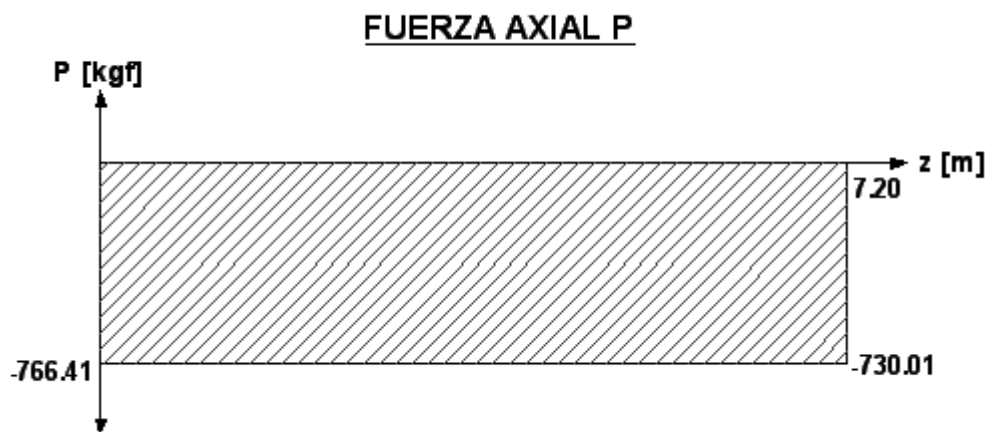


Figura 3.39. Diagrama de fuerza axial columna AB

En el plano principal o de aplicación de las mayores cargas se tiene:

FUERZA CORTANTE V

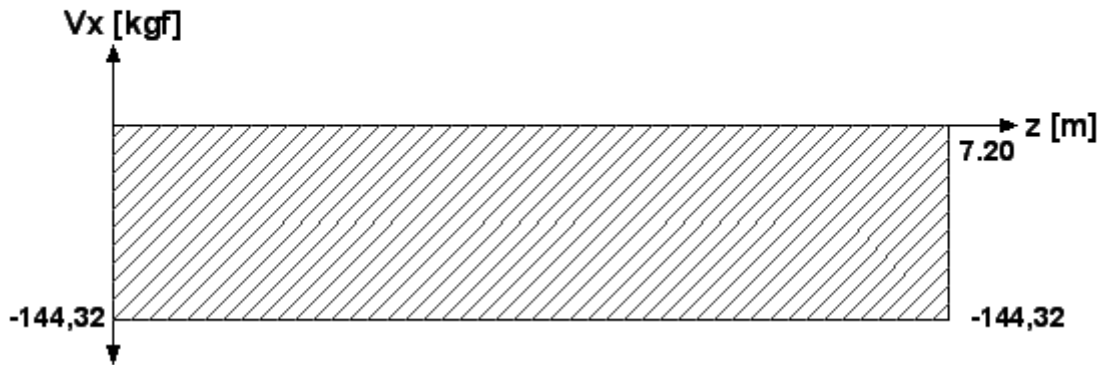


Figura 3.40. Diagrama de fuerza cortante "x" de columna AB

MOMENTO FLECTOR M

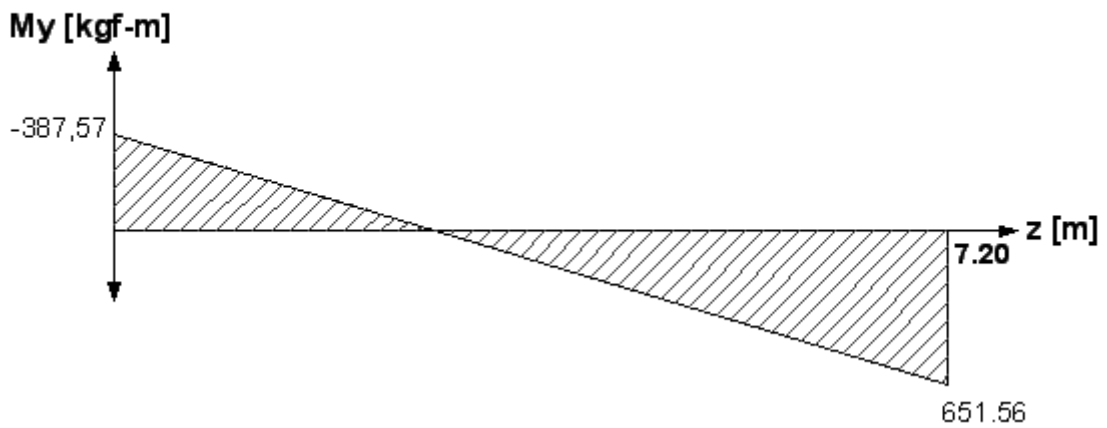


Figura 3.41. Diagrama de momento flector "y" de columna AB

Mientras que en el plano secundario o de aplicación de las menores cargas se tiene:

FUERZA CORTANTE V

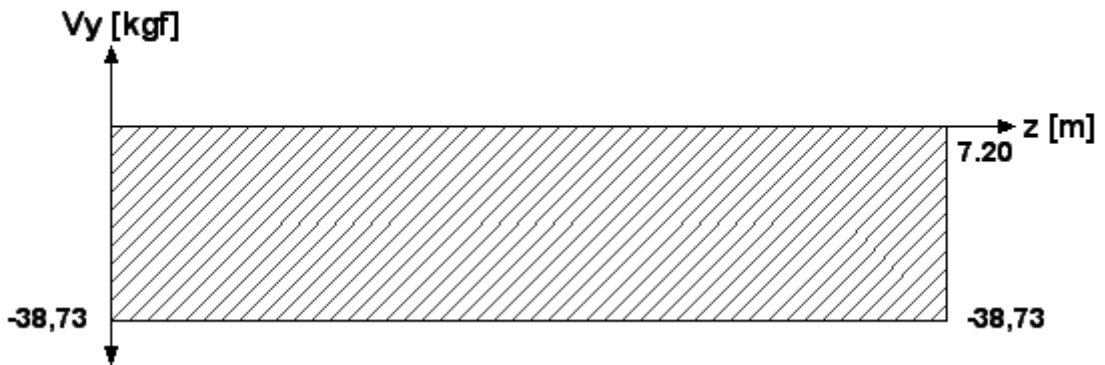


Figura 3.42. Diagrama de fuerza cortante “y” de columna AB

MOMENTO FLECTOR M

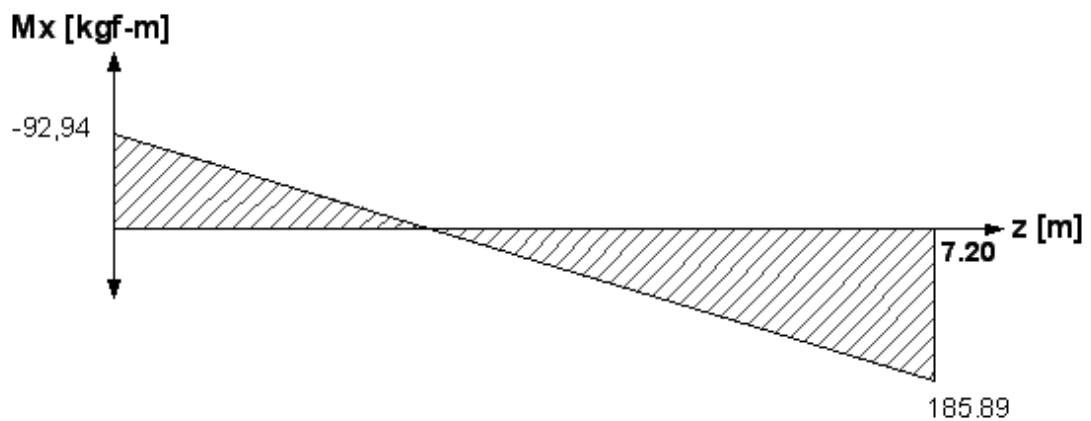


Figura 3.43. Diagrama de momento flector “x” de columna AB

Fatiga: (AISCs apéndice B tabla B1)

vida útil = 25 años

ciclos de carga por mes = 2 ciclos / mes

ciclos de carga = 600 ciclos

1200 < 20000

Por lo tanto no se diseña por fatiga.

Impacto: (AISC 1.9.2.3)

No existen cargas de impacto por lo tanto no se incrementó ninguna carga

Condición para utilizar el esfuerzo total admisible:

$$de/e < 3300/F_y$$

Donde "de" es el diámetro exterior del tubo y "d" es el espesor de la pared.

$$de/e = 0,0381\text{m}/0,002\text{m} = 19,05$$

$$3300/F_y = 3300/36 = 91,667$$

$$19,05 < 91,667 \text{ OK}$$

Condición para acceder a la fórmula de esfuerzo permisible a compresión:

$$\frac{Kl}{r} < C_c \quad 3.19.$$

Corresponde a columna básica o larga

en donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 29000}{36}} = 126,09 \quad 3.20.$$

$$57,39 < 126,09 \text{ OK.}$$

Factor de seguridad para las curvas de resistencia de columnas para una columna larga:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8C_c^3} = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 23,47}{8 \times 126,09} - \frac{23,47^3}{8 \times 126,09^3} = 1,83 \quad 3.21.$$

Esfuerzo permisible a compresión:

$$F_a = \left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] \frac{F_y}{FS} \quad 3.22.$$

$$F_a = \left[1 - \frac{57,39^2}{2 \times 126,09^2} \right] \frac{36}{1,83}$$

$$F_a = 17,68 \text{ksi} = 12454669,81 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en flexión:

$$F_b = 0,60 F_y$$

$$F_b = 21,60 \text{ksi} = 15218212,25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en cortante:

$$F_v = 0,40 F_y$$

$$F_v = 14,40 \text{ksi} = 10145474,84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas de diseño:

$$P = - 766.41 \text{ Kgf}$$

$$M_y = 651.56 \text{ Kgf}_m$$

$$V_x = - 144.32 \text{ Kgf}$$

$$M_x = 185.89 \text{ Kgf}_m$$

$$V_y = - 38.73 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = 844709,58 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y}$$

$$f_{by} = 5356688,90 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_{bx} = 1528262,78 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A} = 159066,4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A} = 42687,372 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK}$$

$$f_{by} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{vx} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_{bx} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{vy} \leq F_v \quad \text{OK}$$

Diseño con el uso de las fórmulas de iteración:

$$\frac{f_a}{F_a} \leq 0,15 \quad 3.23.$$

$$0,49 \leq 0,15 \quad \text{NO}$$

por lo tanto se incrementó f_{by} y f_{bx} con un factor de amplificación

$$C_m / (1 - (f_a / F'e)) \quad 2.24.$$

C_m = factor de corrección a la amplificación normal

$F'e$ = esfuerzo de pandeo de Euler dividido para un factor de seguridad del AISC

para una columna muy larga $23/12 = 1.92$

Factor de amplificación = 1,027

$$\frac{f_a}{F_a} + 1,027x \frac{f_{by}}{F_{by}} + 1,027x \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1$$

$$0,0678 + 1,027 * 0,3520 + 1,027 * 0,1004 = 0,52$$

$$0,52 \leq 1$$

En conclusión, la columna más crítica AB cumplió la norma para resistencia.

Diseño del elemento crítico por rigidez

El elemento fue el 410 y el radio tuvo un valor de 0,98

Al elemento crítico de columnas principales se lo diseñó como columna bajo carga axial, debido a que los valores de momentos son despreciables.

Condición para utilizar el esfuerzo total admisible:

$$de/e < 3300/F_y \text{ (AISC 1.9.2.3)}$$

Donde “de” es el diámetro exterior del tubo y “d” es el espesor de la pared.

$$de/e = 0,0381\text{m}/0,002\text{m} = 19,05$$

$$3300/F_y = 3300/36 = 91,667$$

$$19,05 < 91,667 \text{ es verdadero.}$$

Relación máxima de esbeltez:

$$\frac{Kl}{r} \leq 200$$

K para este caso es 1, ya que los apoyos del elemento son teóricamente articulaciones a cada lado.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \times 0,4\text{m}}{0,013\text{m}} = 31,29$$

$$31,29 \leq 200 \text{ OK.}$$

Condición para acceder a fórmula de esfuerzo permisible a compresión:

$$\frac{Kl}{r} < C_c$$

en donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 29000}{36}} = 126,09$$

$$31,29 < 126,09 \text{ OK.}$$

Factor de seguridad por rigidez:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8C_c^3} = 1,76$$

Diseño del elemento crítico por resistencia

Esfuerzo permisible a compresión:

$$F_a = \left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] \frac{F_y}{FS}$$

$$F_a = 19,85 \text{ ksi}$$

$$F_a = 13984839,91 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga de diseño:

$$P = -662,03 \text{ Kgf}$$

Esfuerzo real:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = \frac{662,03}{2,27\text{E}^{-4}}$$

$$f_a = 2918709,67 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_a \leq F_a$$

$$2918709,67 \leq 13984839,91$$

$$FS = 4,79$$

El elemento más crítico de las columnas principales no falló por resistencia.

3.1.4.2.2. Columnas del cumbrero

Nomenclatura

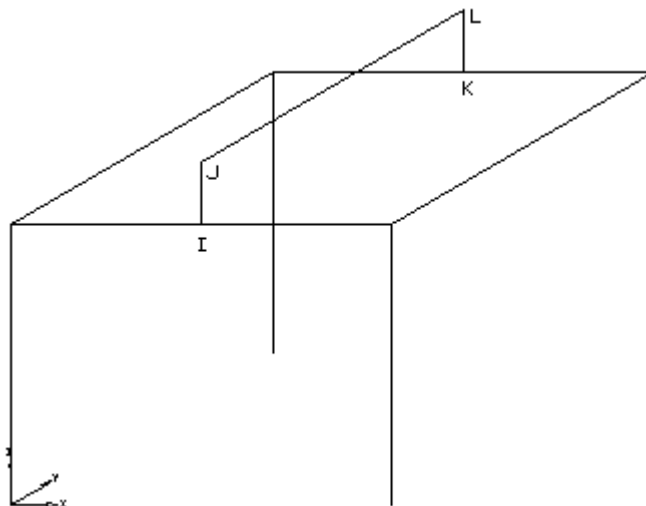


Figura 3.44. Nomenclatura de columnas cumbrero

Longitud

ELEMENTO	LONGITUD (m)
COLUMNA CUMBRERO IJ	1,0
COLUMNA CUMBRERO KL	1,0

Tabla 3.21. Longitud de columnas cumbrero

Material

Acero ASTM A501 (AISC 1.4.1.1.)

Formado en Caliente

Acero para tubos estructurales equivalente al A36

Propiedades:

$F_y = 36 \text{ ksi}$

$F_u = 58 \text{ ksi}$

$E = 29000 \text{ ksi}$

Ductilidad: 23 % de elongación en 2 pulg (Dúctil)

Sección

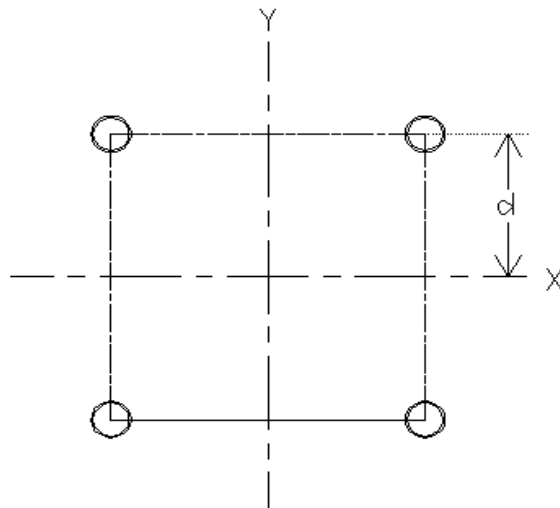


Figura 3.45. Sección de columna cumbbrero

Propiedades geométricas:

d =	0,15000	m
A =	0,000907294	m ²
I _x =	2,05624E-05	m ⁴
I _y =	2,05624E-05	m ⁴
S _x =	0,000121635	m ³
S _y =	0,000121635	m ³
r =	0,150543686	m

Tabla 3.22. Propiedades de sección de columna cumbbrero

Perfilería

- **Tubo larguero** (de la sección)

Tubo redondo de $1\frac{1}{2}'' \times 2mm$

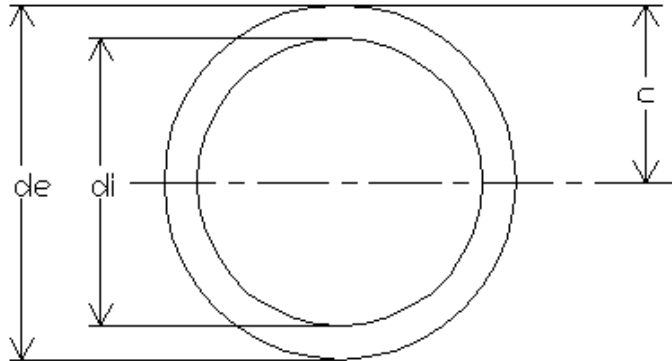


Figura 3.46. Tubo larguero de columna cumbreiro

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0381	0,0341	0,0020	0,0191	0,000227	0,0000000371	0,00000195	0,0128
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.23. Propiedades del tubo larguero de columna cumbreiro

de = diámetro exterior

di = diámetro interior

c = distancia desde el eje neutro al exterior

A = área

I = momento de Inercia

S = módulo de sección

r = radio de giro

- **Tubo transversal (escalera)**

Tubo redondo de acero estructural negro de $1'' \times 1.5mm$

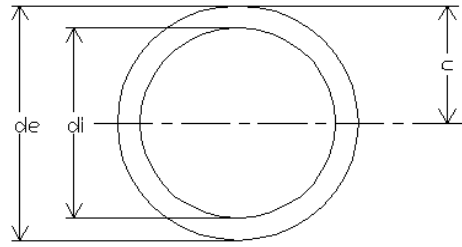


Figura 3.47. Tubo transversal de columna cumbreiro

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,000000064	0,0085
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.24. Propiedades del tubo transversal de columna cumbreiro

- **Tubo de la celosía**

Tubo redondo de acero estructural negro de 1" x 1.5mm

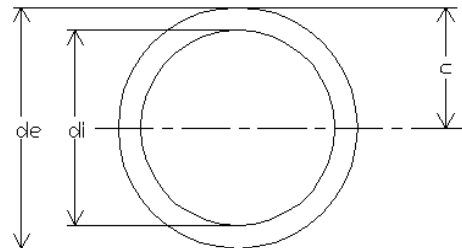


Figura 3.48. Tubo de la celosía de columna cumbreiro

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,000000064	0,0085
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.25. Propiedades del tubo de la celosía de columna cumbreiro

En resumen se tiene:

	de	di	e	c	A	I	S	r
Tubo longitudinal	0,0381	0,0341	0,0020	0,0191	0,000227	0,0000000371	0,00000195	0,0128
Tubo transversal	0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,00000064	0,0085
Tubo de la celosía	0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,00000064	0,0085
	m	m	m	m	m ²	m ⁴	m ³	m

Tabla 3.26. Propiedades de tubos de columnas cumbbrero

Diseño de la columna crítica IJ por rigidez

Relación máxima de esbeltez:

$$\frac{Kl}{r} \leq 200$$

El factor de longitud efectiva K para este caso es 1,2 tomando como condición de extremos: empotramiento en la parte inferior y rotación impedida y traslación libre en la parte superior.

$$K = 1.2$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$r = 0.15 \text{ m}$$

$$\frac{Kl}{r} = 8$$

$$8 \leq 200 \text{ OK.}$$

Por lo tanto las columnas garantizaron rigidez.

Diseño de la columna crítica IJ por resistencia

Para diseñar las columnas cumbbrero por resistencia se consideró el sistema cumbbrero independientemente bajo las cargas que indica el cuadro 3.41.

Fatiga: (AISCs apéndice B tabla B1)

vida útil = 25 años

ciclos de carga por mes = 2 ciclos / mes

ciclos de carga = 600 ciclos

1200 < 20000

Por lo tanto no se diseña por fatiga.

Impacto: (AISC 1.9.2.3)

No existen cargas de impacto por lo tanto no se incrementó ninguna carga

Condición para utilizar el esfuerzo total admisible:

$$de/e < 3300/F_y$$

Donde “de” es el diámetro exterior del tubo y “d” es el espesor de la pared.

$$de/e = 0,0381\text{m}/0,002\text{m} = 19,05$$

$$3300/F_y = 3300/36 = 91,667$$

$$19,05 < 91,667 \text{ OK}$$

Condición para acceder a la fórmula de esfuerzo permisible a compresión:

$$\frac{Kl}{r} < C_c$$

Corresponde a una columna básica o larga

en donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 29000}{36}} = 126,09$$

$$7,97 < 126,09 \text{ OK.}$$

Factor de seguridad para las curvas de resistencia de columnas para una columna larga:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8C_c^3} = 1,69$$

Esfuerzo permisible a compresión:

$$F_a = \left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] \frac{F_y}{FS}$$

$$F_a = 21,25ksi = 14975101,94 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en flexión:

$$F_b = 0,60F_y$$

$$F_b = 21,60ksi = 15218212,25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en cortante:

$$F_v = 0,40F_y$$

$$F_v = 14,40ksi = 10145474,84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas de diseño:

$$P = - 214,67 \text{ Kgf}$$

$$M_y = 0,00 \text{ Kgf}_m$$

$$V_x = 22,75 \text{ Kgf}$$

$$M_x = - 215.91 \text{ Kgf}_m$$

$$V_y = 323.53 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = 242181,67 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y}$$

$$f_{by} = 187035,23 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_{bx} = 1575037,33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A} = 159066,4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A} = 42687,372 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK}$$

$$f_{by} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{vx} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_{bx} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{vy} \leq F_v \quad \text{OK}$$

Diseño con el uso de las fórmulas de iteración:

$$\frac{f_a}{F_a} \leq 0,15$$

$$0,02 \leq 0,15 \quad \text{OK}$$

por lo tanto NO debe incrementarse f_{by} y f_{bx} con un factor de amplificación

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1$$

$$0,0162 + 0,0123 + 0,1035 = 0,13$$

$$0,13 \leq 1$$

En conclusión, las columnas cumbbrero no fallarán por resistencia.

Diseño del elemento crítico por rigidez

El elemento fue el 1701 y el radio tuvo un valor de 0. 24

Al elemento crítico de columnas cumbbrero se lo diseñó como columna bajo carga axial, debido a que los valores de momentos son despreciables.

Condición para utilizar el esfuerzo total admisible:

$$de/e < 3300/F_y \text{ (AISC 1.9.2.3)}$$

Donde “de” es el diámetro exterior del tubo y “d” es el espesor de la pared.

$$de/e = 0,0381\text{m}/0,002\text{m} = 19,05$$

$$3300/F_y = 3300/36 = 91,667$$

$$19,05 < 91,667 \text{ es verdadero.}$$

Relación máxima de esbeltez:

$$\frac{Kl}{r} \leq 200$$

K para este caso es 1, ya que los apoyos del elemento son teóricamente articulaciones a cada lado.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \times 0,25\text{m}}{0,013\text{m}} = 19,56$$

$$19,56 \leq 200 \text{ OK.}$$

Condición para acceder a fórmula de esfuerzo permisible a compresión:

$$\frac{Kl}{r} < C_c$$

en donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 29000}{36}} = 126,09$$

19,56 < 126,09 OK.

Factor de seguridad por rigidez:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8C_c^3} = 1,72$$

Diseño del elemento crítico por resistencia

Esfuerzo permisible a compresión:

$$F_a = \left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] \frac{F_y}{FS}$$

$$F_a = 20,63 \text{ ksi}$$

$$F_a = 14532125,22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga de diseño:

$$P = -173,44 \text{ Kgf}$$

Esfuerzo real:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = \frac{173,44}{2,27\text{E}^{-4}}$$

$$f_a = 2918709,67 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$fa \leq Fa$$

$$764647,33 \leq 14532125,22$$

$$FS = 19,01$$

3.1.4.3. Apoyos

Los apoyos del sistema cumbreiro se encuentran en dos vigas principales, justamente en la intersección entre las vigas principales y el sistema cumbreiro.

Nomenclatura

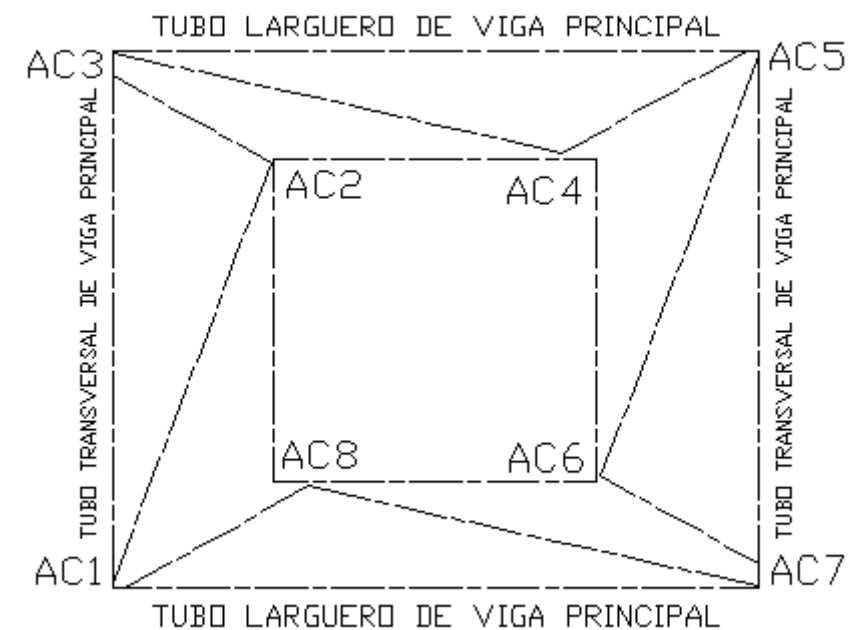


Figura 3.49. Nomenclatura de apoyos del cumbreiro

Dimensiones

DIMENSIÓN	VALOR (m)
AC1 – AC2	0,386
AC2 – AC3	0,142
AC3 – AC4	0,400
AC4 – AC5	0,174
AC2 – AC4	0,300

Tabla 3.27. Dimensiones de un apoyo del cumbrero

Material

Acero ASTM A501 (AISC 1.4.1.1.)

Laminado en caliente

Acero para tubos estructurales equivalente al A36

Propiedades:

$F_y = 36$ ksi

$F_u = 58$ ksi

$E = 29000$ ksi

Ductilidad: 23 % de elongación en 2 pulg (Dúctil).

Sección

Cuello:

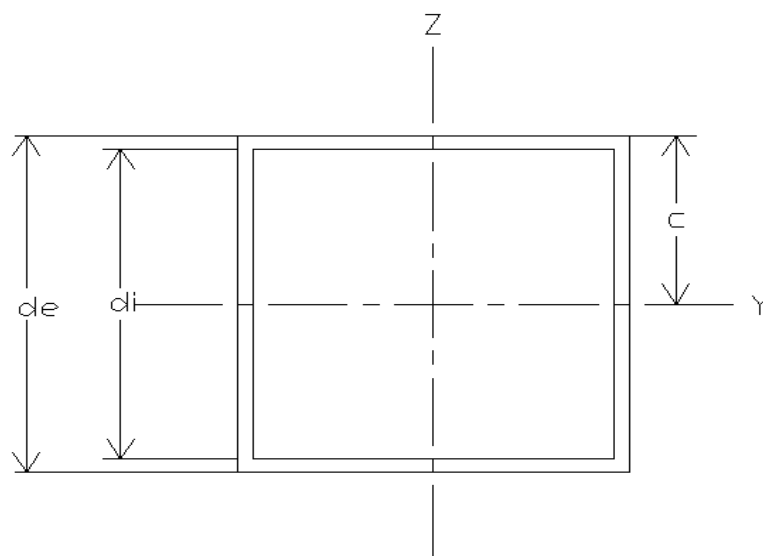


Figura 3.50. Sección de cuello de apoyo del cumbrero

Propiedades geométricas:

de =	0,0381	m
di =	0,0341	m
c =	0,0190	m
A =	0,000289	m ²
Av =	0,000152	m ²
I =	6,29E-08	m ⁴
S =	3,30E-06	m ³
r =	0,0148	m

Tabla 3.28. Propiedades de sección de cuello de apoyo del cumbrero

Estrella:

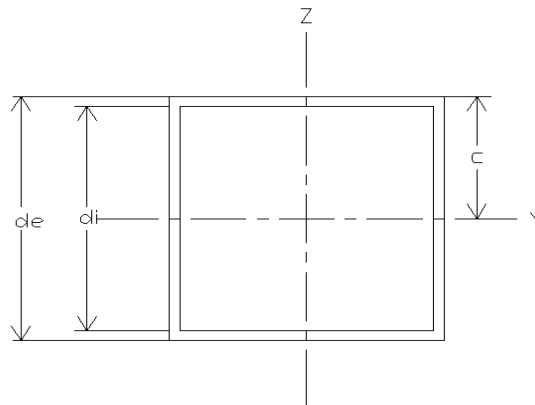


Figura 3.51. Sección de estrella de apoyo del cumbrero

Propiedades geométricas:

de =	0,0254	m
di =	0,0224	m
c =	0,0127	m
A =	0,000143	m ²
I =	1,371E-08	m ⁴
S =	1,079E-06	m ³
r =	0,00978	m

Tabla 3.29. Propiedades de sección de estrella de apoyo del cumbrero

Perfilería

- **Tubo cuello**

Tubo cuadrado de $1\frac{1}{2}$ " x 2mm

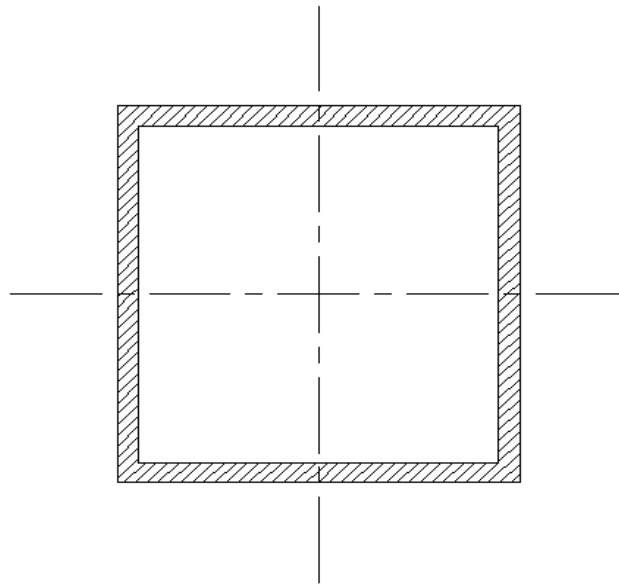


Figura 3.52. Tubo cuello de apoyo del cumbrero

- **Tubo estrella**

Tubo cuadrado de 1" x 1,5mm

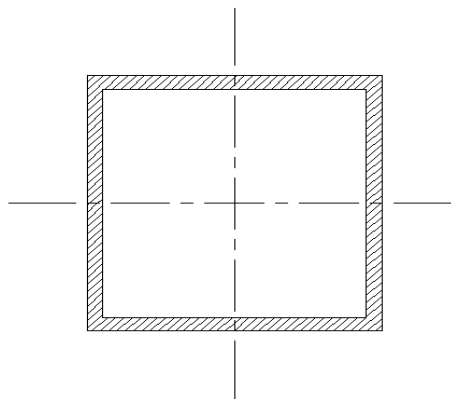


Figura 3.53. Tubo estrella de apoyo del cumbrero

Diseño del elemento crítico

El elemento crítico de los dos apoyos del sistema cumbrero fue el 1145 en el programa SAP 2000 y corresponde al AC2 – AC3. A continuación el diseño:

Esfuerzo permisible en flexión:

$$F_b = 0,66F_y$$

$$F_b = 23,76ksi$$

$$F_b = 16740033,48 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en cortante:

$$F_v = 0,40F_y$$

$$F_v = 14,40ksi$$

$$F_v = 10145474,84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en compresión:

$$F_a = 0,53F_y$$

$$F_a = 19,08ksi$$

$$F_a = 13442754,16 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cargas de diseño:

$$M_y = -11,88 \text{ Kgf}_m$$

$$V_z = -115,10 \text{ Kgf}$$

$$M_z = 0,30 \text{ Kgf}_m$$

$$V_y = -6,82 \text{ Kgf}$$

$$P = -414,94 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_{by} = \frac{M_y}{S}$$

$$f_{by} = 11009198,10 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vz} = \frac{V_z}{A_v}$$

$$f_{vz} = 1510485,56 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = 2893612,27 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_{by} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{vz} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK}$$

Flexión biaxial

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_b} + \frac{f_{bz}}{F_b} \leq 1$$

$$0,215 + 0,658 + 0,005 = 0,878$$

$$0,878 \leq 1$$

En conclusión, el elemento más crítico de los apoyos resistió las cargas aplicadas satisfactoriamente.

3.1.4.4. Uniones

Pernos de unión de columnas

Las columnas están formadas por módulos unidos a través de cuatro pernos cuyo diámetro y grado a continuación se diseña.

Se tomaron las cargas y momentos más altos a lo largo de la columna ya diseñada AB.

Cargas en la unión:

- $P = - 766,41 \text{ Kgf}$
- $M = 651,56 \text{ Kgf}_m$
- $V = -144,32 \text{ Kgf}$

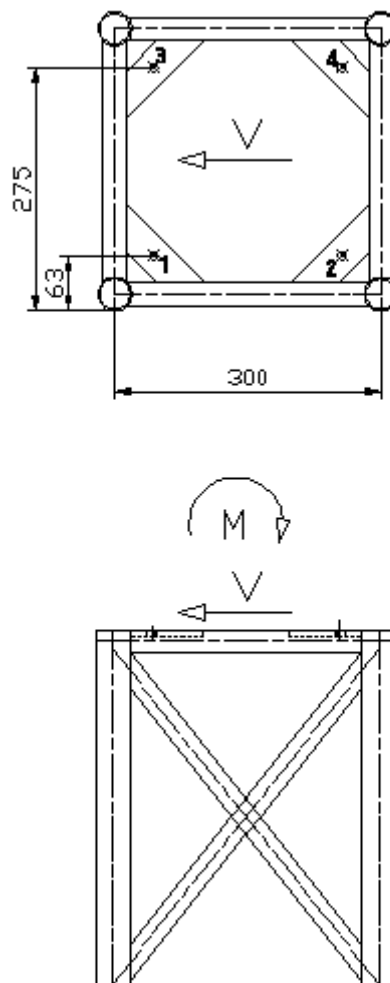


Figura 3.54. Cargas en unión emperrada crítica de columnas

Perno SAE grado 8:

$$\begin{aligned}F_y &= 130 && \text{ksi} \\F_u &= 150 && \text{ksi} \\S_y &= 91591092,27 && \text{Kgf/m}^2 \\S_u &= 105682029,5 && \text{Kgf/m}^2 \\S_{sy} &= 0,58 && S_y \\S_{sy} &= 53122833,52 && \text{Kgf/m}^2\end{aligned}$$

Diseño debido a la fuerza cortante V:

$$\begin{aligned}\#\text{pernos} &= 4 \\V &= 144,32 \text{ Kgf} \\FS &= 4\end{aligned}$$

$$\tau = \frac{V}{A} \quad 3.25.$$

$$\tau_{p \text{ lim}} = \frac{V_{\text{max}}}{10 * A_p} \quad 3.26.$$

$$A_p = \frac{V_{\text{max}}}{10 * \tau_{p \text{ lim}}}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} * \phi^2 \quad 3.27.$$

$$\tau_{p \text{ lim}} = \frac{S_{Sy}}{FS} \quad 3.28.$$

$$\frac{\pi}{4} * \phi^2 = \frac{V_{\text{max}}}{10 * \frac{S_{Sy}}{FS}}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{max}}}{10 * \frac{S_{Sy}}{FS} * \pi}}$$

$$\phi = 1,86 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{min}} = 3/41 \text{ plg}$$

Diseño debido al momento flector M:

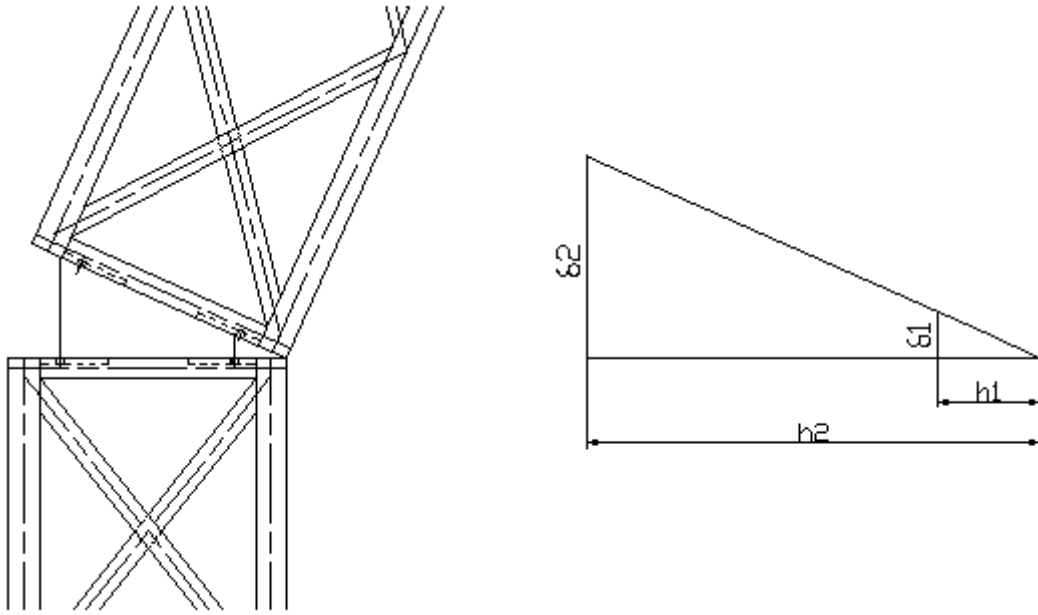


Figura 3.55. Desplazamientos debido al momento en unión de columnas

$$\begin{aligned}
 h1 &= 0,063 \text{ m} \\
 h2 &= 0,275 \text{ m} \\
 \#p \text{ fila } 1 &= 2 \\
 \#p \text{ fila } 2 &= 2 \\
 M &= 651,56 \text{ Kgf}_m \\
 FS &= 4
 \end{aligned}$$

$$F1 \rightarrow 1 - 2$$

$$F2 \rightarrow 3 - 4$$

$$(F1 * h1) * 2 + (F2 * h2) * 2 = M$$

$$F1 / h1 = F2 / h2$$

$$F1 = 257,86 \text{ Kgf}$$

$$F2 = 1125,58 \text{ Kgf (3,4 más críticos)}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \tag{3.29}$$

$$\sigma_{p \text{ lim}} = \frac{F_{\text{max}}}{A_p} \tag{3.30}$$

$$A_p = \frac{F_{\max}}{\sigma_{p \text{ lim}}}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} * \phi^2$$

$$\sigma_{p \text{ lim}} = \frac{S_y}{FS}$$

3.31.

$$\frac{\pi}{4} * \phi^2 = \frac{F_{\max}}{1 \frac{S_y}{FS}}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * F_{\max}}{\frac{S_y}{FS} * \pi}}$$

$$\phi = 7,91mm$$

$$\phi_{\min} = 19/61plg$$

Por lo tanto se seleccionan pernos de diámetro 3/8 plg el cual es 1,2 veces mayor que el diámetro mínimo por flexión.

Los pernos más críticos de las columnas, principales y del cumbrero, trabajan con un factor de seguridad de 4.

La longitud del perno la determinan las placas de unión y como el espesor a unir es de 12 mm (2 placas de 6 mm) el perno adecuado es el de longitud total 1-1/4 plg ó 31,75 mm y longitud no roscada de 1/4 plg ó 6,35mm. Se tuvo en cuenta dejar como mínimo dos hilos de rosca por debajo del tope o asiento de la tuerca. La rosca es de tipo UNC.

El perno seleccionado fue:

Perno SAE, grado 8, rosca UNC de 3/8" de diámetro por 1-1/4" de largo

3.1.5. CUBIERTA

3.1.5.1. Cargas

A continuación se presentan detalles de la torre cubierta cargada para una mejor apreciación de las cargas.

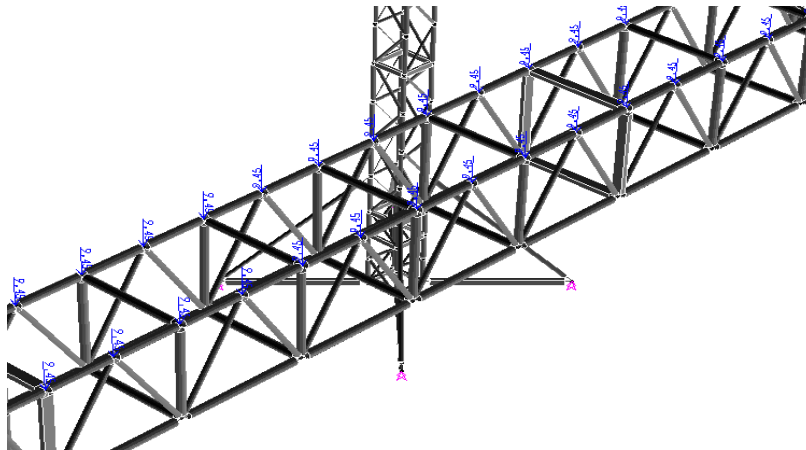


Figura 3.56. Detalle de viga principal de torre cubierta cargada

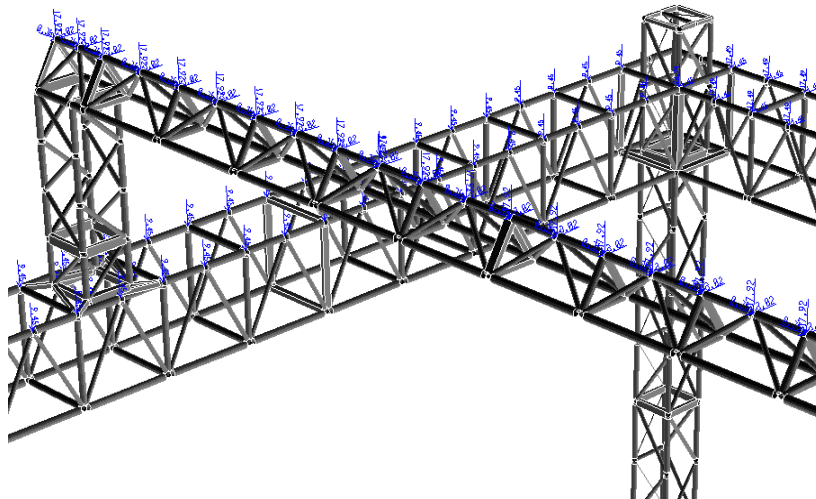


Figura 3.57. Detalle de viga cumbrero de torre cubierta cargada

En las figuras 3.59 y 60 se puede apreciar que en todas las vigas principales están aplicadas cargas verticales (-Z), que son las correspondientes a la carga viva de instalaciones y de personas de instalaciones. En el caso de las vigas BF y CG tienen a más de las cargas anteriores la carga de la carpa y de lluvia, también verticales. En este modelo no se considera la presión que ejerce el

aire en el área de sotavento, sino únicamente en la de barlovento, es por eso que solo la viga CG está cargada con carga de viento vertical (-Z), y horizontal (-X).

La viga cumbrero está cargada con la carga de la carpa, la carga de lluvia y de viento en la dirección -Z, la carga de viento en la dirección -X.

3.1.5.2. Vigas

3.1.5.2.1. Vigas principales

Nomenclatura

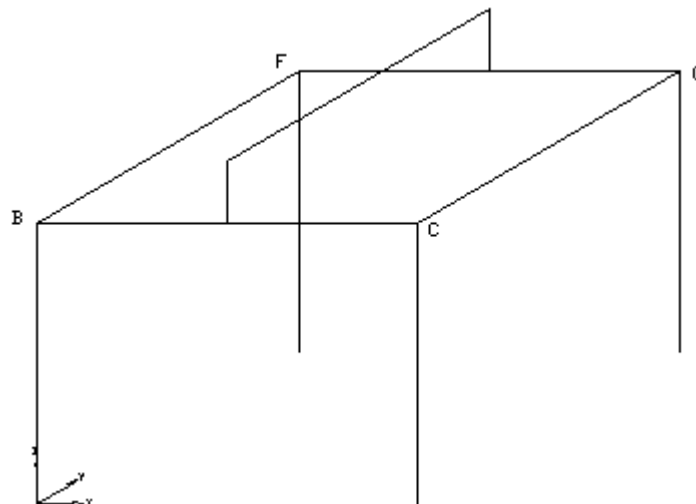


Figura 3.58. Nomenclatura de vigas principales

Longitud

ELEMENTO	LONGITUD (m)
VIGA PRINCIPAL BC	9,5
VIGA PRINCIPAL FG	9,5
VIGA PRINCIPAL BF	6,5
VIGA PRINCIPAL CG	6,5

Tabla 3.30. Longitud de vigas principales

Material

Acero ASTM A501 (AISC 1.4.1.1.)

Laminado en caliente

Acero para tubos estructurales equivalente al A36

Propiedades:

$F_y = 36$ ksi

$F_u = 58$ ksi

$E = 29000$ ksi

Ductilidad: 23 % de elongación en 2 pulg (Dúctil).

Sección

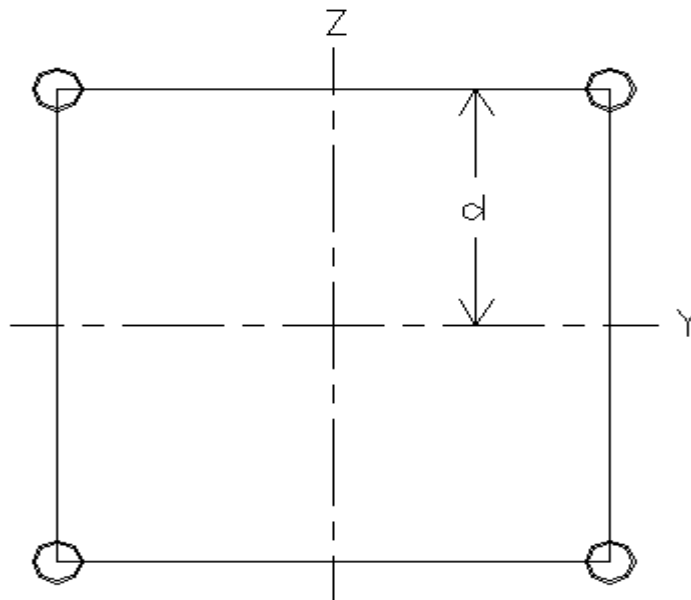


Figura 3.59. Sección de vigas principales

Propiedades geométricas:

d =	0,25000	m
A =	0,000907294	m ²
I _x =	5,68541E-05	m ⁴
I _z =	5,68541E-05	m ⁴
S _y =	0,000211314	m ³
S _z =	0,000211314	m ³

Tabla 3.31. Propiedades sección de vigas principales

Perfilería

- **Tubo larguero** (de la sección)

Tubo redondo de $1\frac{1}{2}'' \times 2mm$

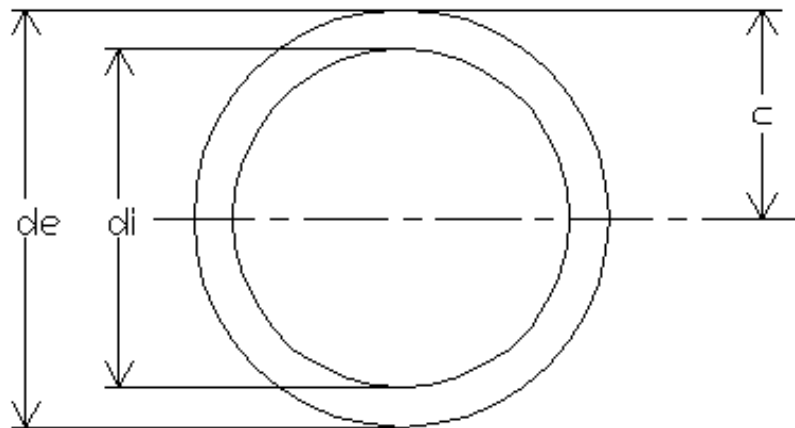


Figura 3.60. Tubo larguero de vigas principales

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0381	0,0341	0,0020	0,0191	0,000227	0,0000000371	0,00000195	0,0128
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.32. Propiedades del tubo larguero de vigas principales

de = diámetro exterior

di = diámetro interior

c = distancia desde del eje neutro al exterior

A = área

I = momento de inercia

S = módulo de sección

r = radio de giro

- **Tubo transversal**

Tubo redondo de acero estructural negro de $1\frac{1}{2}'' \times 1.5mm$

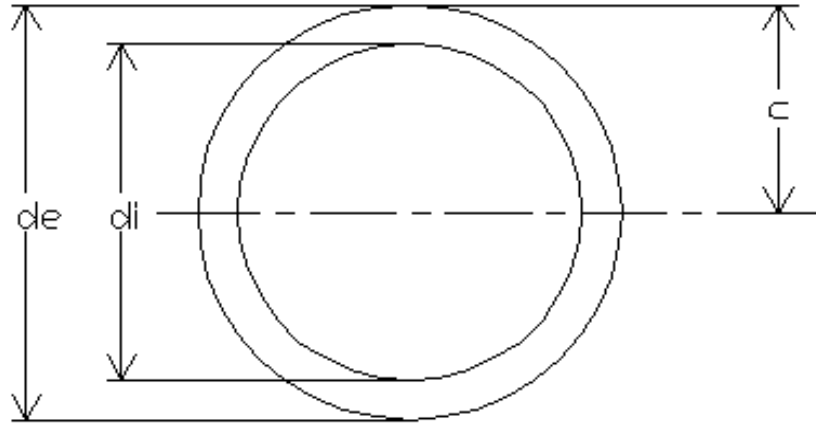


Figura 3.61. Tubo transversal de vigas principales

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0381	0,0351	0,0015	0,0191	0,000172	0,0000000289	0,00000152	0,0130
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.33. Propiedades del tubo transversal de vigas principales

- **Tubo de la celosía**

Tubo redondo de acero estructural negro de $1'' \times 1.5mm$

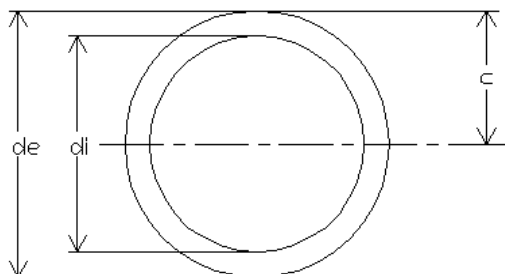


Figura 3.62. Tubo de la celosía de vigas principales

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,000000064	0,0085
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.34. Propiedades del tubo de la celosía de vigas principales

En resumen se tiene:

	de	di	e	c	A	I	S	r
Tubo longitudinal	0,0381	0,0341	0,0020	0,0191	0,000227	0,0000000371	0,00000195	0,0128
Tubo transversal	0,0381	0,0351	0,0015	0,0191	0,000172	0,0000000289	0,00000152	0,0130
Tubo de la celosía	0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,000000064	0,0085
	m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.35. Propiedades de tubos de vigas principales

SAP 2000

Una vez corrido el programa SAP 2000 con las cargas del cuadro 3.18. como lo indica la figura 3.33. se presentó la siguiente deformación.

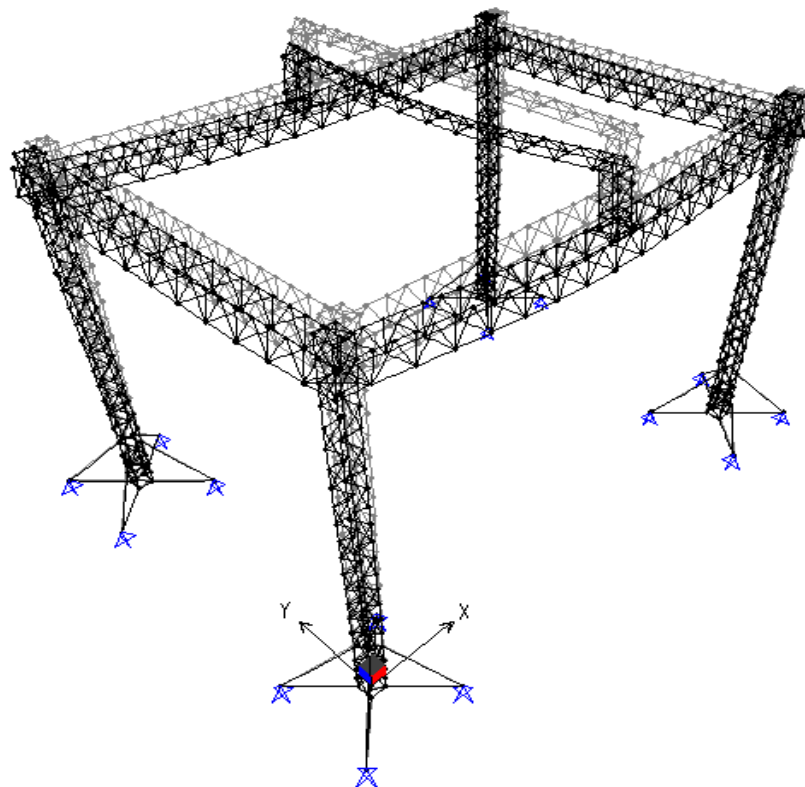


Figura 3.63. Torre cubierta y su deformada al aplicar las cargas

Diseño de la viga crítica BC por rigidez

La deformación en la viga BC fue:

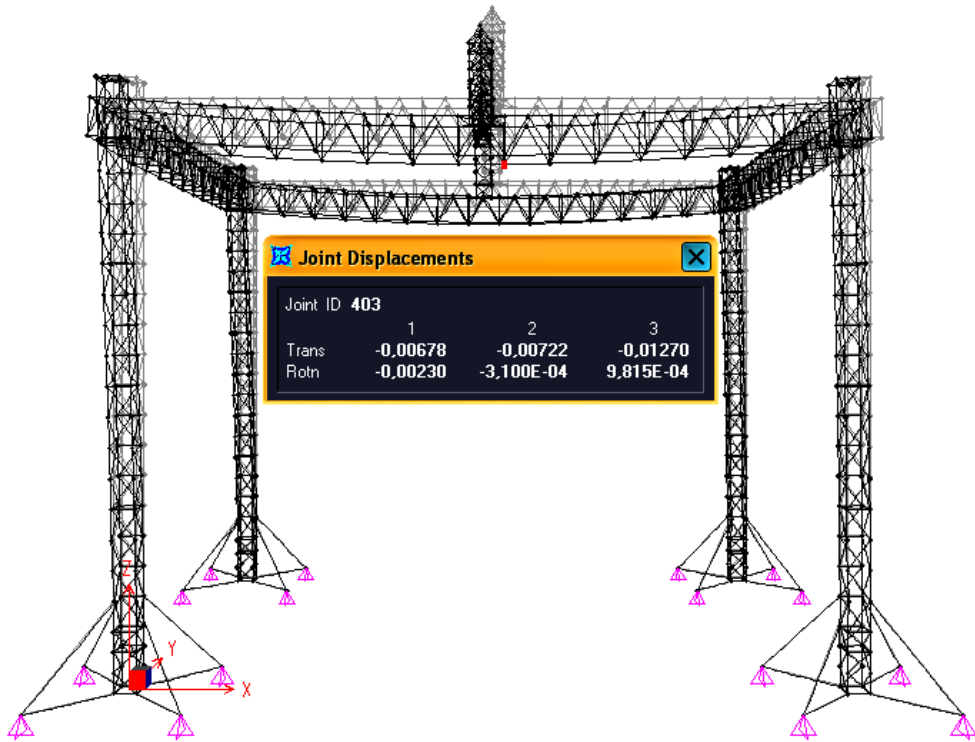


Figura 3.64. Desplazamiento máximo de vigas principales

El desplazamiento máximo fue en el nudo 403:

X	Y	Z
-0,00678 m	0,00722 m	-0,01270 m

Tabla 3.36. Desplazamiento máximo de vigas principales

La deflexión máxima permitida (referencia 1AISC Sec. 1.13.1)

$$\Delta_{z,\max} = \frac{l}{232} = \frac{9.5m}{232} = 0,0409m \quad 3.32.$$

Con una relación peralte / claro de $1000 / F_y$, recomendada para largueros de cubierta que estén trabajando a toda su capacidad y considerando: $f_b = F_b = 0,6F_y$.

$$0,0127 < 0,0409$$

Por lo tanto las vigas garantizaron rigidez.

Para mayor seguridad se comparó con la deflexión máxima por carga viva de $\frac{l}{360}$ del claro, para cielos rasos enyesados (referencia 2 AISC Sec. 1.13.1) que es 0,0264 y se obtuvo también un resultado favorable.

No fue necesario hacer el análisis de deflexión para las vigas BF y CG ya que están menos cargadas, tienen la misma sección y su longitud es menor.

Diseño de la viga crítica BC por resistencia

Para diseñar la viga por resistencia se consideró la torre cubierta como pórtico bajo cargas distribuidas retirando el sistema cumbre.

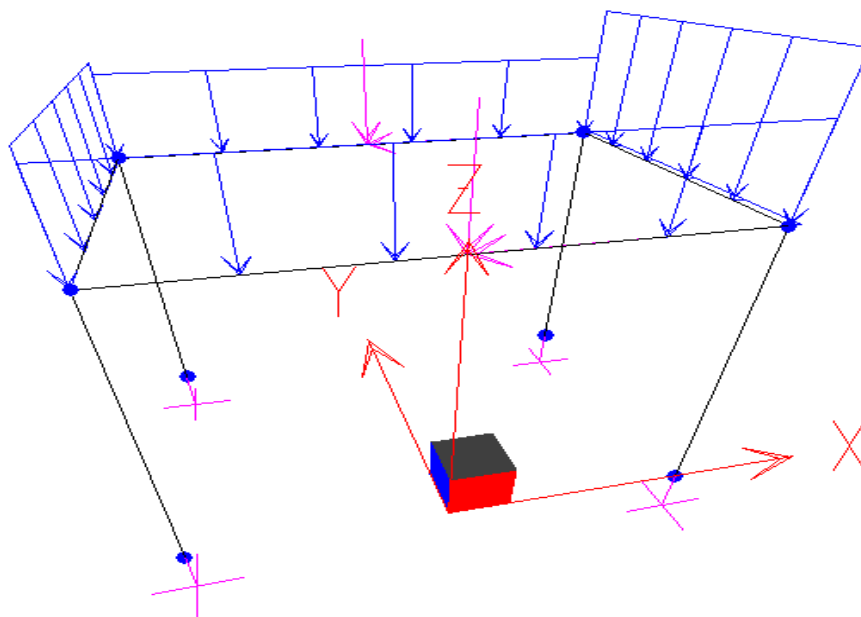


Figura 3.65. Pórtico Torre Cubierta

Miembro	viva Kgf/m	peso propio Kgf/m	puntual centro Kgf	Dirección	Sentido
Viga principal BC	49,869	16,959	220,461	z	negativo
Viga principal FG	49,869	16,959	220,461	z	negativo
Viga principal BF	58,028	16,945		z	negativo
Viga principal CG	86,934	16,945		z	negativo
Viga cumbrero JL	48,966	12,104		z	negativo
Viga principal CG	7,103			x	negativo
Viga cumbrero JL	7,103			x	negativo
Viga principal BC			23,220	x	negativo
Viga principal FG			23,220	x	negativo

Tabla 3.37. Cargas distribuidas del pórtico torre cubierta para el estado 3

A más de las fuerzas anteriores existe un momento que resultó de quitar el sistema cumbrero que estaba sometido a cargas en la dirección x debido al viento. La carga puntual desplazada ya se consideró en el cuadro anterior.

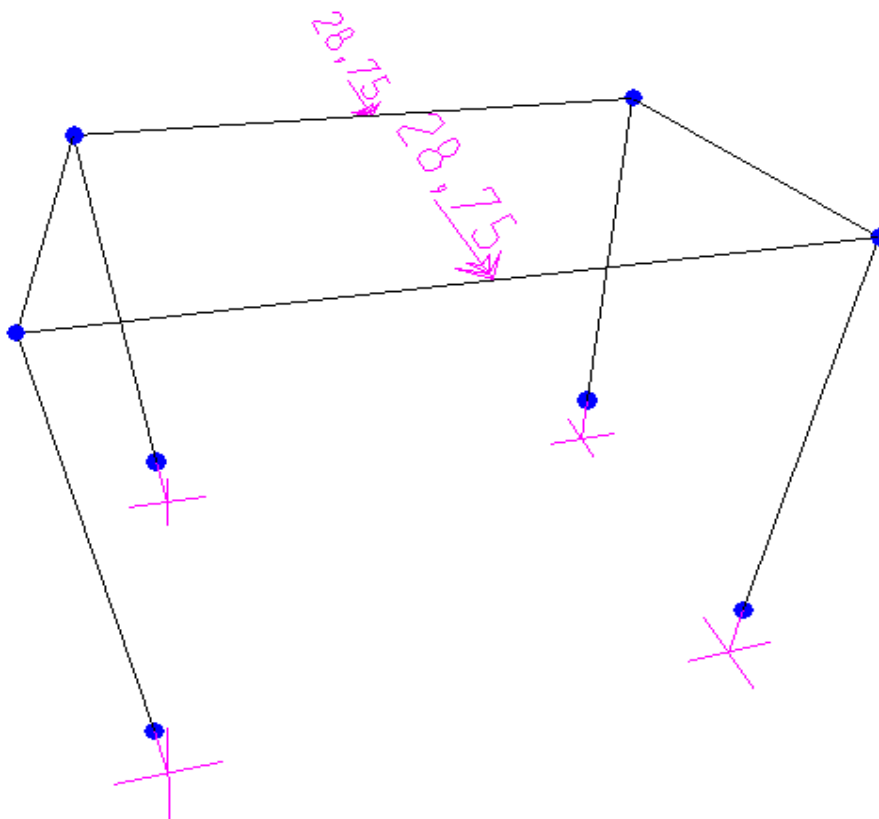


Figura 3.66. Momento en pórtico torre cubierta

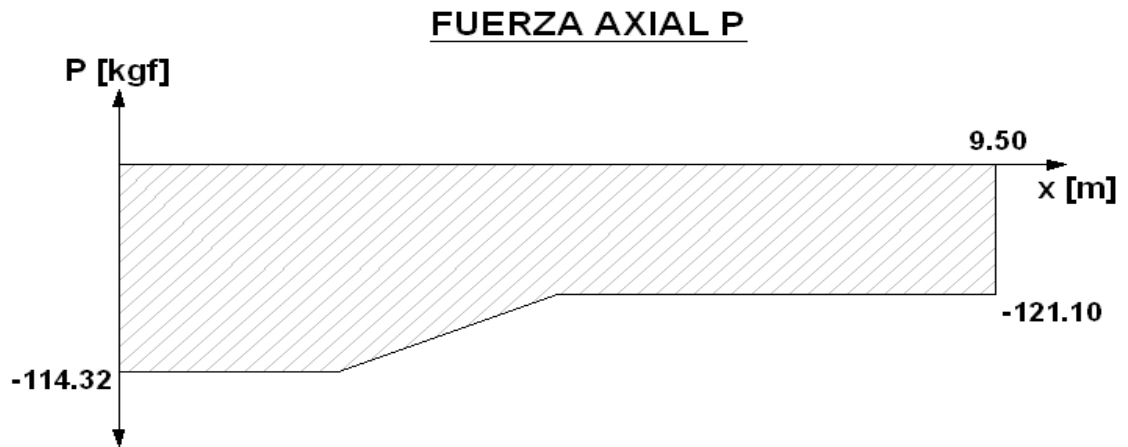


Figura 3.67. Diagrama de fuerza axial viga BC

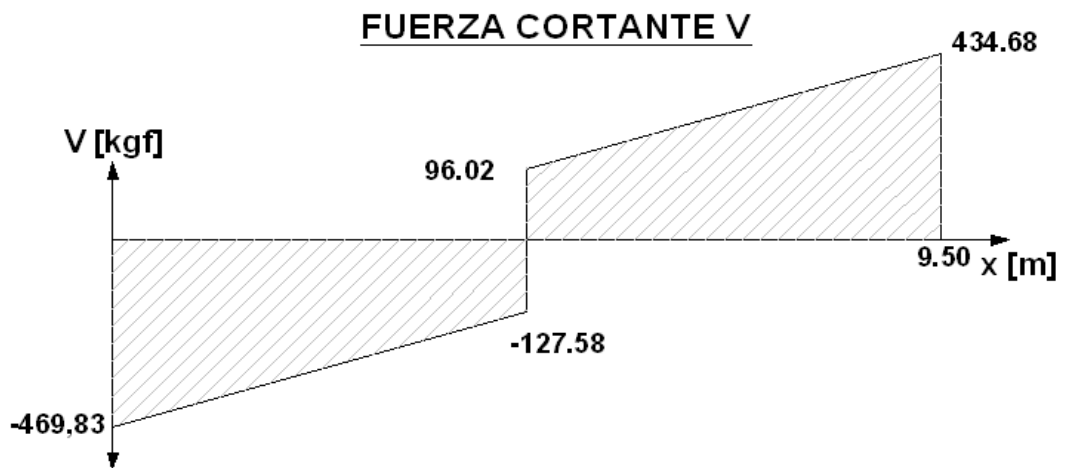


Figura 3.68. Diagrama de fuerza cortante viga BC

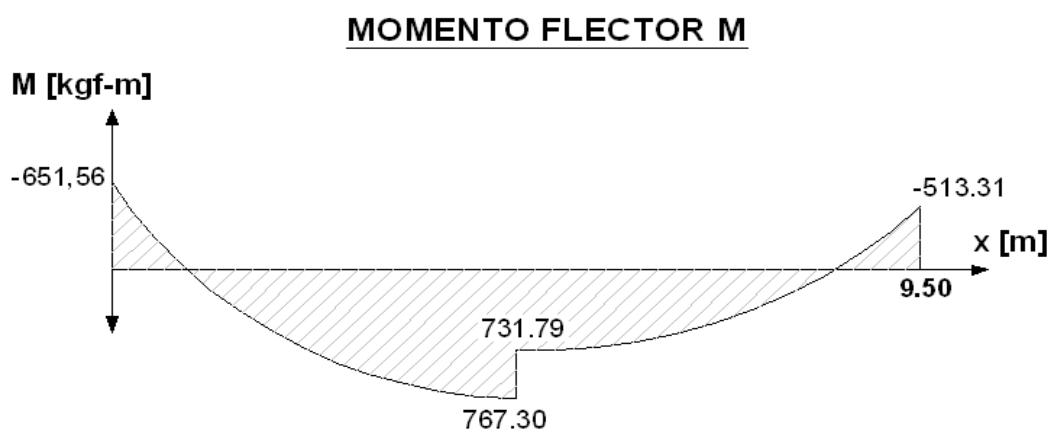


Figura 3.69. Diagrama de momento flector viga BC

Fatiga: (AISCs apéndice B tabla B1)

vida útil = 25 años

ciclos de carga por mes = 2 ciclos / mes

ciclos de carga = 600 ciclos

1200 < 20000

Por lo tanto no se diseña por fatiga.

Impacto: (AISCs 1.9.2.3)

No existen cargas de impacto por lo tanto no se incrementó ninguna carga

$d_e / e < 13000 / F_y$

19 < 361

OK

$d_e / e < 3300 / F_y$ (AISCs 1.5.1.4.1)

19 < 92

OK

Esfuerzo permisible en flexión:

$$F_b = 0,60F_y$$

$$F_b = 21,60ksi = 15218212,25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en cortante:

$$F_v = 0,40F_y$$

$$F_v = 14,40ksi = 10145474,84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en compresión:

$$F_a = \left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] \frac{F_y}{FS}$$

$$F_a = 0,56F_y$$

$$F_a = 20,30ksi = 14305411,18 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$K = 0.65$$

$$l = 9.5 \text{ m}$$

$$r = 0.25 \text{ m}$$

$$C_c = 126,09$$

$$FS = 1,74$$

Cargas de diseño:

$$M_y = 767,30 \text{ Kgf}_\cdot\text{m}$$

$$V_z = 469,83 \text{ Kgf}$$

$$M_z = 11,82 \text{ Kgf}_\cdot\text{m}$$

$$V_y = 1,59 \text{ Kgf}$$

$$P = -114,32 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y}$$

$$f_{by} = 3631082,81 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{bz} = \frac{M_z}{S_z}$$

$$f_{bz} = 55935,62 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vz} = \frac{V * Q}{I * b} = \frac{469,83 * 0,0001135 \text{ kgf}}{0,00005685 * 0,008 \text{ m}^2}$$

3.33.

$$f_{vz} = 117151,22 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vy} = \frac{V * Q}{I * b}$$

$$f_{vy} = 396,46 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = 126001,04 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_{by} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{vz} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_{bz} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{vy} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK}$$

Flexión biaxial

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_b} + \frac{f_{bz}}{F_b} \leq 1$$

$$0,0088 + 0,2390 + 0,0037 = 0,2511$$

$$0,2511 \leq 1$$

En conclusión, la viga más crítica cumplió con el requerimiento de la norma.

El elemento más crítico se obtuvo luego de mandar al SAP a chequear el diseño a través del ratio “demanda / capacidad” considerando carga axial P y el momento flector M.

La siguiente ecuación corresponde a este ratio:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \leq 1,0 \quad (\text{AISC 1.6-2})$$

El elemento fue el 1049 y el ratio tuvo un valor de 0.667

El SAP 2000 diseña con el AISC. A continuación se diseña utilizando el manual.

Diseño del elemento crítico por rigidez

Al elemento crítico de vigas principales se lo diseñó como columna bajo carga axial, debido a que los valores de momentos son despreciables.

Condición para utilizar el esfuerzo total admisible:

$$de/e < 3300/F_y \quad (\text{AISC 1.9.2.3})$$

Donde “de” es el diámetro exterior del tubo y “d” es el espesor de la pared.

$$de/e = 0,0381\text{m}/0,002\text{m} = 19,05$$

$$3300/F_y = 3300/36 = 91,667$$

$$19,05 < 91,667 \quad \text{OK}$$

Relación máxima de esbeltez:

$$\frac{Kl}{r} \leq 200$$

K para este caso es 1, ya que los apoyos del elemento son teóricamente articulaciones a cada lado.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \times 0,3m}{0,013m} = 23,47$$

23,47 ≤ 200 OK.

Condición para acceder a fórmula de esfuerzo permisible a compresión:

$$\frac{Kl}{r} < C_c$$

en donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 29000}{36}} = 126,09$$

23,47 < 126,09 OK.

Factor de seguridad por rigidez:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8C_c^3} = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 23,47}{8 \times 126,09} - \frac{23,47^3}{8 \times 126,09^3} = 1,74$$

Diseño del elemento crítico por resistencia

Esfuerzo permisible a compresión:

$$F_a = \left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] \frac{F_y}{FS}$$

$$F_a = \left[1 - \frac{23,47^2}{2 \times 126,09^2} \right] \frac{36}{1,74}$$

$$F_a = 20,38ksi$$

$$F_a = 14360241,33 \frac{kg}{m^2}$$

Carga de diseño P:

$$P = -1640,46 \text{ Kgf}$$

Esfuerzo real f_a :

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = \frac{1640,46}{2,27E^{-4}}$$

$$f_a = 7232327,58 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_a \leq F_a$$

$$7'232.328 \leq 14'360.241$$

$$FS = 2,00$$

El elemento más crítico de las vigas principales no falla por resistencia.

3.1.5.2.2. Viga cumbrero

Nomenclatura

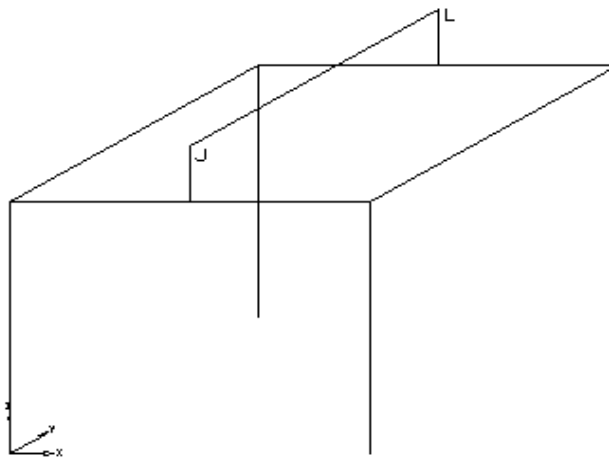


Figura 3.70. Nomenclatura de viga cumbrero

Longitud

ELEMENTO	LONGITUD (m)
VIGA CUMBRERO JL	6,5

Tabla 3.38. Longitud de viga cumbrero

Material

Acero ASTM A501 (AISC 1.4.1.1.)

Formado en Caliente

Acero para tubos estructurales equivalente al A36

Propiedades:

$F_y = 36$ ksi

$F_u = 58$ ksi

$E = 29000$ ksi

Ductilidad: 23 % de elongación en 2 pulg (Dúctil)

Sección

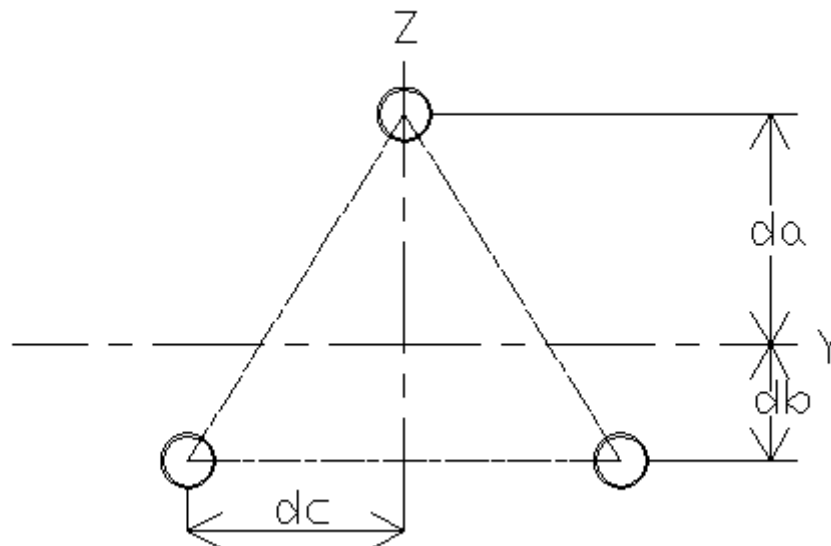


Figura 3.71. Sección de viga cumbrero

Propiedades geométricas:

da =	0,13333	m
db =	0,06667	m
dc =	0,15000	m
A =	0,000680471	m ²
I _y =	6,15982E-06	m ⁴
I _z =	1,02812E-05	m ⁴
S _y =	4,04232E-05	m ³
S _z =	6,08174E-05	m ³
r =	0,095143524	m

Tabla 3.39. Propiedades sección de viga cuembrero

Perfilería

- **Tubo larguero** (de la sección)

Tubo redondo de $1\frac{1}{2}'' \times 2mm$

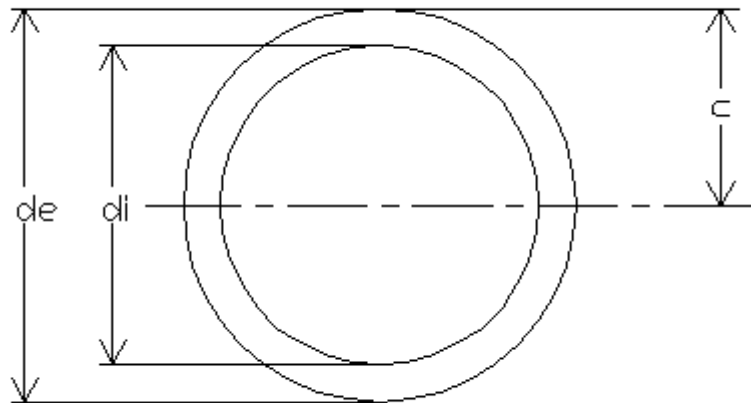


Figura 3.72. Tubo larguero de viga cuembrero

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0381	0,0341	0,0020	0,0191	0,000227	0,0000000371	0,00000195	0,0128
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.40. Propiedades del tubo larguero de viga cuembrero

d_e = diámetro exterior
 d_i = diámetro interior
 c = distancia desde el eje neutro al exterior
 A = área
 I = momento de Inercia
 S = módulo de sección
 r = radio de giro

- **Tubo transversal**

Tubo redondo de acero estructural negro de $1\frac{1}{2}'' \times 1.5mm$

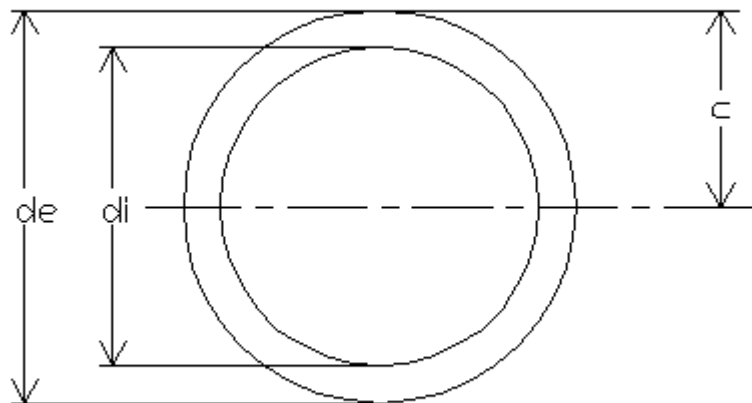


Figura 3.73. Tubo transversal de viga cumbreiro

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0381	0,0351	0,0015	0,0191	0,000172	0,0000000289	0,00000152	0,0130
m	m	m	m	m²	m⁴	m³	m

Tabla 3.41. Propiedades del tubo transversal de viga cumbreiro

- **Tubo de la celosía**

Tubo redondo de acero estructural negro de $1'' \times 1.5mm$

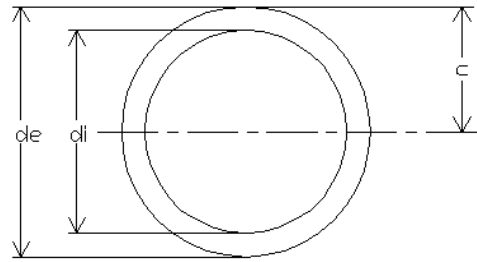


Figura 3.74. Tubo de la celosía de viga cumbbrero

de	di	e	c	A	I	S	r
0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,00000064	0,0085
m	m	m	m	m ²	m ⁴	m ³	m

Tabla 3.42. Propiedades del tubo de la celosía de viga cumbbrero

En resumen tenemos:

	de	di	e	c	A	I	S	r
Tubo longitudinal	0,0381	0,0341	0,0020	0,0191	0,000227	0,0000000371	0,00000195	0,0128
Tubo transversal	0,0381	0,0351	0,0015	0,0191	0,000172	0,0000000289	0,00000152	0,0130
Tubo de la celosía	0,0254	0,0224	0,0015	0,0127	0,000113	0,0000000081	0,00000064	0,0085
	m	m	m	m	m ²	m ⁴	m ³	m

Tabla 3.43. Propiedades de tubos de viga cumbbrero

Diseño de la viga JL por rigidez

Nudo más desplazado

La deformación en la viga JL fue:

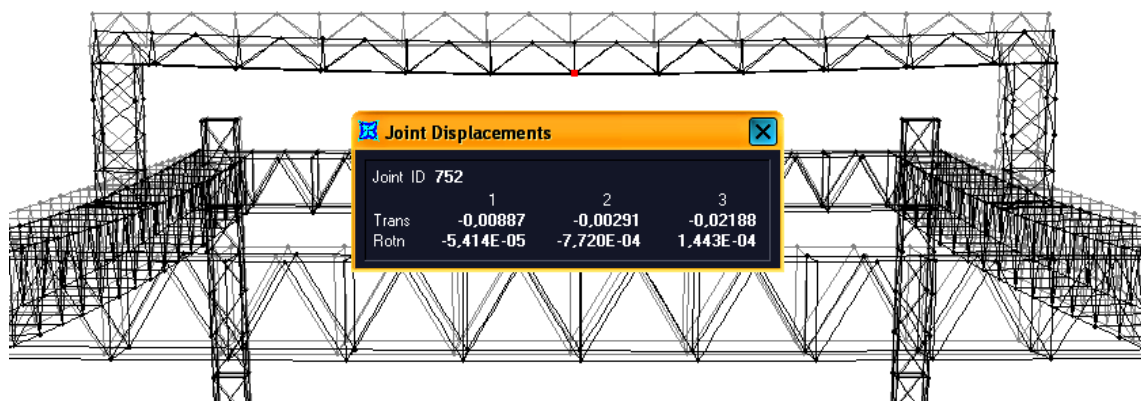


Figura 3.75. Desplazamiento máximo de viga cumbbrero

El desplazamiento máximo fue en el nudo 752:

X	Y	Z
-0,00887 m	-0,00291 m	-0,02188 m

Tabla 3.44. Desplazamiento máximo de viga cumbrero

La deflexión máxima permitida (referencia 1 AISC Sec. 1.13.1)

$$\Delta_{z_{\max}} = \frac{l}{232} = \frac{6.5m}{232} = 0,02801m$$

Con una relación peralte / claro de 1000 / F_y , recomendada para largueros de cubierta que estén trabajando a toda su capacidad y considerando:

$$f_b = F_b = 0,6F_y .$$

$$0,02188 < 0,02801$$

Por lo tanto la viga garantizó rigidez.

Diseño de la viga JL por resistencia

Para diseñar la viga cumbrero por resistencia se consideró el sistema cumbrero independientemente bajo las cargas que indica el cuadro 3.41.

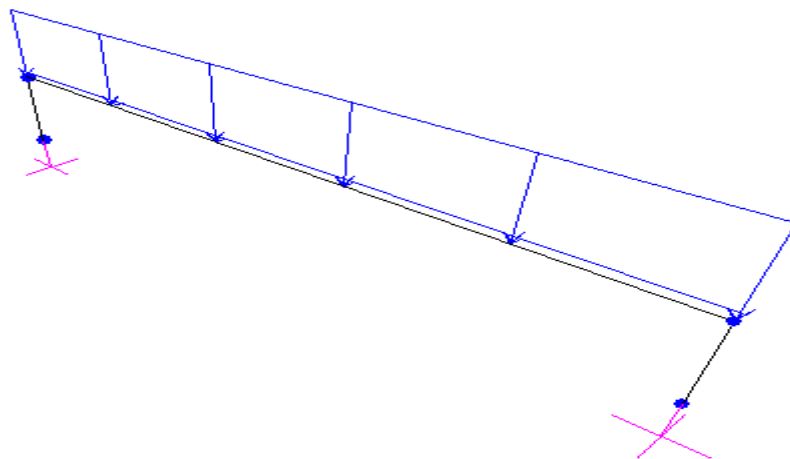


Figura 3.76. Pórtico conjunto cumbrero

Fatiga: (AISCs apéndice B tabla B1)

vida útil = 25 años

ciclos de carga por mes = 2 ciclos / mes

ciclos de carga = 600 ciclos

1200 < 20000

Por lo tanto no se diseña por fatiga.

Impacto:

No existen cargas de impacto por lo tanto no se incrementó ninguna carga

$d_e / e < 13000 / F_y$ (AISCs 1.9.2.3)

19 < 361

OK

$d_e / e < 3300 / F_y$ (AISCs 1.5.1.4.1)

19 < 92

OK

Esfuerzo permisible en flexión:

$$F_b = 0,60F_y$$

$$F_b = 21,60ksi = 15218212,25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en cortante:

$$F_v = 0,40F_y$$

$$F_v = 14,40ksi = 10145474,84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible en compresión:

$$F_a = \left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] \frac{F_y}{FS}$$

$$F_a = 0,56F_y$$

$$F_a = 18,83ksi = 13266840,76 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$K = 0.65$$

$$l = 6.5 \text{ m}$$

$$r = 0.10 \text{ m}$$

$$C_c = 126,10$$

$$FS = 1,79$$

Cargas de diseño:

$$M_x = 215,91 \text{ Kgf}_\cdot\text{m}$$

$$V_z = 214,67 \text{ Kgf}$$

$$M_z = 20,24$$

$$V_x = 22,75$$

$$P = - 323,53 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_{bx} = 5341244,04 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{bz} = \frac{M_z}{S_z}$$

$$f_{bz} = 29744,12 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vz} = \frac{V * Q}{I * b}$$

$$f_{vz} = 263493,79 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{vx} = \frac{V * Q}{I * b}$$

$$f_{vx} = 18821,65 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = 475450,40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_{bx} \leq F_{bx} \quad \text{OK}$$

$$f_{vz} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_{bz} \leq F_{bz} \quad \text{OK}$$

$$f_{vx} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK}$$

Flexión biaxial

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \leq 1$$

$$0,0358 + 0,3510 + 0,0020 = 0,3888$$

$$0,3888 \leq 1$$

En conclusión, la viga cumbrero del sistema no falló por resistencia.

Diseño del elemento crítico por rigidez

El elemento fue el 1811 y el radio tuvo un valor de 0,47

Al elemento crítico de la viga cumbrero se lo diseñó como columna bajo carga axial, debido a que los valores de momentos son despreciables.

Condición para utilizar el esfuerzo total admisible:

$$d/e < 3300/F_y \text{ (AISC 1.9.2.3)}$$

Donde “d” es el diámetro exterior del tubo y “e” es el espesor de la pared.

$$d/e = 0,0381\text{m}/0,002\text{m} = 19,05$$

$$3300/F_y = 3300/36 = 91,667$$

$$19,05 < 91,667 \text{ es verdadero.}$$

Relación máxima de esbeltez:

$$\frac{Kl}{r} \leq 200$$

K para este caso es 1, ya que los apoyos del elemento son teóricamente articulaciones a cada lado.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \times 0,3\text{m}}{0,013\text{m}} = 23,47$$

$$23,47 \leq 200 \text{ OK.}$$

Condición para acceder a fórmula de esfuerzo permisible a compresión:

$$\frac{Kl}{r} < C_c$$

en donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 29000}{36}} = 126,09$$

$$23,47 < 126,09 \text{ OK.}$$

Factor de seguridad por rigidez:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8C_c^3} = 1,74$$

Diseño del elemento crítico por resistencia

Esfuerzo permisible a compresión:

$$F_a = \left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] \frac{F_y}{FS}$$

$$F_a = 20,38ksi$$

$$F_a = 14360241,33 \frac{kg}{m^2}$$

Carga de diseño:

$$P = -1290,89 \text{ Kgf}$$

Esfuerzo real:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = \frac{1290,89}{2,27E^{-4}}$$

$$f_a = 5691164,66 \frac{kgf}{m^2}$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_a \leq F_a$$

$$5691164,66 \leq 14360241,33$$

$$FS = 2,52$$

El elemento más crítico de la viga cumbbrero no falló por resistencia.

3.1.5.3. Datos

Los datos son los elementos que unen una viga principal a otra, es decir son las esquinas del sistema estructural.

Realizando el análisis en el modelo torre cubierta en el programa de diseño estructural, resultó el elemento crítico de los datos.

Este elemento es el 1122 y su sección corresponde a la de un tubo rectangular de 50 mm x 25 mm x 1,5.

Sección

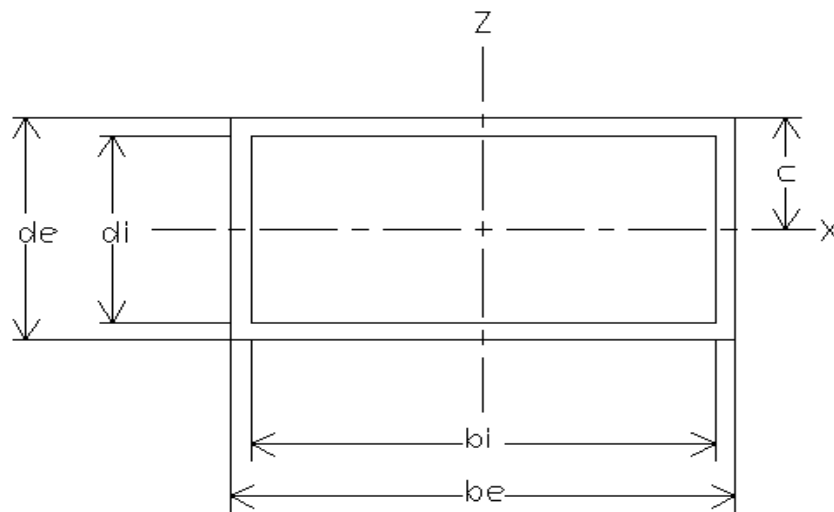


Figura 3.77. Sección de tubo crítico de datos

Propiedades geométricas:

be =	0,0508	m
bi =	0,0478	m
de =	0,0254	m
di =	0,0224	m
cx =	0,0127	m
cz =	0,0254	m
A =	0,0002196	m ²
Ix =	2,46E-08	m ⁴
Iz =	7,36E-08	m ⁴
Sx =	1,94E-06	m ³
Sz =	2,90E-06	m ³
rx =	0,0106	m
rz =	0,0183	m
Avz =	0,0000762	m ²
Avx =	0,0001542	m ²

Tabla 3.45. Propiedades de sección de tubo crítico de dados

Diseño del elemento crítico

Esfuerzos permisibles:

$$F_b = 0,66 F_y$$

$$F_b = 23,76 \text{ ksi}$$

$$F_b = 16740033,48 \text{ Kgf/m}^2$$

$$F_v = 0,40 F_y$$

$$F_v = 14,40 \text{ ksi}$$

$$F_v = 10145474,84 \text{ Kgf/m}^2$$

$$F_a = 0,53 F_y$$

$$F_a = 19,08 \text{ ksi}$$

$$F_a = 13442754,16 \text{ Kgf/m}^2$$

Cargas de diseño:

$$P = 86,867 \text{ Kgf}$$

$$M_x = -28,507 \text{ Kgf}_m$$

$$Mz = -5,408 \text{ Kgf}_m$$

$$Vz = -105,669 \text{ Kgf}$$

$$Vx = -19,082 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_a = 395569,22 \text{ Kgf/m}^2$$

$$f_{bx} = 14716112,00 \text{ Kgf/m}^2$$

$$f_{bz} = 1865867,16 \text{ Kgf/m}^2$$

$$f_{vz} = 1386732,28 \text{ Kgf/m}^2$$

$$f_{vx} = 123748,38 \text{ Kgf/m}^2$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK}$$

$$f_{bx} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{bz} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{vz} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_{vx} \leq F_v \quad \text{OK}$$

Flexión biaxial

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{bz}}{F_b} \leq 1$$

$$0,029 + 0,879 + 0,111 = 1,019$$

$$1,019 \geq 1$$

Se concluyó por lo tanto que el elemento más crítico de los dados trabaja al límite, pero no falla.

3.1.5.4. Apoyos para cubierta

Los apoyos para la cubierta son los mismos tecles, se recomienda una vez elevada la cubierta recoger la cadena de maniobra y de trabajo y dejar que el mismo teclé sirva de conexión entre la cubierta y las columnas, sin embargo para mayor seguridad se recomienda atravesar en la celosía de las columnas barras de acero de 1" de diámetro (por estética).

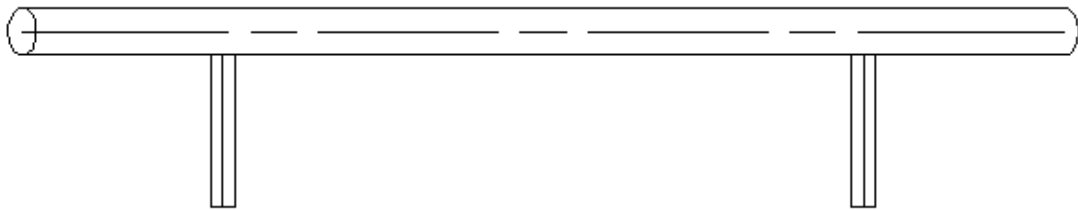


Figura 3.78. Apoyo para cubierta

La forma de colocación es diagonal a las secciones de columna y viga, utilizando los elementos de la celosía de las columnas para apoyar en sentido vertical, y para los otros dos sentidos se utilizan las pequeñas barras de 1/2" de diámetro (por geometría), las mismas se traban con los largueros de las columnas.

Sección:

Barra de 1" de diámetro

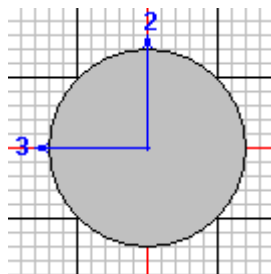


Figura 3.79. Sección de apoyo para cubierta

Propiedades geométricas:

A =	0,000507	m ²
I3 =	2,04E-08	m ⁴
I2 =	2,04E-08	m ⁴
S3 =	1,61E-06	m ³
S2 =	1,61E-06	m ³
r3 =	0,006	m
r2 =	0,006	m
Av2 =	0,000456	m ²
Av3 =	0,000456	m ²

Tabla 3.46. Propiedades de sección de apoyo para cubierta

Diseño de la barra crítica de apoyos para cubierta

Esfuerzos permisibles:

$$F_b = 0,66 F_y$$

$$F_b = 23,76 \text{ ksi}$$

$$F_b = 16740033,48 \text{ Kgf/m}^2$$

$$F_v = 0,40 F_y$$

$$F_v = 14,40 \text{ ksi}$$

$$F_v = 10145474,84 \text{ Kgf/m}^2$$

$$F_a = 0,53 F_y$$

$$F_a = 19,08 \text{ ksi}$$

$$F_a = 13442754,16 \text{ Kgf/m}^2$$

Cargas de diseño:

$$P = -9,727 \text{ Kgf}$$

$$M_{33} = -58,313 \text{ Kgf}_m$$

$$M_{22} = 0,917 \text{ Kgf}_m$$

$$V_2 = -723,035 \text{ Kgf}$$

$$V_3 = 18,950 \text{ Kgf}$$

Esfuerzos reales:

$$f_a = 19195,82 \text{ Kgf/m}^2$$

$$f_{b3} = 36246087,00 \text{ Kgf/m}^2$$

$$f_{b2} = 570058,99 \text{ Kgf/m}^2$$

$$f_{v2} = 1585475,48 \text{ Kgf/m}^2$$

$$f_{v3} = 41554,40 \text{ Kgf/m}^2$$

Comparación de esfuerzos:

$$f_a \leq F_a \quad \text{OK}$$

$$f_{b3} \leq F_b \quad \text{NO}$$

$$f_{b2} \leq F_b \quad \text{OK}$$

$$f_{v2} \leq F_v \quad \text{OK}$$

$$f_{v3} \leq F_v \quad \text{OK}$$

Flexión biaxial

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b3}}{F_b} + \frac{f_{b2}}{F_b} \leq 1$$

$$0,001 + 1,909 + 0,030 = 1,911$$

$$1,911 \geq 1$$

Se concluye por lo tanto que el elemento más crítico de los apoyos para cubierta fallaron con el elemento y material escogidos.

Las alternativas de solución son: aumentar el área de sección o cambiar de material y mantener la misma sección.

Con el acero AISI 1045 se tiene:

Propiedades mecánicas:

Resistencia a la tracción: 65 Kgf/mm²

Esfuerzo de cedencia: 32 Kgf/mm²

Elongación, A5: min 10%

Reducción de área: 40%

Dureza: 220-235

Resistencia del acero AISI 1045:

Sy = 45,42 ksi

Sy = 32 000 000 Kgf/m²

Su = 92,26 ksi

Su = 65 000 000 Kgf/m²

Syc = 45,42 ksi

Syc = 32 000 000 Kgf/m²

Suc = 92,26 ksi

Suc = 65 000 000 Kgf/m²

Sbt = 45,42 ksi

Sbt = 32 000 000 Kgf/m²

Sbc = 45,42 ksi

Sbc = 32 000 000 Kgf/m²

Ssy = 26,34 ksi

Ssy = 18 656 000 Kgf/m²

Ssu = 75,65 ksi

Ssu = 53 300 000 Kgf/m²

Factor de seguridad:

FS = 2

Comparación de esfuerzos:

$$f_a \leq \frac{S_{yc}}{FS} \quad \text{OK} \quad 3.34.$$

$$f_{b3} \leq \frac{S_{bt}}{FS} \quad \text{NO (2,27)} \quad 3.35.$$

$$fb2 \leq \frac{Sbt}{FS} \quad \text{OK} \quad 3.36.$$

$$fv2 \leq \frac{Ssy}{FS} \quad \text{OK} \quad 3.37.$$

$$fv3 \leq \frac{Ssy}{FS} \quad \text{OK} \quad 3.38.$$

Nuevamente no resistió el elemento apoyo de cubierta con el material seleccionado, por lo tanto se recurrió a la alternativa térmica de templado y revenido a 600 °F.

Resistencia del acero AISI 1045 templado y revenido a 600°F:

$$Sy = 220 \text{ ksi}$$

$$Sy = 155\,000\,000 \text{ Kgf/m}^2$$

$$Su = 230 \text{ ksi}$$

$$Su = 162\,000\,000 \text{ Kgf/m}^2$$

$$Syc = 220 \text{ ksi}$$

$$Suc = 230 \text{ ksi}$$

$$Sbt = 220 \text{ ksi}$$

$$Sbc = 220 \text{ ksi}$$

$$Ssy = 127,60 \text{ ksi}$$

$$Ssy = 89\,900\,000 \text{ Kgf/m}^2$$

$$Ssu = 188,60 \text{ ksi}$$

$$Ssu = 133\,000\,000 \text{ Kgf/m}^2$$

Factor de seguridad:

$$FS = 2$$

Comparación de esfuerzos:

$$fa \leq \frac{Syc}{FS} \quad \text{OK (0,0002)}$$

$$fb3 \leq \frac{Sbt}{FS} \quad \text{OK (0,468)}$$

$$fb2 \leq \frac{Sbt}{FS} \quad \text{OK (0,007)}$$

$$fv2 \leq \frac{Ssy}{FS} \quad \text{OK}$$

$$fv3 \leq \frac{Ssy}{FS} \quad \text{OK}$$

Flexión biaxial

$$r (P,M33,M22) = 0,0002 + 0,468 + 0,007 = 0,475$$

Por lo tanto con el acero AISI 1045 templado y revenido a 600°F, los apoyos para cubierta resistieron satisfactoriamente la carga.

Un tipo de acero que viene de fábrica templado y revenido es el AISI 4140, que es un acero bonificado para maquinaria. Pero éste tiene un esfuerzo de cedencia de $F_y = 70 \text{ Kg/mm}^2$ que equivale a la mitad de la resistencia del acero AISI 1045 templado y revenido a 600°F. Realizando un análisis de diseño y con un factor de seguridad $FS = 2$ resultó que el radio demanda capacidad P y M es $r = 1.04$. Por lo tanto se decidió seleccionar el acero bonificado AISI 4140 para construir los apoyos para la cubierta.

3.1.5.5. Soportes para iluminación

Los soportes para iluminación se los consideró en las cargas y es asunto de las empresas que prestan el servicio de iluminación. Solamente se les debe condicionar como máximo un tubo estructural redondo de 2 pulgadas de diámetro y 2 milímetros de espesor y la longitud dependerá de la cantidad de instalaciones. La cubierta está diseñada para que se la sature de instalaciones. Ver anexo A, carga de instalaciones.

El material del tubo que suspende las instalaciones es acero estructural A36 y puede ser negro o galvanizado.

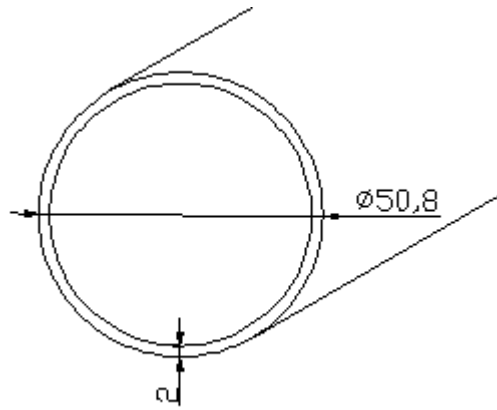


Figura 3.80. Soporte para iluminación

3.1.5.6. Uniones

La unión más crítica de las vigas se localizó entre la unión del extremo izquierdo de la viga BC y el dado de esa esquina, de acuerdo al diagrama de fuerza cortante y momento flector del diseño de la viga BC. A continuación se diseñan los pernos para ésta junta.

Cargas en la unión:

- $P = - 136.06 \text{ Kgf}$
- $M = 651,56 \text{ Kgf}_m$
- $V = 469,83 \text{ Kgf}$

La fuerza axial la soportan los miembros de la viga.

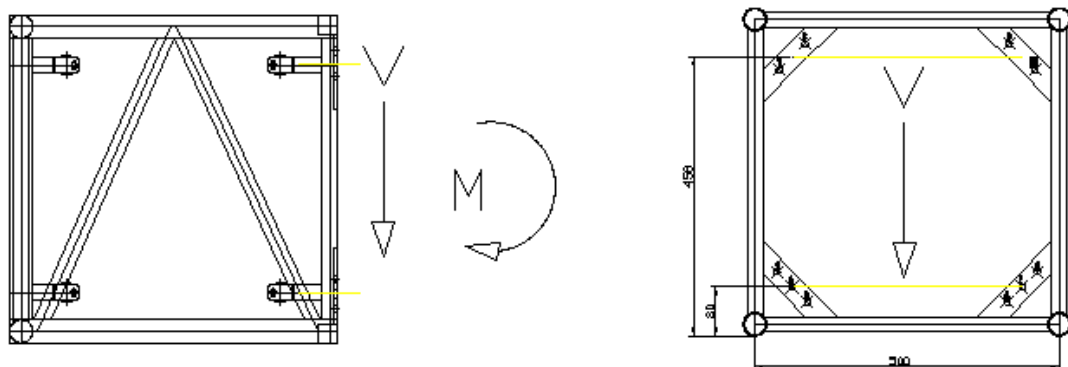


Figura 3.81. Cargas en unión emperrada crítica

Perno SAE grado 8:

$$\begin{aligned}F_y &= 130 && \text{ksi} \\F_u &= 150 && \text{ksi} \\S_y &= 91591092,27 && \text{Kgf/m}^2 \\S_u &= 105682029,5 && \text{Kgf/m}^2 \\S_{sy} &= 0,58 && S_y \\S_{su} &= 53122833,52 && \text{Kgf/m}^2\end{aligned}$$

Diseño debido a la fuerza cortante V:

$$\begin{aligned}\#\text{pernos} &= 10 \\V &= 469,83 \text{ Kgf} \\FS &= 4\end{aligned}$$

$$\tau = \frac{V}{A}$$

$$\tau_{p \text{ lim}} = \frac{V_{\text{max}}}{10 * A_p}$$

$$A_p = \frac{V_{\text{max}}}{10 * \tau_{p \text{ lim}}}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} * \phi^2$$

$$\tau_{p \text{ lim}} = \frac{S_{Sy}}{FS}$$

$$\frac{\pi}{4} * \phi^2 = \frac{V_{\text{max}}}{10 * \frac{S_{Sy}}{FS}}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{max}}}{10 * \frac{S_{Sy}}{FS} * \pi}}$$

$$\phi = 2.12 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{min}} = 1/12 p \text{ lg}$$

Diseño debido al momento flector M:

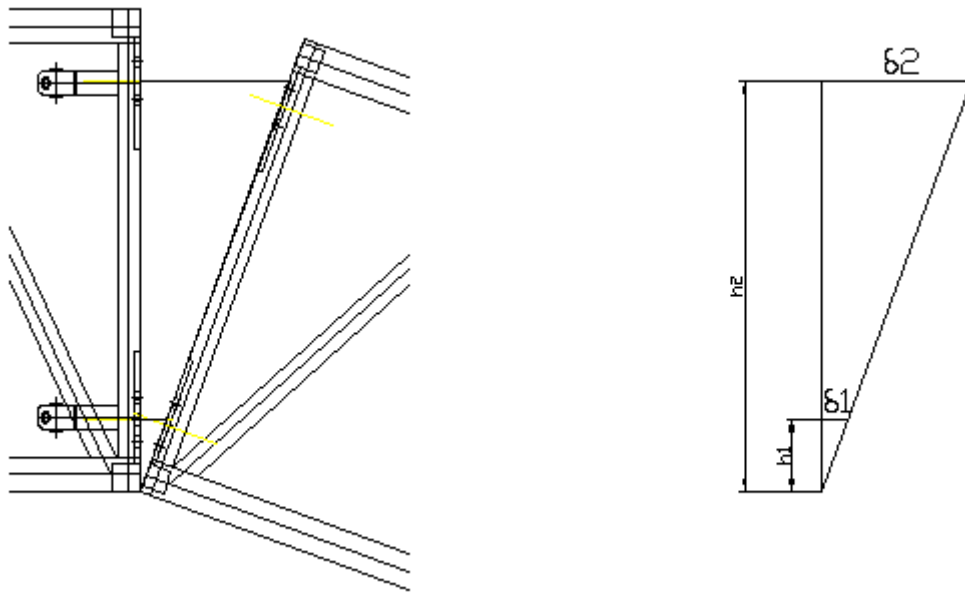


Figura 3.82. Desplazamientos debido al momento máximo

$h_1 = 0,080 \text{ m}$
 $h_2 = 0,458 \text{ m}$
 $\#p \text{ fila } 1 = 6$
 $\#p \text{ fila } 2 = 4$
 $M = 651,560 \text{ Kgf}_m$
 $FS = 4$

F1 → 1 – 2 – 3 – 4

F2 → 5 – 6 – 7 – 8 – 9 – 10

$$(F1 * h1) * 6 + (F2 * h2) * 4 = M$$

$$F1 / h1 = F2 / h2$$

$$F1 = 59,40 \text{ Kgf}$$

$$F2 = 340,09 \text{ Kgf} \text{ (5,6,7,8,9,10 más críticos)}$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

$$\sigma_{p \text{ lim}} = \frac{F_{\text{max}}}{A_p}$$

$$A_p = \frac{F_{\text{max}}}{\sigma_{p \text{ lim}}}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} * \phi^2$$

$$\sigma_{p \text{ lim}} = \frac{S_y}{FS}$$

$$\frac{\pi}{4} * \phi^2 = \frac{F_{\text{max}}}{1 \frac{S_y}{FS}}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * F_{\text{max}}}{\frac{S_y}{FS} * \pi}}$$

$$\phi = 4,35 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{min}} = 6/35 \text{ plg}$$

Por lo tanto se seleccionaron pernos de diámetro 3/8 plg el cual es 2,19 veces mayor que el diámetro mínimo por flexión.

La longitud del perno la determinaron las placas de unión y como el espesor a unir fue de 12 mm (2 placas de 6 mm) el perno adecuado es el de longitud total 1-1/4 plg ó 31,75 mm y longitud no roscada de 1/4 plg ó 6,35mm. Se tuvo en cuenta dejar como mínimo dos hilos de rosca por debajo del tope o asiento de la tuerca. La rosca es de tipo UNC.

El perno seleccionado fue:

Perno SAE, grado 8, rosca UNC de 3/8" de diámetro por 1-1/4" de largo

3.2. DISEÑO MECÁNICO

3.2.1. SELECCIÓN DEL SISTEMA DE ELEVACIÓN

3.2.1.1. Carga

El peso total de la torre cubierta lo presenta el siguiente cuadro:

CARGA MUERTA			CARGA VIVA		
Kgf	lb	ton	Kgf	lb	ton
1345,704	2960,549	1,480	2639,888	5807,753	2,904

Tabla 3.47. Peso de torre cubierta

La carga total de elevación es: 4,384 ton

Dividida para cuatro (cuatro sistemas de elevación) da: 1,096 ton

El sistema de elevación debe tener la capacidad de carga de al menos 1,096 ton.

3.2.1.2. Altura

La altura de elevación mínima requerida es de 7,2m.

3.2.1.3. Selección

Al revisar catálogos de fabricantes de máquinas de elevación (Anexo B), se determinó inclinarse por la marca TRALIFT del grupo TRACTEL IBÉRICA, SA, que procede de Barcelona – España. El motivo fue por costos, ya que en tecnología lo mejor es la marca alemana YALE, pero su precio le duplica a la seleccionada.

Para tener seguridad de la marca TRALIFT, se investigó con que norma trabaja y que firma de calidad tiene, ya que es esa la garantía de la compra. La información obtenida fue la siguiente:

NORMAS APLICADAS:

- DIRECTIVA EUROPEA.....N° 89/392 – 91/368 – 93/68
- NORMAS EUROPEAS.....N° EN 292

Con la seguridad del control de calidad del sistema a comprar, se procedió a analizar el catálogo, en el cual se encontró lo siguiente para el requerimiento calculado de carga y altura.

GAMA DE POLEAS DIFERENCIALES MANUALES DE CADENA TRALIFT

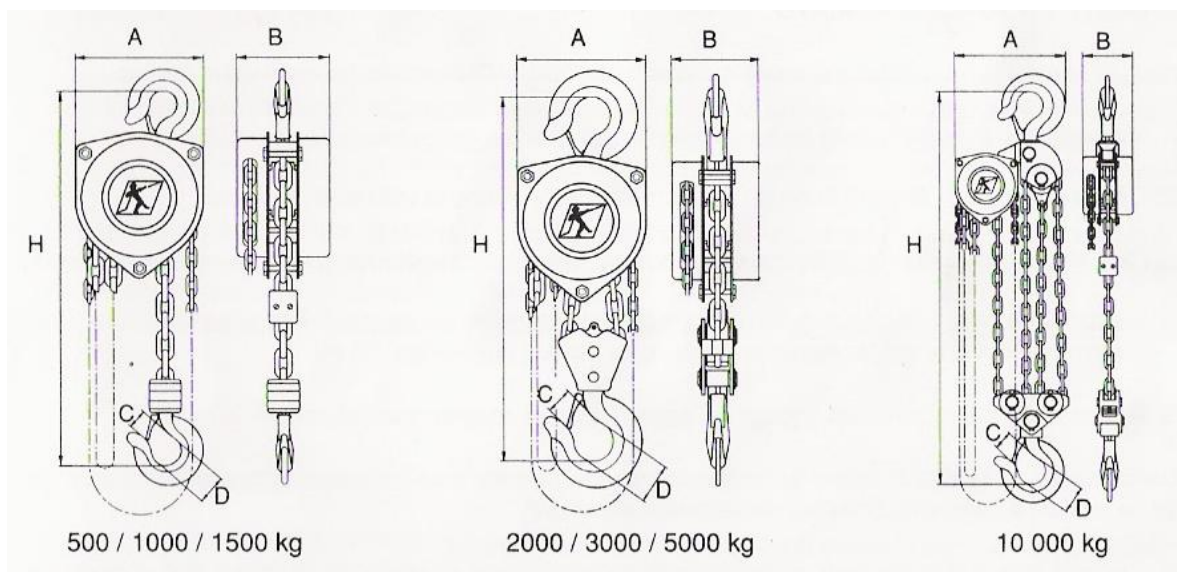


Figura 3.83. Gama de poleas diferenciales TRALIFT

Tabla 3.48. Características generales de las poleas diferenciales TRALIFT

Código*	Capacidad Kgf	Altura de elevación stand. **	Cantidad de ramales	Esfuerzo en la cadena Kgf	Cadena de elevación (mm)	Cadena de maniobra (mm)	Dimensiones (mm)					Peso (Kgf)	
							A	B	C	D	Hmini	Aparato + cadena	m.suplem. cadena ***
19709	500	3 m	1	21	5x15	5x24	132	111	23	26	290	9	1,5
19719	1000	3 m	1	35	6x18	5x24	156	134	27	30	340	13	1,8
19729	1500	3 m	1	39	8x24	5x24	196	149	31	34	430	19	2,3
19739	2000	3 m	2	35	6x18	5x24	156	134	35	38	490	19	2,7
19749	3000	3 m	2	39	8x24	5x24	196	149	39	42	560	27,5	3,7
19759	5000	3 m	2	42	10x30	5x24	229	171	45	48	700	43	5,3
19769	10000	3 m	4	45	10x30	5x24	395	171	57	65	820	78	9,7
19779	20000****	3 m	8	45	10x30	5x24	642	202	75	85	1050	172	19,4

* Diferencial completo con cadena para elevación standard de 3 m., sin limitador de carga.

** Opcionalmente hasta 12 m.

*** Peso por metro (conjunto cadenas maniobra y elevación)

**** Modelos bajo pedido especial.

Por lo tanto se seleccionó la polea diferencial TRALIFT código 19739 cuyas especificaciones son las siguientes:

ESPECIFICACIONES DEL EQUIPO SELECCIONADO

DENOMINACIÓN : POLEA DIFERENCIAL A CADENA

APLICACIÓN : ELEVACIÓN DE MATERIALES

MARCA : TRALIFT

CAPACIDAD DE CARGA : 2t ó 2000 Kgf

ALTURA DE ELEVACIÓN : 8 m.

Las consignas prioritarias, la descripción, la puesta en funcionamiento, la maniobra, el final de trabajo y almacenamiento, la cadena de elevación y el mantenimiento de ésta polea diferencial se encuentran en el anexo D.

3.3. RECUBRIMIENTO Y ACABADOS

3.3.1. ESTRUCTURAS

3.3.1.1. Tratamientos químicos

Una vez concluidas las labores de conformado metalmecánico, los elementos fabricados presentaron corrosión debido a la humedad ambiental, entonces fue indispensable, para obtener una buena adherencia de la pintura en la superficie acerada, realizar la aplicación de un químico desoxidante el cual elimine el óxido de las paredes de los perfiles.

Se seleccionó el **desoxicóndor**:

El desoxicóndor es un producto utilizado para limpiar y acondicionar las superficies metálicas (especialmente ferrosas), antes del proceso de pintado. El desoxicóndor convirtió las superficies ferrosas y los depósitos ligeros de corrosión en fosfato de hierro e inhibió la oxidación y mejoró la adherencia y el comportamiento de las pinturas al ser aplicadas.

Fue importante conocer que para aplicar el desoxicóndor, se debe asegurar que la superficie a pintar este libre de grasas, aceites, polvo, moho, suciedad y otros contaminantes. En trabajos de repinte se debe eliminar la pintura antigua en mal estado. En superficies metálicas oxidadas, se utiliza lija para eliminar el óxido.

Luego de aplicado desoxicóndor los residuos de este tratamiento se eliminan de la superficie mediante un lavado con agua dulce (de preferencia caliente) luego de lo cual se observa que la superficie se pone gris - blanquecina. Al no observar esto hay que repetir la operación.

Las instrucciones para su uso y las precauciones de utilización se encuentran en el manual de mantenimiento (Anexo F).

3.3.1.2. Pintura de fondo

Se seleccionó la **pintura anticorrosiva “Unidas”** color azarcón, las características de esta pintura se las presenta a continuación:

Recubrimientos alquídicos libres de plomo, cromo y/o metales pesados. Formulados con pigmentos inhibidores de corrosión no tóxicos. Caracterizados por su rápido secamiento, fácil aplicación y excelente comportamiento en exposición ambiental.

Los pigmentos inhibidores de la pintura le confirieron a la estructura gran resistencia a la corrosión ocasionada por los agentes atmosféricos, lo cual le hizo ideal para la protección de superficies metálicas del proyecto.

Ventajas:

- Rápido secamiento.
- Excelente resistencia a la corrosión.
- Excelente durabilidad.

La dilución de éste anticorrosivo fue de 1 litro de Tecnithinner 100 (diluyente especial) por cada 4 litros de anticorrosivo.

El rendimiento teórico fue de 8 – 9 m²/litro a un espesor seco de 1,0 mils (25,4 micrómetros). Dependiendo del color.

Más información sobre el anticorrosivo o antioxidante reposa en el anexo F.

3.3.1.3. Pintura superficial

Se seleccionó el **esmalte sintético “Cóndor”** color aluminio para la torre cubierta y negro mate para la plataforma. Las características de esta pintura se las presenta a continuación:

Recubrimiento protector y decorativo, formulado en base de resinas alquídicas de alta calidad.

Ésta pintura permitió obtener un acabado liso de excelentes características de brillo y durabilidad.

Ventajas:

- Excelente brillo.
- Fácil aplicación.
- Rápido secamiento
- Excelente cubrimiento.
- Buena adherencia sobre: metal, mampostería, madera, etc.

La dilución del esmalte fue de ½ litro de Tecnithinner 120 (diluyente especial) por cada 4 litros de esmalte.

El rendimiento teórico fue de 10 – 12 m²/litro a un espesor seco de 1,0 mils (25,4 micrómetros), dependiendo del color.

3.3.2. TABLEROS

El tablero estructural seleccionado OSB viene de color madera, pero el requerimiento de la mayoría de eventos es de color negro. Por lo tanto se seleccionó el **esmalte sintético “Cóndor”** color negro que tiene las siguientes características:

Recubrimiento protector y decorativo, formulado en base de resinas alquídicas de alta calidad.

Ésta pintura permitió obtener un acabado liso de excelentes características de brillo y durabilidad.

Ventajas:

- Excelente brillo.
- Fácil aplicación.
- Rápido secamiento
- Excelente cubrimiento.
- Buena adherencia sobre: metal, mampostería, madera, etc.

La dilución del esmalte fue de ½ litro de Tecnithinner 120 (diluyente especial) por cada 4 litros de esmalte.

El rendimiento teórico fue de 10 – 12 m²/litro a un espesor seco de 1,0 mils (25,4 micrómetros), dependiendo del color.

CAPITULO 4

CONSTRUCCIÓN

3.2. ESTRUCTURAL

3.1.1. TÉCNICAS

1. Trabajos con herramientas de mano
2. Trabajos con herramientas de banco
3. Corte con sierra mecánica vaivén
4. Corte con cizalla
5. Taladrado con taladro de banco sensitivo
6. Desbaste y acabado con esmeril de banco
7. Oxicorte
8. Suelda de arco metálico protegido por gas GMAW (Anexo D)
9. Pintado con pistola neumática
10. Seguridad industrial (Anexo D)

3.1.2. MÁQUINAS Y EQUIPOS

1. Herramientas de mano
 - 1.1. Rayador
 - 1.2. Granete
 - 1.3. Martillo de bola
 - 1.4. Combo de 4 lb
 - 1.5. Llaves de tuerca de boca fija de 9/16", 3/4" y 1 1/2"
 - 1.6. Llaves de boca ajustable de 1"
 - 1.7. Llaves de tuercas de dado de 9/16", 3/4"
 - 1.8. Pinza de presión de 1 1/2"
 - 1.9. Destornilladores de cruz, delgados
 - 1.10. Destornilladores de ranura, delgados
 - 1.11. Tornillo de banco de 2"
 - 1.12. Prensas C de 5"
 - 1.13. Taladro de mano de 120/220V – 650W – 2600/min
 - 1.14. Esmeriladora de mano 120V – 7,5A – 10000/min
2. Herramientas de trabajo de banco
 - 2.1. Arco de segueta manual
 - 2.2. Limas, plana y redonda
3. Sierra mecánica de vaivén 220V – 3HP
4. Cizalla mecánica de 1/2"
5. Taladro de banco sensitivo 220V – 2300W
6. Esmeril de banco 120/220 – 3/4 HP
7. Equipo de suelda oxiacetilénica
8. Equipo de suelda GMAW 220V – AC/DC – 230A
9. Equipo de pintura neumático 220V – 1/2 HP – 20 psi

3.1.3. PLATAFORMA, COLUMNAS Y CUBIERTA

4.1.3.1. Hoja de procesos

El flujograma de procesos para un módulo de viga se presenta en la figura 4.2. y es un flujograma matriz para los demás elementos debido a que utiliza la

mayoría de los puestos de trabajo, el plano de un módulo de viga es el siguiente:

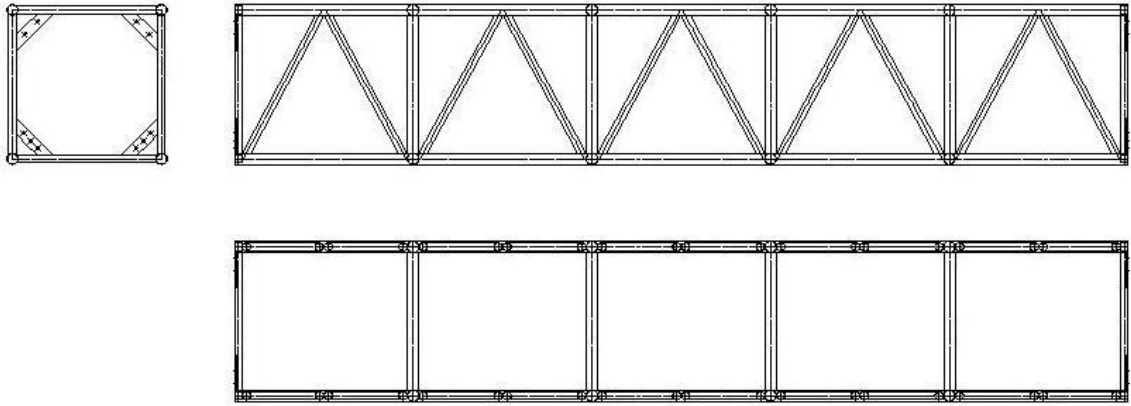


Figura 4.1. Módulo de viga

4.1.3.2. Diagrama de ensambles

La nomenclatura para ensambles es la misma que para montajes y se encuentra en la figura 2.5.y se detalla en el capítulo 2. Se incluyen además algunos términos abreviados a saber:

4.1.3.2.1. Nomenclatura adicional para los diagramas

TC = torre cubierta
VP = vigas principales
SC = sistema cumbrero

P = placas base
B = brazos
N = pernos niveladores
D = diagonales

4.1.3.3. Montajes

Ver anexo E.

4.1.3.4. Forma de transporte

Tomando como referencia el camión Chevrolet NPR 71L (anexo B), la siguiente figura representa el volumen de carga.

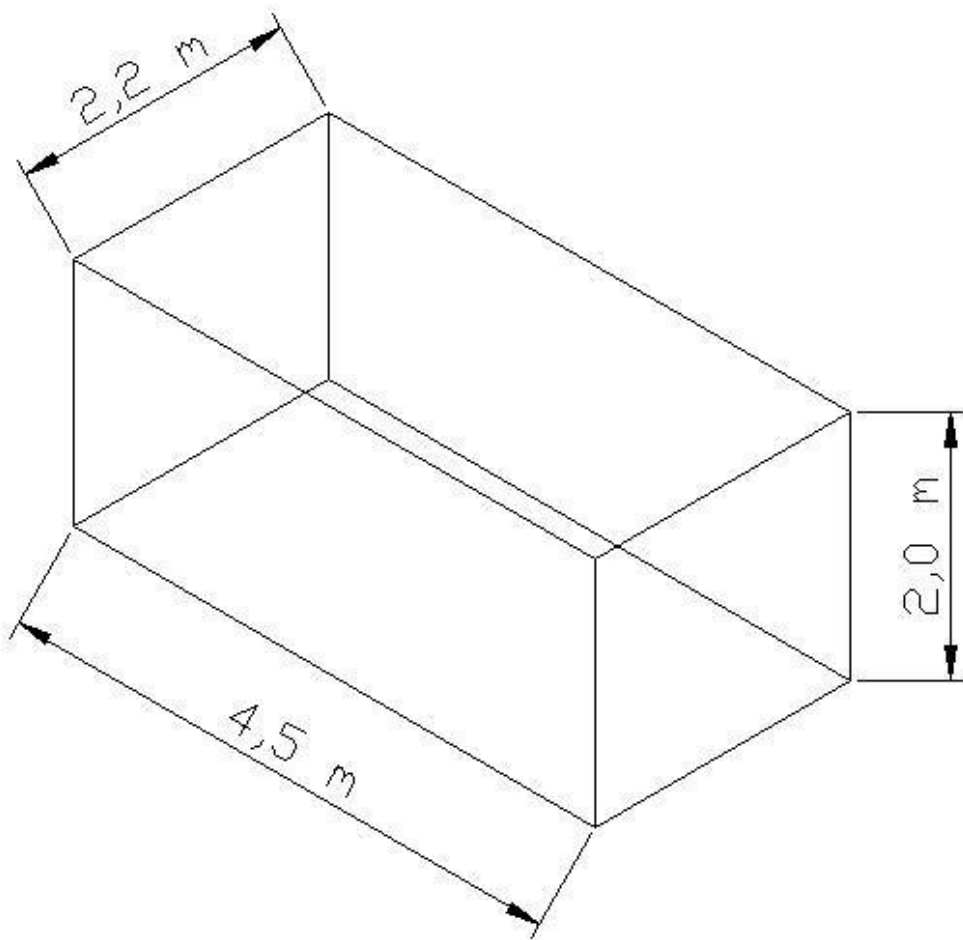


Figura 4.8. Volumen de carga del camión Chevrolet NPR 71L

Por lo tanto el volumen de carga es de $19,80 \text{ m}^3$

La capacidad de carga es de 4960 Kg.

Los siguientes cuadros explican cuánto volumen y peso de transporte se requiere para trasladar la estructura diseñada.

Descripción	Cant.	Disposición	Volumen u.	Volumen total
Módulos de viga	10	horizontal	0,75	7,50
Dados	4	cualquiera	0,13	0,50
Módulos de col.	16	vertical	0,14	2,30
Bases	4	horizontal	0,03	0,11
Módulos de piso	10	vertical	0,13	1,28
Andamios	15	cualquiera	0,07	1,05
Escalera	1	cualquiera	0,50	0,50
Volumen a transportar				13,24

Cuadro 4.1. Volumen a transportar

Descripción	Cant.	Peso u.	Peso total
Columnas y cubierta	1	1345,70	1345,70
Plataforma	1	865,10	865,10
Peso a transportar			2210,80

Cuadro 4.2. Peso a transportar

Por lo tanto de acuerdo al volumen y al peso se requiere un viaje de transporte con el camión marca Chevrolet NPR 71L

Existen elementos que no se los consideró en el cuadro 4.1. debido a que los módulos de viga poseen volúmenes vacíos en su interior y son suficientes para colocar el sistema cumbre, la carpa, los pies de columna, los brazos, los diagonales, los frenos, los pernos, las tijeras, las uniones andamios-piso y el faldón.

Es muy beneficioso tener a mano una propuesta de transporte el momento del embarque para maximizar la utilización de los espacios del furgón y minimizar el número de transportaciones, deduciéndose de aquello ahorro en tiempo y dinero.

Figura 4.9. Propuesta de transporte en camión Chevrolet NPR 71L

4.2. MECÁNICA

3.2.1. MONTAJES

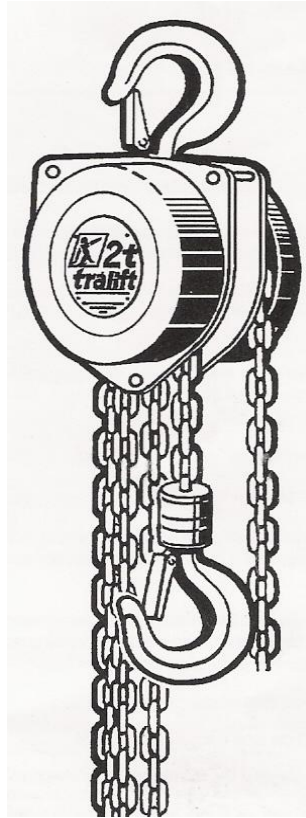


Figura 4.10. Polea diferencial TRALIFT

Antes del montaje de los sistemas de elevación se debió considerar lo siguiente:

1. Se verificó que el aparato esté en buen estado.
2. Se comprobó que el aparato tenga la capacidad necesaria para la utilización prevista.
3. Se aseguró que los ramales no estén enredados.
4. Se verificó que la cadena de elevación esté correctamente montada, con las soldaduras hacia el exterior de la polea del aparato, especialmente para recorridos superiores a 3 m.
5. Se aseguró que el punto de anclaje del aparato pueda soportar perfectamente la carga.

Cuando se realizaron todas las verificaciones y el aparato estuvo instalado, se siguieron las instrucciones que se indican a continuación antes de empezar a trabajar.

1. Verificar que el aparato esté correctamente suspendido de su punto de anclaje y que el cierre de seguridad del gancho esté bien colocado.
2. Verificar que la cadena de elevación no ha quedado retorcida al colocarla.
3. Verificar, sin carga, las maniobras de “Subida” y “Bajada”.
4. Cuando se utilice un carro de traslación con arrastre por empuje verificar, sin carga, la dirección del desplazamiento del carro.

La polea diferencial TRALIFT funcionó por medio de una cadena de maniobra, accionada por el operario para hacer subir o bajar la carga aplicada.

Con el operario situado frente a la polea de maniobra, la elevación o descenso se hicieron de la siguiente manera:

- Para elevar tiró del ramal de la derecha.
- Para descender tiró del ramal de la izquierda.

No fue aconsejable accionar la cadena de forma muy rápida ya que podían producir sacudidas al subir o bajar la carga. Lo correcto fue accionar la cadena de maniobra de forma regular, para evitar el balanceo de la carga.

3.2.2. FORMA DE TRANSPORTE

Las 4 poleas diferenciales se transportaron en un vehículo aparte, es decir, no se las llevaron conjuntamente con la estructura.

En el traslado se recomendó tener las siguientes precauciones:

1. Asegurarse que no esté soportando carga y que las cadenas no estén enredadas.

2. Transportar las poleas diferenciales empacadas tal como se las recibió cuando se las compró, pero en recipientes de mayor resistencia como de polímero o madera.
3. El lugar del vehículo donde se las colocaron a las poleas diferenciales debió estar seco y resguardado de la intemperie.

CAPITULO 5

PRUEBAS DE FUNCIONAMIENTO

3.3. ESTRUCTURALES

3.3.1. PLATAFORMA

La carga de diseño para la plataforma es 13224 Kg, pero como la plataforma es modular, basta con realizar la prueba de carga en uno de los diez módulos.

Para verificar el desplazamiento máximo se hizo subir a un grupo de personas (10 adultos y 6 niños) cuyo peso aproximado es de 1000 Kg y se obtuvo un desplazamiento máximo de aproximadamente 1 mm.

En el cuadro 3.9. se encuentra el desplazamiento máximo resultado de la corrida del programa SAP 2000 y tiene un valor de 0,91 mm, además el valor máximo permitido según el AISCS era de 3,39 mm.

Con respecto a la resistencia, no se observó ningún elemento trabajando al máximo. Esto se verificó debido a que si algún miembro estructural hubiera estado trabajando al máximo se hubiera sacrificado la geometría total del grupo, es decir el conjunto plataforma habría perdido paralelismo entre sus miembros. La vista desde dos de sus cuatro lados, los opuestos, hubiera sido

en lugar de un rectángulo un paralelepípedo, es decir, la geometría que adquiere un edificio en posición extrema durante un sismo con aceleración x-y.

Durante el primer concierto con un 80 % de la carga de diseño se determinó que la plataforma si resiste las cargas de un evento consideradas en el diseño del proyecto.

3.3.2. COLUMNAS

Los factores climáticos que se presentaron cuando se realizó el montaje permitieron apreciar como trabajan las columnas y las vigas de la estructura. El montaje se lo realizó un jueves y el desmontaje el martes de la siguiente semana. El mes de abril se caracteriza en la ciudad de Loja por las constantes precipitaciones y fuertes vientos.

Fueron cinco días de prueba, después de los cuales se observó que las columnas y los demás miembros estructurales no presentaron ninguna novedad con respecto a la rigidez y a la resistencia.

Después de una fuerte lluvia y mientras el viento con una velocidad aproximada de 15 m/s chocaba contra la cubierta, se realizó una inspección visual de paralelismo que consistió en que con la ayuda de una columna de una edificación cercana al lugar del montaje se estableció si las columnas presentaban pandeo.

Luego de verificar las cuatro columnas se determinó que no existe pandeo en las columnas principales bajo una carga crítica como la de viento y además con un gran volumen de agua acumulada en su cubierta.

3.3.3. CUBIERTA

La carpa si presentó novedades, pero esto se debió a que para la prueba se utilizó una lona que no es la apropiada para este tipo de estructuras. El motivo fue que el mejor material es el conocido como “parasol” y no existía en el mercado lojano. Se cotizo fuera del país y se hizo el pedido, pero la entrega aún no se realizaba cuando se realizó el montaje de prueba.

La novedad fue que el agua se encharcaba demasiado en la media elipse que se forma en la parte baja de la lona.

Este encharcamiento fue en cambio beneficioso para evaluar las vigas principales, la viga cumbbrero, y las columnas del cumbbrero, los cuales no presentaron ningún problema al albergar su peso propio, el peso de la lona, la fuerza del viento y aquel gran volumen de agua.

Para verificar la rigidez y resistencia de las vigas principales y cumbbrero se las probó, así mismo, realizando una inspección visual de paralelismo, en este caso se verificó la deflexión en el centro de cada viga.

Al tomar una ubicación a la misma altura de elevación de la cubierta (segunda planta de la edificación cercana) se pudo visualizar que las vigas permanecían paralelas tanto las de mayor luz como las de menor luz, llegando a la conclusión de que no presentaron falla en las pruebas de funcionamiento.

3.4. MECÁNICAS

5.2.1. SISTEMA DE ELEVACIÓN

El mecanismo de elevación tuvo un performance mucho mejor de lo esperado, realmente se recomienda la tecnología española en este tipo de requerimientos.

La manipulación del sistema tanto en la elevación como en el descenso no estresó al personal por su facilidad y ligereza. Además se observó que los cuatro tecles son capaces también de servir como apoyo, para mantener la torre cubierta en la parte superior mientras se procede a colocar los apoyos para cubierta apropiados,

5.2.2. SISTEMA DE POTENCIA

La potencia para la elevación la proporciona el hombre al accionar con sus manos el tecla a través de la cadena. El mecanismo con su relación de transmisión se encarga de amplificar la fuerza.

Para la elevación se utilizó a cuatro obreros, los mismos que no requirieron sustitución durante los siete metros de elevación.

Las mejores características de personal para la manipulación son hombres de entre 25 y 35 años, debido a que a más de buen estado físico se necesita seriedad para mantener una velocidad constante.

5.2.3. SISTEMA DE ACCIONAMIENTO

El accionamiento deben realizarlo cuatro personas, una en cada esquina, y deben hacerlo lentamente y de manera rítmica, es decir mantener la misma velocidad.

Para lograrlo lo mejor es practicar antes las cuatro personas, uno de ellos debe marcar el ritmo y la distancia de cada brazada debe ser igual entre ellos.

3.5. MONTAJE Y DESMONTAJE

En el montaje se pudo descubrir que los operarios jóvenes son idóneos para empernar, mientras que los de más experiencia son mejores en el momento de elevación de las columnas y la cubierta, ya que estos tienen mayor precaución para trabajar en las alturas y conocen muy bien la práctica de nudos con cabo fortex.

Algo que ayudó mucho durante el montaje fue planificar muy bien los pasos del montaje. Eso permite que ningún operario permanezca sin hacer ninguna labor.

Es importantísimo realizar un esquema de montaje en la presencia del personal y formar cuatro grupos de tres personas cada uno y de ellos nombrar un jefe, el mismo que se encargará de ordenar al resto y conversar con el ingeniero si existiera algún problema.

En lo que se refiere a la seguridad, no se debe permitir ni siquiera colocar un perno si no se ha colocado el casco de protección, la faja para fuerza y los guantes. Implementos que debe entregárseles al inicio del montaje.

El personal que sube a las columnas a colocar las poleas debe colocarse el cinturón de alturas.

Para mayor ampliación del tema, refiérase al manual de montaje del Anexo E.

3.6. TRANSPORTE

En transporte la novedad fue que con el movimiento del camión los elementos estructurales se golpean unos con otros, lo cual deteriora la pintura.

Motivo que hizo que se preste mucha atención al aseguramiento de la estructura en el interior del vehículo, utilizando cabo fortex.

Se debe mentalmente simular que sucedería con la carga en una cuesta, en una bajada o en una acelerada o frenazo repentino, y con la ayuda del cabo, templar los miembros estructurales.

Recomendar al chofer del camión que debe mantener una velocidad máxima de 40 km/h, es una manera de evitar grandes golpes entre elementos.

3.7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Como consecuencia de un metodológico estudio, diseño y construcción, el funcionamiento de la plataforma, de las columnas y cubierta de la estructura y del sistema mecánico de elevación fueron aprobados por el ingeniero supervisor de la construcción del proyecto de grado, es decir que se logró cumplir con los objetivos planteados en el proyecto. La empresa Mega Eventos estuvo conforme con el sistema construido, ver anexo I

CAPITULO 6

ANÁLISIS ECONÓMICO FINANCIERO

3.8. PRESUPUESTO DEL PROYECTO

MPD + MOD + CIF + GA =	\$ 12564,78
Imprevistos I (5% del total)	\$ 628,24
COSTO DEL PROYECTO	\$ 13193,02

3.8.1. GASTOS DE INGENIERÍA Y ADMINISTRACIÓN (GA)

Meses	Cantidad	Denominación	USD / mes	Total
4	1	Movilización	40,00	160,00
4	1	Asesoramiento en diseño	50,00	200,00
4	1	Asesoramiento en construcción	25,00	100,00
4	1	Egresado de Mecánica (Dis, Dib, Sup)	200,00	800,00
4	1	Dispensario médico	15,00	60,00
	1	Papelería	250,00	250,00
	1	Comunicación	150,00	150,00
	3	Matrículas de grado	120,00	360,00
	1	Título de grado	60,80	60,80
	1	Certificado de graduación	6,00	6,00
	1	Dirección de tesis	411,00	411,00
		GA =		\$ 2.557,80

Cuadro 6.1. Gastos de ingeniería y administración

3.8.2. COSTOS DIRECTOS

Materia Prima Directa (MPD)

Cantidad	u	Denominación	USD / u	Total
1	u	TR 5/8 X 0,90 de acero ASTM A501	3,13	3,13
57	u	TR 1 X 1,5 de acero ASTM A501	5,45	310,48
4	u	TR 1 X 2 de acero ASTM A501	6,88	27,50
15	u	TR 1-1/2 X 1,5 de acero ASTM A501	8,45	126,75
51	u	TR 1-1/2 X 2 de acero ASTM A501	10,18	519,13
1	u	TR 1-1/4 X 1,5 de acero ASTM A501	6,83	6,83
22	u	TC 1 X 1,5 de acero ASTM A501	5,72	125,84
3	u	TC 1-1/4 X 1,5 de acero ASTM A501	8,04	24,11
15	u	TC 1-1/2 X 1,5 de acero ASTM A501	10,58	158,72
7	u	TC 1-1/2 X 2 de acero ASTM A501	13,93	97,50
17	u	TRE 25-50 X 2 de acero ASTM A501	11,27	191,59
4	u	TRE 40-60 X 2 de acero ASTM A501	17,63	70,54
2	u	L 20 X 2 de acero ASTM A501	3,39	6,79
2	u	PL 25 X 4 de acero ASTM A501	3,13	6,25
2	u	PL 30 X 3 de acero ASTM A501	3,84	7,68
1	u	PL 38 X 3 de acero ASTM A501	4,69	4,69
7	u	PL 38 X 6 de acero ASTM A501	8,98	62,86
2	u	PL 50 X 3 de acero ASTM A501	6,20	12,40
1	u	PL 75 X 6 de acero ASTM A501	18,66	18,66
2	u	BR 12 de acero ASTM A501	4,55	9,10
2,8	m	BR 25 de acero inoxidable	28,70	80,36
1	u	PC 8 de acero ASTM A501	157,14	157,14
10	u	Visagra 25 x 120 de acero ASTM A501	2,95	29,47
80	kg	Electrodo E6011-1/8	2,15	172,00
3	kg	Electrodo E6011-5/32	2,15	6,45
100	u	Tornillos 3/16 X 1 1/4	0,01	1,00
100	u	Tuercas 3/16	0,01	0,80
12	u	Pernos G2 3/8 X 3	0,14	1,68
12	u	Tuercas G2 3/8	0,03	0,36
36	u	Arandelas 3/8	0,01	0,18
50	u	Clavos 1/8	0,01	0,25
32	u	Pernos M12	0,18	5,76
32	u	Tuercas M12 X 1,5	0,13	4,16
16	u	Pernos de acero 1/2 X 2-1/2 SAE grado 8	0,30	4,80
4	u	Pernos de acero 3/8 X 2-1/2 SAE grado 8	0,17	0,68
2	u	Pernos de acero 1/2 X 2 SAE grado 8	0,25	0,50
334	u	Pernos de acero 3/8 X 1-1/2 SAE grado 8	0,11	36,74
334	u	Tuercas de acero 3/8 SAE grado 5	0,03	9,02
32	u	Pernos de acero 1/2 X 3 SAE grado 8	0,42	13,44
32	u	Tuercas acero 1/2 SAE grado 5	0,10	3,20
16	u	Pernos de acero 1 x 5 SAE grado 8	2,90	46,40
16	u	Tuercas acero 1 SAE grado 5	0,80	12,80

Cuadro 6.2. Materia prima directa

300	u	Arandela presión SAE 3/8	0,01	3,49
0,5	u	Plywood 1220 X 2440 X 18 clase C	18,30	9,15
10	u	OSB estructural 1220 X 2440 X 18	19,02	190,18
6	gl	Anticorrosivo azarcón	10,71	64,26
5	gl	Esmalte aluminio	14,20	71,00
3	gl	Esmalte negro	10,71	32,13
64	u	Rodamiento de bolas 620122	0,75	48,00
23	m	Lino	1,52	34,96
100	m ²	Lona recubierta con pvc	5,00	500,00
			MPD =	\$ 3.330,90

Cuadro 6.2. Materia prima directa (Continuación)

Mano de Obra Directa (MOD)

Meses	Cantidad	Denominación	USD / mes	Total
4	1	Ayudante de mecánica industrial	240,00	960,00
4	1	Soldador	600,00	2400,00
		MOD		\$ 3.360,00

Cuadro 6.3. Mano de obra directa

3.8.3. COSTOS INDIRECTOS

Mano de obra indirecta (MOI)

Cantidad	Denominación	USD / u	Total
4	Oxicorte de placas base de 500 X 500 x 8	6,00	24,00
16	Roscado de pernos nivel 1" X 50	3,50	56,00
2	Taladrado bosines de 1" X 1" X 1/2"	1,50	3,00
1	Confección de la carpa	100,00	100,00
	MOI		\$ 183,00

Cuadro 6.4. Mano de obra indirecta

Materiales e insumos indirectos (MI)

Cantidad	Denominación	USD / u	Total
4	Tecele mecánico de cadena 2ton, 8m	355,50	1422,00
10	lb Cabo fortex de 1/2	1,75	17,50
4	Lavacara pvc mediana	0,80	3,20
3	Lavacara pvc pequeña	0,50	1,50
4	Llaves # 14	2,00	8,00
4	Llaves # 19	2,50	10,00
1	Llave de 1 1/2	21,00	21,00
4	Ratche de 1/2	8,84	35,36
4	Dado de 9/16	1,50	6,00
4	Dado de 3/4	1,80	7,20
1	Cinta de 30 m	10,50	10,50
2	gl Desoxidante	5,27	10,54
6	gl Diluyente especial	3,75	22,50
1	Aceite WD40 11 onzas	4,64	4,64
4	Bicolor	1,00	4,00
1	Broca 1/2"	2,25	2,25
1	Broca 3/8"	1,50	1,50
3	Brocha 2"	2,32	6,96
3	Cepillo de cerdas de acero	1,12	3,36
6	Detergente pequeño	0,40	2,40
7	Disco de desbaste 7" X 1/4	2,00	14,00
10	Gasolina gl	1,20	12,00
5	Guaípe lb	1,34	6,70
4	Guante de cuero	4,50	18,00
2	Guante de hilo	1,10	2,20
7	Lija para madera	0,50	3,50
10	Sierra diente grueso	1,25	12,50
		MI	\$ 1.669,31

Cuadro 6.5. Materiales e insumos indirectos

Energía eléctrica (é)

Meses	Denominación	USD / KW-h	Total
4	Soldadora de 220V, 6h/día, Aprom=90A	0,10	1045,44
		é	\$ 1.045,44

Cuadro 6.6. Energía Eléctrica

Depreciación

Meses	Denominación	USD / mes	Total
4	Arriendo de galpón de 10m X 5m	100,00	400,00
4	Depreciación soldadora	4,58	18,33
		Depreciación	\$ 418,33
		CIF	\$ 3.316,08

Cuadro 6.7. Depreciación

3.9. FINANCIAMIENTO Y DESEMBOLSOS DEL PROYECTO

Mega Eventos

Rubro	%	Descripción	Valor
MPD	100	Materia Prima Diercta	3330,90
MOD	100	Mano de Obra Directa	3360,00
CIF	100	Coastos Indirectos de Fabricación	3316,08
GA	0	Gastos administrativos	0,00
I	100	Imprevistos	628,24
		Ecuatoriana de Eventos financia:	10.635,22

Cuadro 6.8. Financiamiento Mega Eventos

Graduando

Rubro	%	Descripción	Valor
MPD	0	Costos de fabricación	0,00
MOD	0	Costos de fabricación	0,00
CIF	0	Costos de fabricación	0,00
GA	88	Gastos administrativos	2257,80
		Graduando financia:	\$ 2.257,80

Cuadro 6.9. Financiamiento graduando

Dirección de grado

Rubro	%	Descripción	Valor
MPD	0	Costos de fabricación	0,00
MOD	0	Costos de fabricación	0,00
CIF	0	Costos de fabricación	0,00
GA	4	Gastos administrativos	100,00
Director financia:			\$ 100,00

Cuadro 6.10. Financiamiento dirección de grado

DESEMBOLSOS

Desembolsos en USD

Financiadores	I Bimestre	II Bimestre	III Bimestre	IV Bimestre	Sumatorias
Mega Eventos	6669	3338	628	628	11263
Graduando	903	452	452	452	2258
Dirección de grado	25	25	25	25	100
Sumatorias	7597	3815	1105	1105	13621

Cuadro 6.11. Desembolsos en dólares

Desembolsos en porcentaje

Financiadores	I Bimestre	II Bimestre	III Bimestre	IV Bimestre	Sumatorias
Mega Eventos	59,2%	29,6%	5,6%	5,6%	100,0%
Graduando	40,0%	20,0%	20,0%	20,0%	100,0%
Dirección de grado	25,0%	25,0%	25,0%	25,0%	100,0%
Sumatorias	55,8%	28,0%	8,1%	8,1%	100,0%

Cuadro 6.12. Desembolsos en porcentajes

3.10. PERIODO DE RECUPERACIÓN DE LA INVERSIÓN

PRECIO DE VENTA

MPD + MOD + CIF =	\$	10006,98
Utilidad del 30,00%		3002,09
PRECIO DE VENTA	\$	13009,08

PRECIO DE ALQUILER

Mano de obra montaje

Horas	Cantidad	Denominación	USD / hora	Total
2	12	Obreros	2,50	60,00
2	4	Supervisores	2,00	16,00
2	1	Director	5,00	10,00
TOTAL				\$ 86,00

Cuadro 6.13. Mano de obra montaje

Mano de obra desmontaje

Horas	Cantidad	Denominación	USD / hora	Total
2	12	Obreros	2,50	60,00
2	4	Supervisores	2,00	16,00
2	1	Director	5,00	10,00
TOTAL				\$ 86,00

Cuadro 6.14. Mano de obra desmontaje

Transporte

Tipo	Viajes	Denominación	USD / viaje	Total
Local	1	Camión con caja de 4,5m X 2,2m X 2m	50	\$ 50,00
Regional	1	Camión con caja de 4,5m X 2,2m X 2m	200	\$ 200,00
Nacional	1	Camión con caja de 4,5m X 2,2m X 2m	400	\$ 400,00

Tabla 6.1. Transporte

Alquiler en la Ciudad

Costo montaje	86,00	
Costo desmontaje	86,00	
Transporte	50	
Depreciación	22	
Administración, publicidad y ventas	50,00	
SUBTOTAL	293,99	
50,00%	146,99	UTILIDAD
TOTAL	\$ 440,98	

Cuadro 6.15. Alquiler en la ciudad

Alquiler en la Provincia

Costo montaje	86,00	
Costo del montaje	86,00	
Transporte	200	
Depreciación	22	
Viáticos	100	
Administración, publicidad y ventas	50	
SUBTOTAL	543,99	
50,00%	271,99	UTILIDAD
TOTAL	\$ 815,98	

Cuadro 6.16. Alquiler en la provincia

Alquiler en el País

Costo montaje	86,00	
Costo del montaje	86,00	
Transporte	400	
Depreciación	22	
Viáticos	200	
Administración, publicidad y ventas	50	
SUBTOTAL	843,99	
50,00%	421,99	UTILIDAD
TOTAL	\$ 1.265,98	

Cuadro 6.17. Alquiler en el país

PERIODO DE RECUPERACIÓN DE LA INVERSIÓN

Eventos	Mercado	Tipo	Utilidad	Total
2	Productoras de conciertos locales	Local	146,99	293,99
3	Productoras de conciertos provinciales	Regional	271,99	815,98
1	Productoras de conciertos nacionales	Nacional	421,99	421,99
2	Publicidad grandes empresas	Local	146,99	293,99
2	Partidos Políticos	Local	146,99	293,99
1	Municipio	Local	146,99	146,99
1	Productoras de desfiles de modas	Local	146,99	146,99
2	Otros	Local	146,99	293,99
			UTILIDAD:	\$ 2.707,92

Cuadro 6.18. Utilidad anual

Inversión	\$ 13.193,02	
Años de recuperación	5 años	
Recuperación anual	\$ 2.707,92	
Rentabilidad del proyecto	20,53%	
Taza de interés anual bancaria	6,00%	
El banco pagaría anualmente	\$ 791,58	

Tabla 6.2. Periodo de recuperación de la inversión

CAPÍTULO 7

7.1. CONCLUSIONES

1. El presente proyecto cumplió con el objetivo de estudiar las alternativas y seleccionar la mejor. Plataforma mixta de acero y madera, columnas y cubierta tipo armadura, carpa de parasol y poleas diferenciales de cadena, fueron las alternativas con mayor puntaje.
2. Los parámetros de diseño, área de la plataforma y área de la cubierta, ingresados en el capítulo 2, son para un evento de categoría normal (área de plataforma de 30 m²) y se las podrá montar en una cancha de basketball o área equivalente.
3. Para lograr un diseño conservador se asumió una posición de análisis detallado del estado de carga más crítico. En el caso de la plataforma, el Código Ecuatoriano de la Construcción recomienda una carga de 600 Kg/m², mientras que la carga calculada en este proyecto fue de 444 Kg/m². Esto implicó utilizar factores de seguridad menores y seleccionar secciones más pequeñas, abaratando así el costo del proyecto y reduciendo el peso de lo construido.
4. El diseño de la plataforma cubierta se lo realizó en su mayoría con el acero estructural ASTM 501, laminado en caliente, por lo cual se diseñó utilizando un programa de diseño estructural y al mismo tiempo el manual de construcción en acero AISC.
5. Para un buen diseño, antes de elegir algún componente prefabricado para el proyecto, se investigó el mercado. Esto evitó problemas de tiempo en adquisiciones, y no hubo que recalcular para someterse a lo que ofrecen los distribuidores.
6. Para el funcionamiento correcto de los sistemas de elevación fue indispensable leer el manual adjunto al producto en el que el fabricante indica sobre sus partes constitutivas, sus condiciones de funcionamiento, su montaje, su manejo y su mantenimiento.
7. El resultado satisfactorio del diseño, construcción, montaje y pruebas de funcionamiento del proyecto se debió a un seguimiento metodológico durante todos sus procesos. Además debido a que se siguieron las normas de seguridad industrial

no se presentaron accidentes durante el proceso de construcción y montaje.

- 8.** El costo total del proyecto fue de 13 193, 02 USD, inversión que se la recuperará en 5 años a razón de 2707, 92 USD anuales. Con el mismo dinero el banco pagaría 791,59 USD con una tasa de interés del 6% anual.

7.2. RECOMENDACIONES

- 1.** Cuando se haya recuperado la inversión, estudiar la alternativa de automatizar el sistema de elevación considerando como principal característica el beneficio económico de utilizar menos personal para el montaje y de mantenimiento durante la vida útil del automatismo.
- 2.** Debido a que el sistema es modular, destinar un porcentaje de las utilidades para continuar construyendo más módulos de piso realizando un diseño previo, en especial de las vigas y columnas principales. Ésta recomendación se realiza para alcanzar un área de plataforma de categoría mega (80 m²) la cual podría ser montada en estadios de fútbol.
- 3.** En el caso de estructuras de acero desmontables, poner atención al estudio de la carga más crítica porque al hacerlo se está previniendo posibles colapsos de los miembros estructurales y por ende se protegen vidas humanas.
- 4.** Utilizar paquetes de análisis estructural como el SAP 2000. Además realizar el diseño con los mismos parámetros pero con el aluminio AA 6063 – T6 y utilizando la norma de la Asociación Americana de Aluminio (AAI), y realizar las debidas comparaciones.
- 5.** Salir y visitar lugares de venta de posibles requerimientos para el diseño y cotizar precios y pedir catálogos. Y si se hace una compra por pequeña que sea aprovechar para establecer una buena relación con la empresa debido a que muchas empresas mantienen informado a su cliente sobre lo último en tecnología e incluso dan seminarios para conocer sobre sus productos.
- 6.** El ingeniero mecánico debe aprender a familiarizarse con cualquier tipo de máquina o equipo nuevos en su conocimiento. Debe adquirir además el hábito de una continua capacitación técnica a los obreros de la planta.
- 7.** Dar prioridad, durante la construcción de cualquier proyecto mecánico, a las vidas

humanas de los operarios y no exponerlos a labores riesgosas sino dotarse de todos los implementos que las normas de seguridad industrial indican.

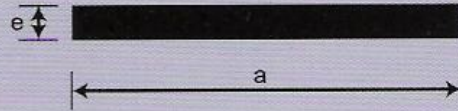
8. Realizar proyectos estructurales de acero, ya que en pocos años el consumo per cápita anual de acero en el Ecuador superará los 70 Kg/hab y podría incluso rebasar los 100 Kg/hab. Al terminar China su gran proyecto metálico, el acero en el mundo bajará su cotización.

ANEXOS

ANEXO A
Programa Exceload

ANEXO B
Tablas

2. Platinas



DENOMINACIÓN	DIMENSIONES		PESO		ÁREA
	a	e	Kg/m	Kg/6m	cm ²
	mm	mm			
PL 12 X 3	12	3	0,28	1,70	0,36
PL 12 X 4	12	4	0,38	2,26	0,48
PL 12 X 6	12	6	0,57	3,39	0,72
PL 19 X 3	19	3	0,45	2,68	0,57
PL 19 X 4	19	4	0,60	3,58	0,76
PL 19 X 6	19	6	0,89	5,37	1,15
PL 25 X 3	25	3	0,59	3,53	0,75
PL 25 X 4	25	4	0,79	4,71	1,00
PL 25 X 6	25	6	1,18	7,07	1,50
PL 25 X 9	25	9	1,77	10,59	2,25
PL 25 X 12	25	12	2,36	14,13	3,00
PL 30 X 3	30	3	0,71	4,24	0,90
PL 30 X 4	30	4	0,94	5,65	1,20
PL 30 X 6	30	6	1,41	8,47	1,80
PL 30 X 9	30	9	2,12	12,71	2,70
PL 30 X 12	30	12	2,83	16,95	3,60
PL 38 X 3	38	3	0,89	5,37	1,15
PL 38 X 4	38	4	1,19	7,16	1,52
PL 38 X 6	38	6	1,79	10,74	2,28
PL 38 X 9	38	9	2,69	16,11	3,42
PL 38 X 12	38	12	3,58	21,48	4,56
PL 50 X 3	50	3	1,18	7,07	1,50
PL 50 X 4	50	4	1,58	9,50	2,00
PL 50 X 6	50	6	2,26	14,13	3,00
PL 50 X 9	50	9	3,53	21,20	4,50
PL 50 X 12	50	12	4,71	28,26	6,00
PL 65 X 6	65	6	3,06	18,37	3,90
PL 65 X 9	65	9	4,59	27,55	5,85
PL 65 X 12	65	12	6,12	36,73	7,80
PL 75 X 6	75	6	3,53	21,20	4,50
PL 75 X 9	75	9	5,30	31,80	6,75
PL 75 X 12	75	12	7,07	42,39	9,00
PL 100 X 6	100	6	4,71	28,26	6,00
PL 100 X 9	100	9	7,07	42,40	9,00
PL 100 X 12	100	12	9,42	56,52	12,00

TUBERÍA ESTRUCTURAL

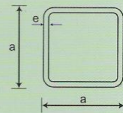
Características Generales:

Norma de Fabricación : ASTM A500-93
 Limite de fluencia (minimo) fy = 2400 kg/cm2
 Tolerancias : Diámetro +/- 0.5%
 Longitud de Entrega : 6 metros, otras longitudes bajo pedido
 Acabado : Negro o Galvanizado



1. Tubos Redondos

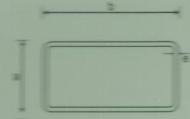
DENOMINACIÓN	ESPESOR	PESO	
		P	P
Diametro Exterior (D)	e	Kg/m	Kg/6m
pulg.	mm	mm	mm
5/8	15,88	1,50	0,55
3/4	19,05	1,50	0,67
7/8	22,22	1,50	0,79
1	25,40	1,50	0,90
		2,00	1,17
1 1/4	31,75	1,50	1,13
		2,00	1,48
1 1/2	38,10	1,50	1,37
		2,00	1,80
1 3/4	44,45	1,50	1,60
		2,00	2,13
1 7/8	47,63	1,50	1,72
		2,00	2,27
2	50,80	1,50	1,84
		2,00	2,43
		3,00	3,45
2 1/4	57,15	1,50	2,08
		2,00	2,79
2 3/8	60,50	1,50	2,24
		2,00	2,83
		3,00	4,38
2 1/2	63,50	1,50	2,34
		2,00	3,13
		3,00	4,62
3	76,20	2,00	3,68
		3,00	5,26
		4,00	7,35
3 1/2	89,10	2,00	4,37
		3,00	6,50
		4,00	8,60
4 1/2	114,30	2,00	5,59
		3,00	8,36
		4,00	11,09
5	127,00	2,00	6,22
		3,00	9,26
		4,00	12,28



2. Tubos Cuadrados

DENOMINACIÓN	ESPESOR	PESO	
		P	P
a	e	Kg/m	Kg/6m
pulg.	mm	mm	mm
3/4	20	1,50	0,88
1	25	1,50	1,13
		2,00	1,48
1 1/4	30	1,50	1,37
		2,00	1,80
1 1/2	40	1,50	1,72
		2,00	2,27
		3,00	3,22
2	50	1,50	2,32
		2,00	3,13
		3,00	4,62
2 3/8	60	2,00	3,74
		3,00	5,56
3	75	2,00	4,65
		3,00	6,88
		4,00	9,11
4	100	2,00	6,22
		3,00	9,26
		4,00	12,28

3. Tubos Rectangulares



DENOMINACIÓN	DIMENSIONES			PESO	
	a	b	e	P	P
Pulg.	mm	mm	mm	Kg/m	Kg/6m
3/4 x 1 1/2	20	40	1,50	1,37	8,20
			2,00	1,80	10,79
1 x 2	25	50	1,50	1,72	10,32
			2,00	2,27	13,62
1 1/2 x 2 3/8	40	60	2,00	3,13	18,75
			3,00	4,62	27,69
1 1/4 x 2 3/4	30	70	2,00	3,13	18,75
			3,00	4,62	27,69
1 1/2 x 3 1/8	40	80	2,00	3,68	22,05
			3,00	5,26	31,55
1 3/4 x 3	45	75	2,00	3,74	22,42
			3,00	5,56	33,36
			4,00	7,35	44,09
2 x 4	50	100	2,00	4,63	27,79
			3,00	6,88	41,26
			4,00	9,11	54,64

4. Tubos Poste Galvanizados



DENOMINACIÓN	ESPESOR	PESO	
		P	P
Diametro Exterior (D)	e	Kg/m	Kg/6m
pulg.	mm	mm	mm
1	25,40	2,00	1,22
1 1/4	31,75	2,00	1,55
1 1/2	38,10	2,00	1,88
1 5/8	42,20	2,00	2,15
1 3/4	44,45	2,00	2,22
2	50,80	2,00	2,54
2 3/8	60,50	2,00	3,10
2 1/2	63,50	2,00	3,27
3	76,20	2,00	3,84
		3,00	5,42
3 1/2	88,90	2,00	4,55
		3,00	6,70
4 1/2	114,30	2,00	5,84
		3,00	8,61
5	127,00	2,00	6,50
		3,00	9,53

5. Tubos Agrícolas Galvanizados



DENOMINACIÓN	ESPESOR	PESO	
		P	P
Diametro Exterior (D)	e	Kg/m	Kg/6m
pulg.	mm	mm	mm
7/8	22,22	1,5	0,84
1	25,40	1,5	0,95
1 1/4	31,75	1,5	1,20
1 1/2	38,10	1,5	1,45
1 3/4	44,45	1,5	1,69
2	50,80	1,5	1,95
2 1/4	57,15	1,5	2,23
2 1/4	57,15	2,0	2,91

Tipos de OSB

Masisa ofrece al mercado tableros Sheathing Span, esta clasificación de la TECO, Timberco Inc., certificadora americana, significa que está diseñado especialmente para la aplicación en revestimiento de muros, tabiques y techumbres.

ESPEORES Y FORMATOS

tipo	espesor (mm)	espesor (pulgadas)	ancho (m)	largo (m)
No es estructural	6	1/4	1,22	2,44
Sheathing Span	9,5	3/8	1,22	2,44
Sheathing Span	11,1	7/16	1,22	2,44
Sheathing Span	15,1	19/32	1,22	2,44
Sheathing Span	18	23/32	1,22	2,44

* Otros espesores a pedido y factibilidad técnica.

USO HABITACIONAL

distancia máx. apoyos en techumbre (cm) (*)	distancia máx. apoyos en pisos (cm) (*)	distancia máx. pies derechos tabiques (cm) (*)
No utilizar	no utilizar	No utilizar
40	no utilizar	40
60	no utilizar	60
60	40	60
No utilizar	40	No utilizar

* Otros usos deben ser ratificados por un calculista.

CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS

espesor (mm)	densidad (Kg/m ³)	flexión //	(N/mm ²) ⊥	tracción (N/mm ²)	mod. elasticidad //	(N/mm ²) ⊥	hinchamiento % 24 hrs.	humedad %	tolerancia dimensional	
mosa										
largo / ancho (mm/m)										
espesor (mm)										
6	630 ± 20	22	11	0,34	3500	1400	25	5 - 9	1,5	0,3
9,5	630 ± 20	22	11	0,34	3500	1400	25	5 - 9	1,5	0,3
11,1	610 ± 20	20	10	0,32	3500	1400	20	5 - 9	1,5	0,3
15,1	570 ± 20	20	10	0,32	3500	1400	20	5 - 9	1,5	0,3
18	570 ± 20	20	10	0,32	3500	1400	20	5 - 9	1,5	0,3

// Paralelo al sentido de la fibra (lado 2,44m) ⊥ Perpendicular al sentido de la fibra

Masisa se reserva el derecho de cambiar las especificaciones sin previo aviso

Recomendaciones

Para su instalación

Antes de su instalación se debe verificar la estructura que recibirá el tablero en cuanto a su alineación, el distanciamiento de apoyos y las escuadrías de los elementos dados por el proyectista. Uno de los aspectos más importantes al trabajar con tableros de madera es el hecho de considerar que ellos están sujetos a una leve variación dimensional debido a los cambios de humedad. Con esto es importantísimo llevar a cabo las recomendaciones en cuanto dejar las juntas de dilatación de 3 mm de ancho entre cada tablero y realizar el clavado desde el centro del tablero hacia los bordes, asumiendo un distanciamiento de 15 cm en los bordes y 30 cm al interior del tablero.

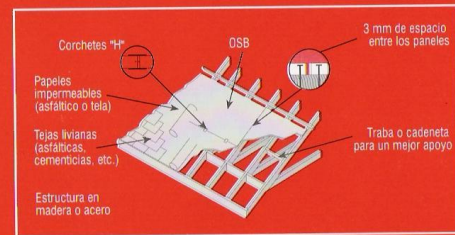
Para la terminación

En lo que se refiere a revestimiento de muros y tabiques, los Tableros OSB pueden ser recubiertos con cualquier material utilizado normalmente como pintura, revestimientos texturados, siding, PVC, enchape de ladrillo, etc., teniendo presente las siguientes recomendaciones:

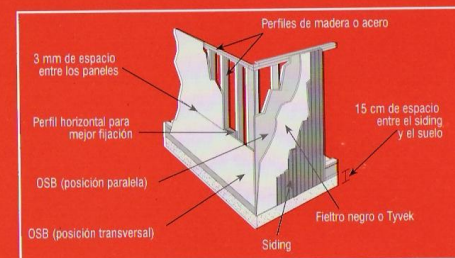
- Los bordes del tablero están sellados con un impermeabilizante a objeto de impedir la absorción de humedad por dicha zona, razón por la cual es recomendable también sellar los bordes de los tableros cortados durante su instalación con pintura del tipo óleo o esmalte que sea compatible con el recubrimiento a aplicar.
- Remover todo el polvo, partículas de madera y cualquier materia extraña antes de aplicar la pintura, la cual debiera aplicarse sobre la superficie que tenga una temperatura entre 15 a 20°C.



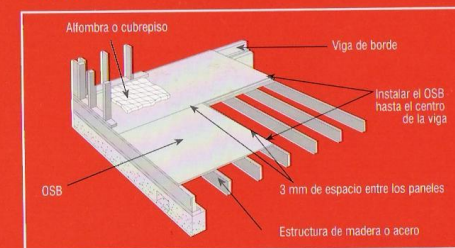
Cubiertas de techos



Muros



Pisos

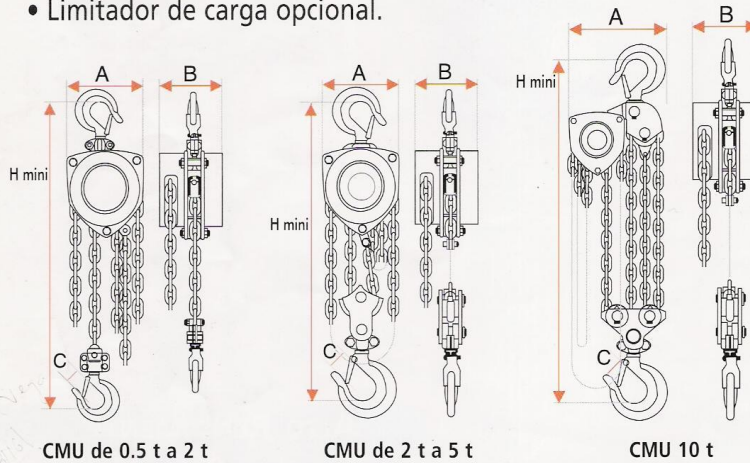


GAMA DE POLEAS DIFERENCIALES MANUALES DE CADENA

Gama completa :

- CMU* desde 0,5 hasta 20 toneladas.
- Ganchos de rotación libre 360°.
- Freno automático de doble trinquete.
- Probadas al 150% de la carga máxima.
- Cadena autolubricada, anticorrosión, conforme a NFE 26-010. (Resistencia a ambientes salinos > 800 h, y a temperaturas hasta 280°)
- Limitador de carga opcional.

Conformidad : **CE**
 - Directiva máquinas 98/37/CEE
 - Norma europea EN 292 (Equipos de seguridad)



CMU de 0.5 t a 2 t

CMU de 2 t a 5 t

CMU 10 t

CARACTERÍSTICAS GENERALES

Modelo	CMU	Número de ramales	Esfuerzo sobre la cadena de maniobra (daN/kg)	Cadena de elevación (mm)	Cadena de maniobra (mm)	Peso del polipasto 3 m elevación (kg)	Peso metro cadena suplementaria (kg)	Dimensiones			
								A (mm)	B (mm)	C (mm)	H mini (mm)
500	500 kg	1	21	5 x 15	5 x 24	9	1,5	132	112	23	340
1000	1000 kg	1	34	6 x 18	5 x 24	12	1,7	156	134	27	390
1500	1500 kg	1	38	8 x 24	5 x 24	19	2,3	196	150	31	470
2000	2000 kg	2	36	6 x 18	5 x 24	18	2,5	156	134	35	530
2000	2000 kg	1	40	8 x 24	5 x 24	20	2,3	229	155	35	605
3000	3000 kg	2	42	8 x 24	5 x 24	28	3,7	196	150	39	630
5000	5000 kg	2	45	10 x 30	5 x 24	41	5,3	229	171	45	730
10 000	10.000 kg	4	47	10 x 30	5 x 24	79	9,7	395	171	57	920
20 000*	20.000 kg	8	50	10 x 30	5 x 24	178	19,4	642	200	75	1050

* - CMU = Capacidad máxima de utilización.

** - Peso metro cadena de elevación y cadena de maniobra.

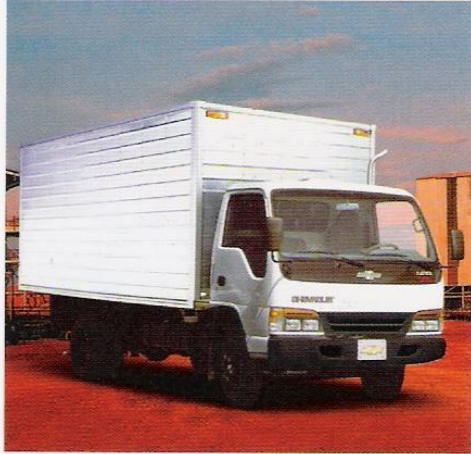
FIRMA DE CALIDAD

La directiva europea CE con número de serie 427794 y firma, certifica que aparato relacionado más abajo ha sido fabricado de acuerdo con la reglamentación técnica de seguridad, obligatoria para el mercado de la UNIÓN EUROPEA en la fecha de su venta por el fabricante.

NORMAS APLICADAS:

- DIRECTIVA EUROPEA.....Nº 89/392 – 91/368 – 93/68
- NORMAS EUROPEAS.....Nº EN 292

DENOMINACIÓN : POLEA DIFERENCIAL A CADENA
APLICACIÓN : ELEVACIÓN DE MATERIALES
MARCA : TRALIFT
TIPO : 2t



NPR 71L

Motor 4H G1T turbo
Desplazamiento 4 570 cc
Potencia 119.3HP/2 850 RPM
Torque 325.4 Nm/1 800 RPM
Capacidad de carga 4.960 Kg
Dirección de potencia
Longitud total 5 955 mm
Distancia entre ejes 3 365 mm
Longitud efectiva 4.5 m

ANEXO C

Resultados del SAP 2000