

Universidad Católica de Santa María

Facultad de Ciencias e Ingenierías Físicas y Formales

Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica, Mecánica

Eléctrica y Mecatrónica



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA DE PROTECCIÓN PARA EL
STOCKPILE DE MINERA CERRO VERDE II”**

Tesis presentada por el Bachiller:

Espino Pinto, Ricardo Eduardo

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Mecánico – Eléctrico

Asesor de Tesis:

Castro Valdivia, Jorge

AREQUIPA – PERÚ

2018



Universidad Católica de Santa María

(51 54) 382038 Fax: (51 54) 251213 ✉ ucsm@ucsm.edu.pe 🌐 http://www.ucsm.edu.pe Apartado: 1350

AREQUIPA - PERÚ

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA, MECÁNICA
ELÉCTRICA Y MECATRÓNICA

INFORME DICTAMINATORIO

VISTO

EL BORRADOR DE TESIS TITULADO:

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA DE PROTECCION PARA EL STOCKPILE
DE MINERA CERRO VERDE II”

Presentado por el Bachiller:

ESPINO PINTO RICARDO EDUARDO

Nuestro DICTAMEN es:

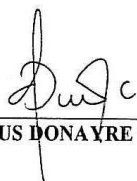
Para la sustentación.

OBSERVACIONES: - Revisar sobre los ceros y sus orígenes.

- Mejorar arriostres en puntos algios.

- Revisar por uso de materiales comerciales (pasadores).

Arequipa, 14 Mayo 2018


ING. JESÚS DONAYRE CAHUA


ING. JORGE CASTRO VALDIVIA

A mis padres que siempre confiaron en mí, a mis hermanos mis dos grandes modelos a seguir y a mi abuelita Nora.



RESUMEN DE LA INVESTIGACIÓN

El proyecto busca controlar la polución en la última ampliación de la Minera Cerro Verde, realizada entre los años 2104-2015, ya que es aquí donde se almacena el material, el cual contiene partículas muy finas, las cuales se pueden dispersar en el medio ambiente; llegando luego a los pueblos aledaños, afectando la salud de sus habitantes.

La presente tesis se desarrolla como una solución para controlar la polución de este material, con una estructura la cual evitara la polución del material fino y evitar así que estas partículas dañen a los pobladores de las zonas cercanas a la Sociedad Minera Cerro Verde.

Se mostrará el análisis de la estructura, así como el diseño de la misma, considerando los diferentes aspectos involucrados, como es seleccionar el material, los elementos estructurales, el tipo de estructura, las cargas que soportara la estructura, entre otras.

Espero que el actual trabajo sea un aporte al conocimiento para fines de diseño y como un aporte bibliográfico más, a aquellos que deseen diseñar este tipo de estructuras.

Palabras Clave: Controlar, salud, solución, polución, análisis, diseño,

ABSTRACT

The project seeks to avoid pollution in the last expansion of the Cerro Verde Mining, carried out between the years 2104-2016, since it is here where material is stored which contains very fine particles, which can be dispersed in the environment; Arriving later to the settlers and affecting their health.

The present thesis is developed as a solution to reduce or avoid the pollution of this material, with a structure that will avoid the pollution of the fine material and thus prevent these particles from damaging the inhabitants of the areas surrounding Cerro Verde Mining Company.

It will show the analysis of the structure, as well as the design of the structure, considering the different aspects involved, such as selecting the material. The structural elements, the type of structure, the loads that support the structure, among others.

I hope that the present work is a contribution to the knowledge for design purposes and as a bibliographical contribution more, to those who wish to design this type of structures.

Keywords: avoid, health, solution, pollution, analysis, design.

INDICE

RESUMEN DE LA INVESTIGACIÓN	3
ABSTRACT.....	4
CAPÍTULO I: MARCO TEORICO	10
1. DESCRIPCIÓN GENERAL.....	10
1.1 Localización del proyecto	10
1.2 Objetivos	11
1.3 Alcances	12
1.4 Definición de Stock Pile	12
1.5 Alternativas de solución	13
1.6 Características de la estructura	14
1.7 Selección de cobertura y armazón.	16
2. DISEÑO POR RESISTENCIA USANDO DISEÑO EN BASE A FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)	17
2.1 Factores de amplificación de carga.....	17
2.2 Probabilidad de ocurrencia	18
3. BASES DEL ANÁLISIS	18
CAPÍTULO II: DETERMINACION DE CARGAS	23
2.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS MUERTAS	23
2.2 DETERMINACIÓN DE CARGAS VIVAS.....	23
2.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS POR SISMO	24
2.4 DETERMINACIÓN DE CARGAS POR VIENTO	28
2.5 DETERMINACIÓN DE CARGAS POR LLUVIA.....	33
2.6 CALCULO DE LAS COMBINACIONES DE CARGA.....	34
CAPÍTULO III: INGENIERIA DEL PROYECTO Y SIMULACIÓN	36
3.1 ESTRUCTURACIÓN	36
3.1.1 Simplicidad y simetría:	37
3.1.2 Rigidez Lateral.....	37
3.1.3 Uniformidad y continuidad	38
3.1.4 Diafragmas Rígidos	38
3.2 MIEMBROS A Tensión	39
3.3 MIEMBROS A COMPRESIÓN	39
3.3.1 Columnas largas y cortas.	41
3.3.2 Relaciones de esbeltez máxima	42
3.4 MIEMBROS A FLEXIÓN	42
3.4.1 Coeficiente de flexión	49
3.5 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESIÓN	50
3.6 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL	52
3.7 MATERIALES EMPLEADOS.....	52
3.8 DETERMINACIÓN Y ANÁLISIS DE ESFUERZOS PRINCIPALES	53
3.8.1 Cargas de gravedad	53
3.8.2 Cargas dinámicas	55
3.9 COMPROBACIÓN POR CARGAS DINÁMICAS	64

3.9.1 Comprobación por carga de sismo.....	64
3.9.2 Comprobaciones por viento	69
3.10. DETERMINACIÓN Y ANÁLISIS DE ESFUERZOS FACTORIZADOS.....	69
3.11. SIMULACIÓN MEDIANTE SOFTWARE SAP 2000	71
3.12. INTRODUCCIÓN DE DATOS EN SAP200.....	71
3.12.1 Exportación del modelo	71
3.12.2 Definición de materiales.	72
3.12.3 Definición de Casos	74
3.12.4 Definición del Espectro Sísmico.....	77
3.12.5 Definición de Casos	78
3.12.6 Definición de combinaciones.....	79
CAPÍTULO IV: SELECCIÓN DE PERFILES	81
4.1 GENERALIDADES	81
4.2 DISEÑO Y SELECCIÓN DE PERFILES PARA LA ARMADURA	81
4.2.2 Elementos a flexión	82
4.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTO ESTRUCTURALES DEL PROYECTO	86
4.3.1 DISEÑO DE ARCO UBICADO EN LOS EJES "A" Y "B" (TRAMO 1 0 m. -6.09 m.).....	89
4.3.1.1 Diseño de los cordones de la celosía	89
4.3.1.2 Diseño de diagonales en cruz de la celosía.	95
4.3.2 DISEÑO DEL ARCO UBICADO EN LOS EJES A-B (TRAMO 2 +6.09m.).....	105
4.3.2.1 Diseño de los cordones de la celosía	106
4.3.2.2 Diseño de diagonales	111
4.3.2.3 Diseño de arriostres	116
4.3.2 DISEÑO DEL ARCO UBICADO EN LOS EJES E-F (TRAMO I 0 m. - 6.09m.)	121
4.3.2.1 Diseño de los cordones:.....	122
4.3.2.2 Diseño de las diagonales.....	127
4.3.3 DISEÑO DEL ARCO UBICADO EN LOS EJES E-F (TRAMO II +6.09 m.)	132
4.3.3.1 Diseño de los cordones.....	132
4.3.3.2 Diseño de refuerzo interno.....	138
4.3.3.3 Diseño de las diagonales y arriostres	143
4.3.4 DISEÑO DE LOS ARCOS G-H, I-J (TRAMO 1).....	153
4.3.4.1 Diseño de los cordones.....	153
4.3.4.2 Diseño de las diagonales y arriostres	159
4.3.5 DISEÑO DE LOS ARCOS G-H, I-J (TRAMO 2).....	164
4.3.5.1 Diseño de los cordones de la celosía	164
4.3.5.2 Diseño de las diagonales y arriostres de la celosía	169
4.3.5.3 Diseño de refuerzo interno del arco	174
4.3.6 DISEÑO DE ARCOS M-N, O-P (TRAMO 1)	184
4.3.6.1 Diseño de cordones	184
4.3.6.2 Diseño de diagonales y arriostres	189
4.3.7 DISEÑO DE ARCOS M-N, O-P (TRAMO 2)	194
4.3.7.1 Diseño de cordones	194
4.3.7.2 Diseño de diagonales y arriostres	199
4.3.8 DISEÑO DE RIGIDIZADORES.....	204
4.3.9 DISEÑO DE ARCOS DE LOS DOMOS.....	212
4.3.9.1 Diseño de los cordones (tramo 1).....	213

4.3.9.2 Diseño de los cordones (tramo 2).....	214
4.3.9.3 Diseño de las diagonales.....	214
4.3.10 DISEÑO DE LOS ANILLOS DE COMPRESIÓN.....	215
4.3.10.1 Diseño de los cordones del anillo de compresión.....	215
4.3.10.2 Diseño de las diagonales del anillo de compresión.....	216
4.3.10.3 Diseño de los arriostres del anillo de compresión.....	217
4.3.11 DISEÑO DE CELOSIAS TRIANGULARES.....	217
4.3.11.1 Diseño de celosías en el sector 1.....	218
4.3.11.1.1 Celosías tipo 1.....	219
• Cordones a compresión.....	219
• Diagonales.....	220
4.3.11.1.2 Celosías Tipo 2.....	220
• Diseño de Cordones y Diagonales.....	220
4.3.11.1.3 Celosías Tipo 3.....	221
4.3.11.1.4 Celosías Tipo 4.....	221
4.3.11.2 Diseño de celosías en el sector 2.....	222
4.3.11.2.1 Celosías Tipo 1.....	222
• Cordones a compresión.....	222
• Diagonales.....	223
4.3.11.2.2 Celosías Tipo 2.....	223
4.3.11.2.3 Celosías Tipo 3.....	224
4.3.11.2.4 Celosías Tipo 4.....	224
4.3.11.3 Diseño de celosías en el Sector 3.....	224
4.3.11.3.1 Celosía Tipo 1.....	225
• Diseño de cordones.....	225
• Diseño de diagonales.....	225
4.3.11.3.2 Celosía Tipo 2.....	226
4.3.11.3.3 Celosía Tipo 3.....	226
4.3.11.3.4 Arcos intermedios y arriostres.....	227
• Diseño de arcos.....	227
• Diagonales.....	227
4.3.11.4 Diseño de celosías en el sector 4.....	229
4.3.11.4.1 Celosías Tipo 1.....	229
4.3.11.4.2 Celosías Tipo 2.....	230
• Cordones.....	230
• Diagonales.....	230
4.3.11.4.3 Celosías Tipo 3.....	230
4.3.11.5 Diseño de celosías en el sector 5.....	231
4.3.11.6 Diseño de celosías en el sector 6.....	232
4.3.11.7 Diseño celosías en el sector 7.....	233
4.3.11.8 DISEÑO DE LAS VIGAS DE UNION ENTRE CELOSIAS.....	234
4.3.12 DISEÑO DE UNIONES SOLDADAS Y EMPERNADAS.....	234
4.3.12.1 CONEXIONES SOLDADAS.....	239
4.3.12.1.1 Unión Entre Diagonales y Cordones de Arcos Centrales.....	243
4.3.12.1.2 SOLDADURA ENTRE RAMAS Y CORDON DE LOS ARCOS CENTRALES TRAMO 2.....	250
4.3.12.1.3 SOLDADURA ENTRE RAMAS Y CORDON DE LOS ARCOS CENTRALES TRAMO 2.....	257

4.3.12.2 CONEXIONES EMPERNADAS	265
4.3.12.2.1 CONEXIONES EN VIGAS TRIANGULARES	265
4.3.12.2.1.1 Conexión con Bidas en Celosía S1-T1	270
4.3.12.2.1.2 Conexión con Bidas en Celosía S1-T2	279
4.3.12.2.1.3 Conexión con Bidas en Celosía S1-T3	286
4.3.12.2.1.4 Conexión con Bidas en Celosía S1-T4	293
4.3.12.2.1.5 Conexión con Bidas en Celosía S2-T1	293
4.3.12.2.1.6 Conexión con Bidas en Celosía S2-T2	300
4.3.12.2.1.7 Conexión con Bidas en Celosía S2-T3	307
4.3.12.2.1.8 Conexión con Bidas en Celosía S2-T4	314
4.3.12.2.1.9 Conexión con Bidas en Celosía S3-T1	322
4.3.12.2.1.10 Conexión con Bidas en Celosía S3-T2	328
4.3.12.2.1.11 Conexión con Bidas en Celosía S4-T1	335
4.3.12.2.1.12 Conexión con Bidas en Celosía S4-T2	335
4.3.12.2.1.13 Conexión con Bidas en Celosía S4-T3	342
4.3.12.2.1.14 Conexión con Bidas en Celosía S5-T1	342
4.3.12.2.1.15 Conexión con Bidas en Celosía S6-T1	349
4.3.12.2.1.16 Conexión con Bidas en Celosía S7	349
4.3.12.2.1.17 Conexión con Bidas en Arcos Centrales	356
4.3.12.2.1.18 Conexión con Bidas entre los Arcos de los Domos y Anillo de Compresión	364
4.3.13 DISEÑO DE SOPORTES ARTICULADOS PARA LAS BASES DE LOS ARCOS	371
4.3.13.1 Resistencia al corte del pasador	371
4.3.13.2 Resistencia al aplastamiento de la pieza	373
4.3.13.3 Resistencia a la flexión	375
4.3.13.4 Resistencia combinada de flexión y corte	376
4.3.14 DISEÑO DE LA PLACA BASE	378
4.3.15 SIMULACION MEDIANTE SOFTWARE AUTODESK SIMULATION MECHANICAL 2017	387
4.3.15.1 Simulación del soporte articulado	387
4.3.15.2 Simulación del soporte para el refuerzo interno de las columnas	397
4.3.16 DISEÑO DE CIMENTACIONES	400
4.3.16.1 Cargas aplicadas	401
Para poder realizar estas combinaciones necesitamos extraer los casos de cargas requeridos (carga muerta, carga viva, viento y sismo).	402
4.3.16.2 Propiedades del suelo	403
4.3.16.3 Diseño de los elementos estructurales	404
4.3.16.3.1 Definición de Parámetros en SAFE 2016	404
4.3.16.3.1.1 Materiales	404
4.3.16.3.1.2 Losas	406
4.3.16.3.1.3 Modulo de Balasto	406
Un dato importante a definir en SAFE es el módulo de Balasto o módulo de reacción del suelo el cual nos definirá más adelante en los resultados las Presiones sobre el suelo.	406
4.3.16.3.1.4 Combinaciones de carga	407
4.3.16.3.1.5 Cargas puntuales	408
4.3.16.3.1.6 Modelamiento	410
4.3.16.3.1.6 Resultados	411
4.3.17 DISEÑO DE ARRIOSTRES	414

CAPÍTULO V: METRADOS Y COSTOS.....	416
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	423
BIBLIOGRAFÍA.....	425



CAPÍTULO I: MARCO TEORICO

1. DESCRIPCIÓN GENERAL

En la última ampliación de la Minera Cerro Verde, realizada entre los años 2104-2015, la cantidad de material apilado expuesto al medio ambiente aumento debido a sus nuevos Stockpile ambos con una capacidad de 93000 Toneladas, y tomando en consideración las medidas de protección aplicadas en las minas Sociedad Minera el Brocal en el distrito de Tinyahuarco, Pasco, Perú, etc., es adecuado que un Stockpile de la capacidad de la minera Cerro Verde localizada en las afueras de Arequipa, tenga una adecuada cobertura, y de esta manera salvaguardar al personal que labora en dicha mina, así como a la población aledaña y en general para protección del medio ambiente.

La forma de evitar la propalación de esta polución es construir una estructura que sirva de barrera, impidiendo que las partículas finas de los agregados se propalen por el aire, esta estructura debe considerar muchos criterios, como son el tipo de material, el periodo de vida, las fuerzas a las que estará sometida, el clima, mantenimiento de la misma, entre otros.

Dicho lo anterior, el presente proyecto, es para evitar que la polución producto de los materiales almacenados, dañe a la población en general y no se propale por el medio ambiente.

Además, el presente trabajo mostrará las diversas etapas de análisis y diseño de esta estructura, sirviendo como una fuente bibliográfica, para el cálculo y diseño de estructuras.

1.1 Localización del proyecto

El proyecto está localizado en el departamento de Arequipa, Provincia de Arequipa, en el complejo minero Cerro Verde.



Fig. 1. 1 Mapa de Arequipa

1.2 Objetivos

❖ Objetivos Generales

- Diseño de una estructura de acero en forma de cilindro en su parte central y de domo en los extremos, de 214 m. x 116 m. de ancho x 54m. de alto, con un área proyectada de 22001.9 m^2 , para el almacenamiento del Stockpile, de acuerdo a las normas vigentes.

❖ Objetivos Específicos

- Usar las normas Técnicas Peruanas (E.020 , E.030, E.050, E.060 y E.090) en las cuales se dan pautas para el diseño sísmico, tomando en cuenta los mejores factores para asegurar una capacidad autosísmica adecuada de la estructura, así las especificaciones ANSI/AISC 360-10 para construcciones en acero.
- Buscar que los edificios prácticamente no sufran daño alguno ante sismos y que el daño estructural sea limitado y/o fácilmente reparable.

1.3 Alcances

- El presente trabajo detalla el análisis estructural para un modelo de almacén de concentrado de cobre (domo).
- En el cálculo de análisis vibracional, debido a dificultades de confidencialidad y origen de la información, se está asumiendo un tipo de suelo referido a trabajos similares hechos por una contratista relacionada.
- Los cálculos de costos del proyecto y sus valores de fabricación y montaje son referenciales y pueden ser afinados bajo un análisis de costos unitarios más desarrollado.
- El presente trabajo no contempla aspectos relacionados a trabajos de montaje, instalaciones y traslados de materiales y/o equipos.

1.4 Definición de Stock Pile

El término “Stockpile” hace referencia a una pila de material almacenado (por lo general agregados), para diversas funciones el cual es transportado posteriormente.

Los materiales depositados forman grandes cúmulos, en forma cónica, estos son colocados por unas fajas, en el caso de Minera Cerro Verde se forman 2 conos de concentrado que son transportados por 2 fajas.

El “Stockpile” debe ser cubierto por una cobertura, que generalmente es metálica, para controlar la polución del material fino (polvo) en presencia del aire.



Fig. 1. 2 Stockpile en proyecto minero.

1.5 Alternativas de solución

Como se explicó el “Stock Pile” es una estructura cuya función es el almacenamiento de concentrado de cobre procedente del chancado primario.

Para evitar la polución con partículas de concentrado de cobre arrastradas de esta pila a causa del viento es que se plantea cubrir ambos Stockpiles con una estructura metálica.

La alternativa de solución es la armadura con extremos

1.6 Características de la estructura

En el presente proyecto, se configura lo siguiente:

- ❖ La estructura tendrá una longitud máxima de 214 metros, un ancho máximo de 117 metros y una altura de 54 metros.
- ❖ La estructura consistirá de dos áreas en forma de semi-domos en los extremos y en un área en forma de cilindro en la parte central.
- ❖ **Domos:** En los extremos se plantea una estructura tipo domo conformada por 7 arcos concéntricos, que convergen en un anillo de compresión. Estas estructuras son auto portantes por su geometría la cual tiene un comportamiento similar al de una cascara.

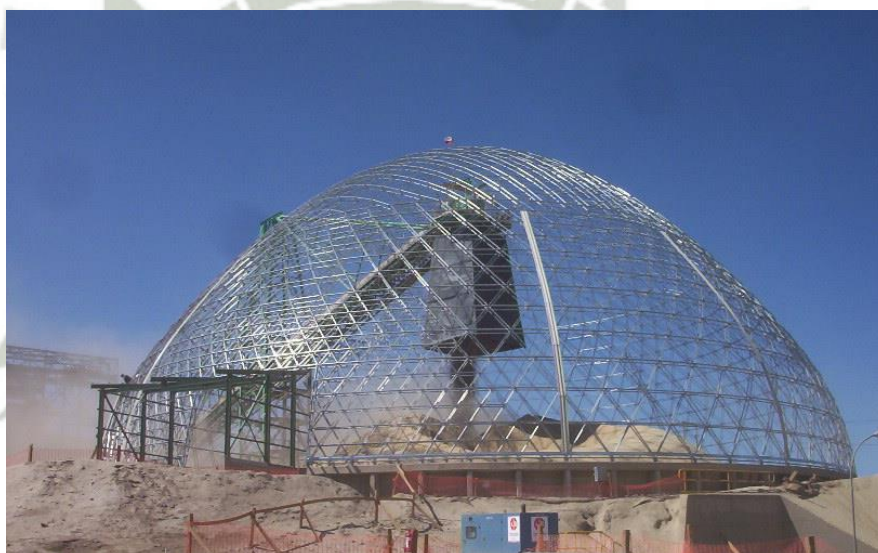


Fig. 1.3 Domo de acero

- ❖ **Cilindro:** Esta zona comprende el desarrollo central más extenso de la cobertura, donde se había planteado seguir el encuentro de los arcos a la misma altura de los anillos de compresión, sin embargo, esta zona presentaba problemas serios por una excesiva deflexión debida al peso propio, por lo cual se cambió este planteamiento completando los arcos para conseguir un comportamiento auto portante. La separación entre sí de los arcos está limitada por las estructuras presentes en el sitio del proyecto, los “Stacker” y los túneles de recuperación que pasan por debajo del Stockpile.

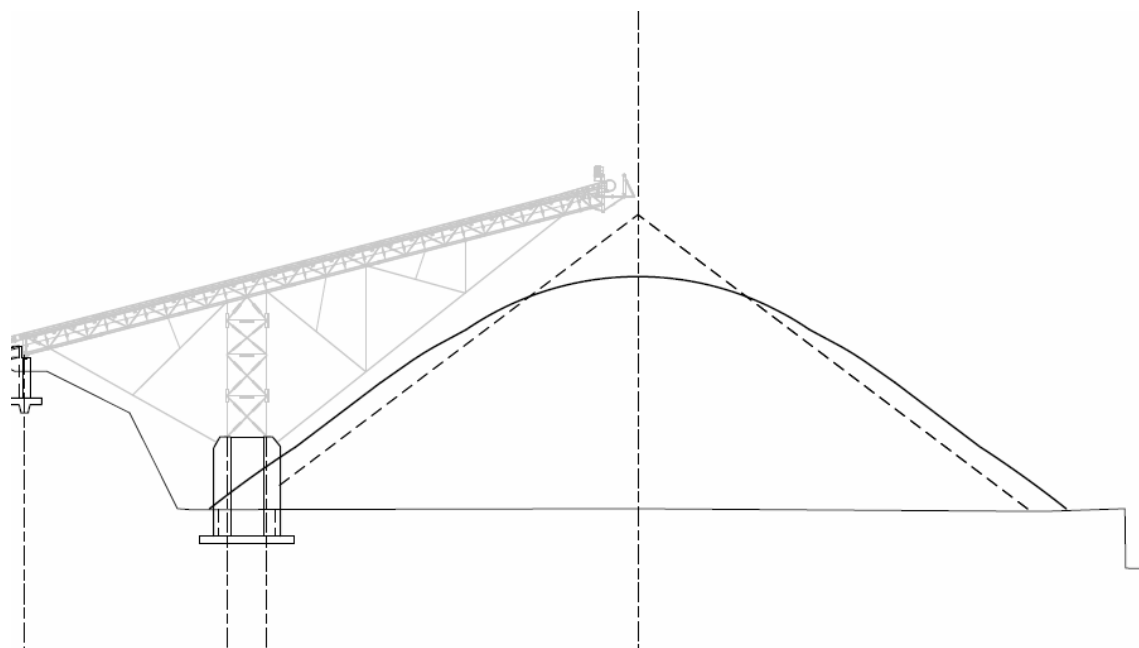


Fig. 1. 4 Estructura del Stacker

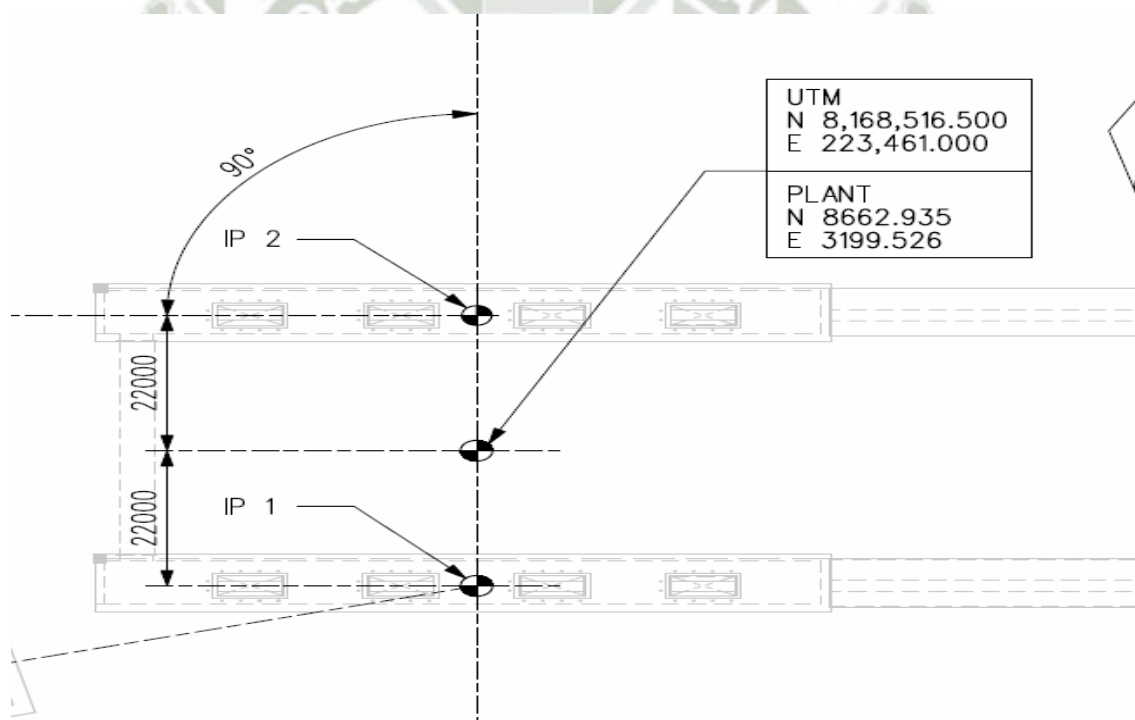


Fig. 1. 5 Túneles de Recuperación

- ❖ La estructura será una armazón y/o armadura cubierta por paneles metálicos curvos (TR6) en la cual los elementos estarán sometidos a tensión, compresión,

flexión; pero los esfuerzos máximos se darán en flexocompresión, ya que la estructura tendrá que soportar fuerzas dinámicas como son el viento y el sismo.

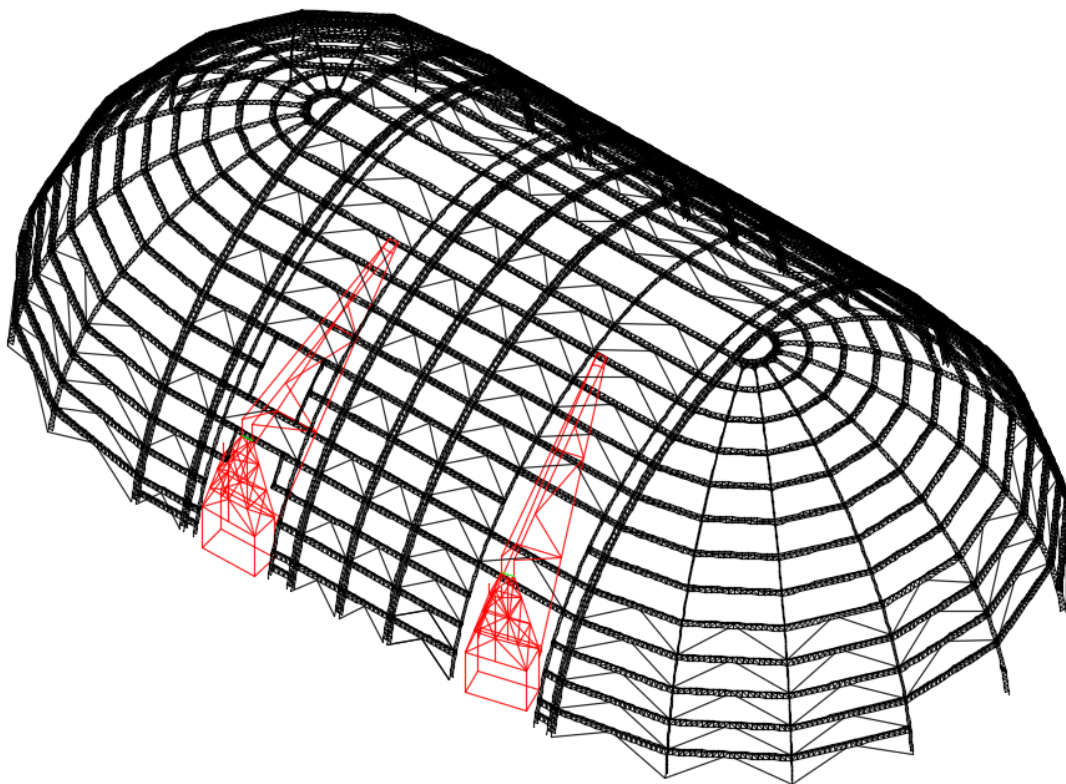


Fig. 1. 6 Estructura del proyecto

1.7 Selección de cobertura y armazón.

La selección de la cobertura, se hizo considerando diversos criterios, como son las fuerzas dinámicas, masa de la estructura, clima, entre otros.

Se consideró una cobertura TR6- Curvo, debido a su buen comportamiento, a su bajo peso y a su radio de curvatura que facilita su montaje sobre los arcos.

$$\text{Promedio cobertura (calaminón + soportes secundarios)} = 4 \text{ kg/m}^2$$

Es importante que la cobertura de la estructura tenga un peso bajo, ya que cabe recordar que son los elementos estructurales los que también soportaran estas cargas y de ser una cobertura de un peso significativo aparecerán mayores esfuerzos en los diferentes elementos estructurales, lo cual no es lo idóneo para este tipo de estructuras.

Los elementos estructurales como ya se indicó serán de acero, detallaremos a continuación las propiedades del acero.

2. DISEÑO POR RESISTENCIA USANDO DISEÑO EN BASE A FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

Para el proyecto en cuestión, se hará uso del método por Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD), en este método las diferentes cargas calculadas (muerta, viva, lluvia, viento, sismo) se multiplican por diferentes factores formándose combinaciones, estas cargas nos darán momentos los cuales son comparados con los momentos nominales del elemento estructural, estos son minorados por factores de acuerdo al esfuerzo al que está trabajando el elemento (compresión, tracción, etc.).

Los momentos últimos del análisis, tienen que ser menores a los momentos nominales ya minorados, de no ser así el elemento es cambiado por otro con mayor momento nominal.

2.1 Factores de amplificación de carga

Esto se debe a que se prevé un periodo o vida útil para la edificación, y es aquí que la probabilidad de ocurrencia de cargas que excedan las cargas estimadas originalmente hace necesario el uso de factores que amplifiquen la carga real por un factor basado en la probabilidad de excedencia de dicha carga

Esto se debe a que la resistencia de los elementos estructurales no puede ser considerada en base a una resistencia nominal pues las incertidumbres en los materiales empleados, así como la calidad del proceso constructivo empleado determina variaciones que disminuyen esta resistencia nominal, así por estimaciones estadísticas se procede a determinar factores de reducción de la estructura que permitan asegurar que solo un porcentaje mínimo (alrededor de 2%) puede quedar por debajo de la estimación de la resistencia de diseño (Ottazzi Pasino, 2004),

Estos dos criterios combinados determinan lo que se conoce como diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design)

$$\gamma_1 Q_1 + \gamma_2 Q_2 + \dots + \gamma_n Q_n \leq \phi R_n \text{ (Harmsen, 2002)}$$

γ : Factor de amplificación de la carga

Q : Carga

ϕ : Factor de reducción de la resistencia

R_n : Resistencia nominal o teórica del elemento

2.2 Probabilidad de ocurrencia

Son las funciones de probabilidad las que describen, mejor comportamiento de la frecuencia con la cual la carga viva puede ser menor o puede ser excedida en un periodo de vida útil de la edificación “T”; y que la resistencia de los elementos estructurales puede ser menor o mayor un valor esperado para los elementos estructurales; tienen como un ajuste bastante cercano la distribución normal (Montgomery & Runger, 1996)

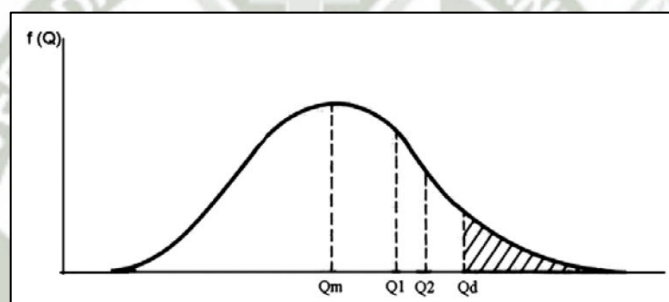


Fig. 1. 7 Curva de distribución normal

3. BASES DEL ANÁLISIS

Los diferentes análisis realizados, parten de una relación conocida por los profesionales en el campo del análisis estructural, el cual es nada menos que la conocida ley de Hooke.

La ley de Hooke nos indica que el esfuerzo está directamente relacionado con la deformación de los diferentes elementos estructurales, en este caso se puede tener diferentes aspectos a considerar, como son área de la sección transversal del elemento, material del que está compuesto el elemento, ductilidad del material, resistencia, etc.

La ley de Hooke es mostrada a continuación:

$$\sigma = E\epsilon$$

Dónde:

σ : Esfuerzo al que está sometido el elemento (tracción, compresión)

ϵ : Deformación del elemento

E : Modulo de elasticidad del material

En su forma de fuerza y desplazamiento, tenemos:

$$[\vec{F}] = k[\vec{x}]$$

F : Fuerza a la que está sometida el elemento

k : Constante de deformación del material

x : Desplazamiento del elemento

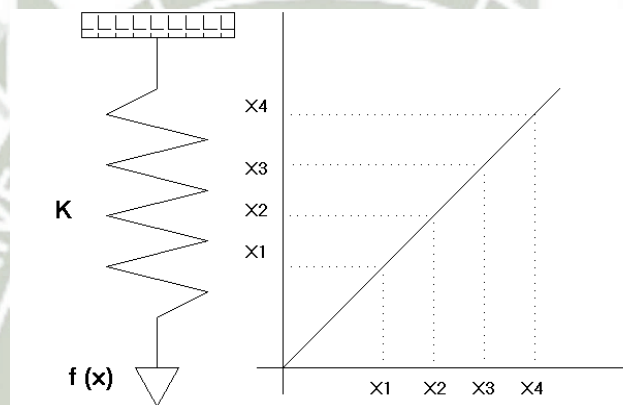


Fig. 1. 8 Resorte que ejemplifica la ley de Hooke

Para describir el comportamiento de los elementos estructurales completamente es necesario recurrir a los campos de la mecánica de materiales y la teoría de la elasticidad que son en una manera de ver desarrollos extendidos y detallados a partir de la ley de Hooke; ya sea que utilicemos elementos simplificados unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales.

Al ser la ley de Hooke una ecuación vectorial y además lineal, surge una sistematización de la resolución de las numerosas ecuaciones necesarias para describir el comportamiento de una estructura denominándose esto **método matricial**, que consiste en describir el comportamiento de los elementos a partir de nudos donde se definen los grados de libertad, ya sea que estos sean libres o restringidos, sin embargo,

esto solo representa un método numérico para resolver un sistema de ecuaciones. Siendo necesarias algunas condiciones necesarias para la validez en la aplicación del método matricial:

- Todos los estados de carga en la estructura generan deformaciones y consecuentes esfuerzos dentro del rango elástico lineal de cada elemento de la estructura. Lo que también puede entenderse como deformaciones pequeñas
- Referido al anterior punto es aplicable el “*Principio de superposición lineal*” para combinar los estados de carga de la estructura.
- Referido al análisis por fuerzas sísmicas identificamos 2 fases importantes para comprender la aplicación del principio de superposición lineal al estado de carga sismo (ver imagen inferior) el cual desarrolla en la estructura deformaciones inelásticas (comportamiento no lineal):

1.- Considerando que la estructura desarrollara un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar la deformación Δ_u la fuerza elástica inercial generada por la acción de un sismo seria $F_e \approx ZUCS * P_{sis}$

2.- Considerando el comportamiento dúctil de la estructura se puede definir dos puntos Δ_y como límite de proporcionalidad lineal y Δ_u límite de deformación inelástica o rotura, se define la variable $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ como ductilidad, e interpretando este diagrama tenemos que para alcanzar la deformación Δ_u la estructura alcanza una fuerza inelástica correspondiente a $F_i = \frac{F_e}{\mu}$ luego de lo cual fluye bajo la misma fuerza, si ahora realizamos una semejanza donde $R \approx \mu$ y reemplazando tenemos que un evento sísmico puede desarrollar una deformación Δ_u asociado a una fuerza sísmica inelástica

$$F_i \approx \frac{ZUCS}{R} * P_{sis}$$

- Teniendo los dos puntos anteriores presentes podemos entender que para aplicar el principio de superposición lineal consideramos una fuerza sísmica inelástica que es la máxima respuesta que puede ofrecer la estructura bajo la cual realizamos un análisis elástico lineal; luego de lo cual la estructura seguirá deformándose sin incrementar la fuerza hasta alcanzar una deformación menor a Δ_u que será establecido en las limitaciones del reglamento de diseño (Norma Técnica de edificación E030 - Diseño sísmoresistente, 2009)

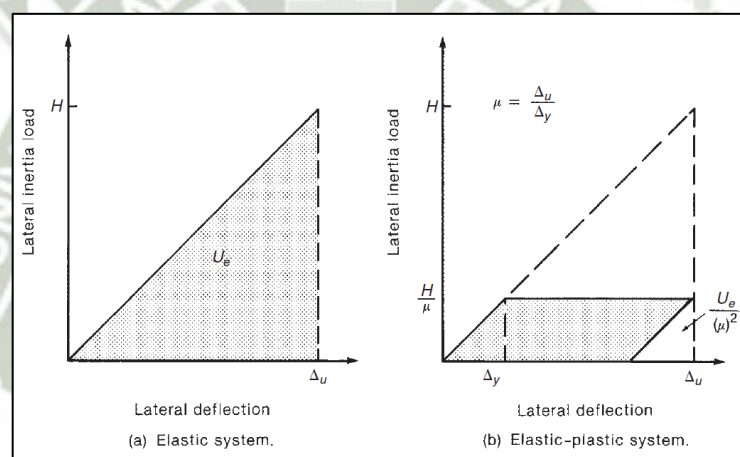


Fig. 1. 9 Energía de deformación de un cuerpo ante deformaciones

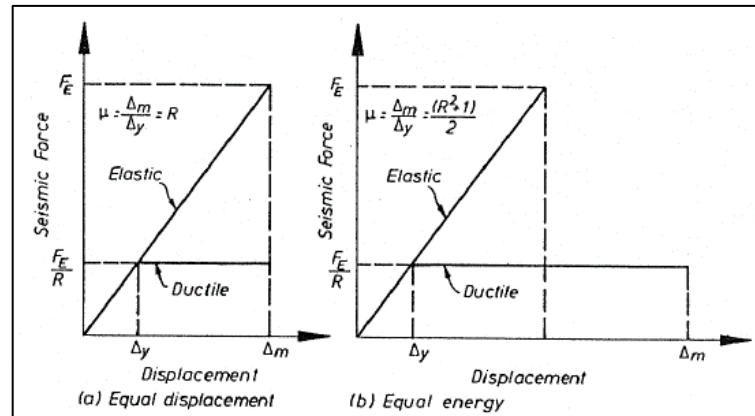


Fig. 1. 10 Desplazamiento ante energía

- Para la estimación de la respuesta sísmica elástica de la estructura se realiza un análisis modal – espectral, que consiste en determinar en primer lugar los modos de vibrar de la estructura asociados a un periodo de vibración y de este recurrimos a un espectro de respuesta sísmica elástico para obtener una respuesta de aceleración correspondiente a dicho periodo, con lo que obtenemos un conjunto de fuerzas laterales correspondientes al modo i_{esimo} de vibrar, de donde finalmente se recurre a un método de combinación para las fuerzas modales. Para la presente tesis se usó el método de combinación cuadrática completa ó **CQC**. (Paultre, 2011) (Chopra, 2014)
- Para la determinación de deformaciones y consecuentes esfuerzos de los elementos unidimensionales o frame, es suficiente hacer uso de los métodos de la mecánica de materiales.
- Para la determinación de deformaciones y consecuentes esfuerzos de los elementos bidimensionales se recurre a las ecuaciones de la teoría de la elasticidad.

CAPÍTULO II: DETERMINACION DE CARGAS

Para diseñar un elemento estructural, es necesario conocer las cargas que van apoyarse sobre dicho elemento estructural, entre las cargas tenemos la carga muerta, la carga viva, cargas dinámicas (viento, sismo), entre otras que a continuación pasaremos a indicar y describir. La norma que define estas cargas es la E 020 del Reglamento Nacional de edificaciones.

2.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS MUERTAS

- ❖ La carga muerta es una carga originada por el propio peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, y otros elementos soportados por la edificación.
- ❖ En el proyecto a diseñar, tenemos que ser específicos en el peso de los perfiles y el peso de la cobertura del domo.

2.2 DETERMINACIÓN DE CARGAS VIVAS

- ❖ Es aquella carga de gravedad que actúa sobre la estructura cuando esta se encuentra ya en servicio y puede variar en posición y valor durante la vida útil de la estructura.
- ❖ Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, y otros elementos movibles soportados por la estructura.
- ❖ En el proyecto indicado en la presente tesis, no se cuenta con materiales, equipos y otros elementos móviles soportados por la estructura, ya que al ser una cobertura de protección y en forma curva, no habrá ocupantes en dicha estructura, pero según la norma E20 en punto 3.2.1.4 dice “Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf/m²), es por eso que se considera esta carga viva para nuestra cobertura.

2.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS POR SISMO

- ❖ Esta carga es de tipo dinámica, es decir producirá movimiento lateral en la estructura, se sabe que los desplazamientos laterales son los que dañan a las estructuras, es por eso que se trata de controlar dichos desplazamientos. Por lo tanto, es muy importante y obligatorio cumplir con los requerimientos de la Norma E.030.
- ❖ Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales. Los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos. Cuando el suelo se mueve, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir tal movimiento, como se muestra en la figura.

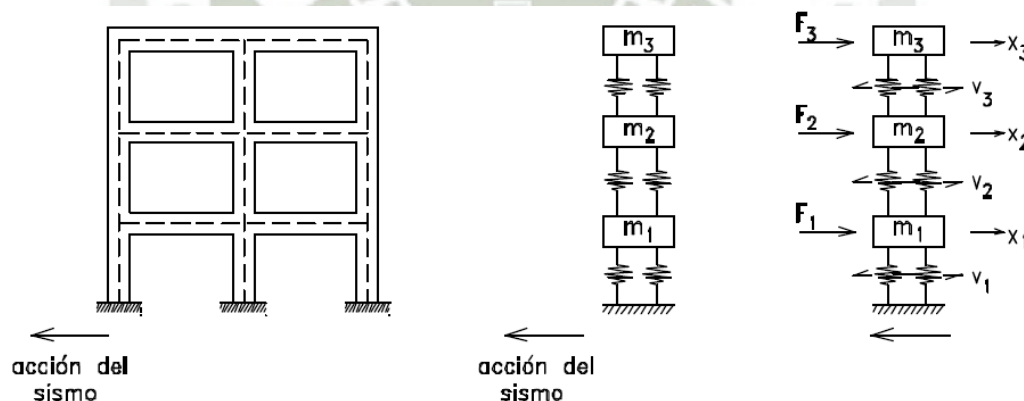


Fig. 2. 1 Fuerza de sismo aplicada a un modelo idealizado

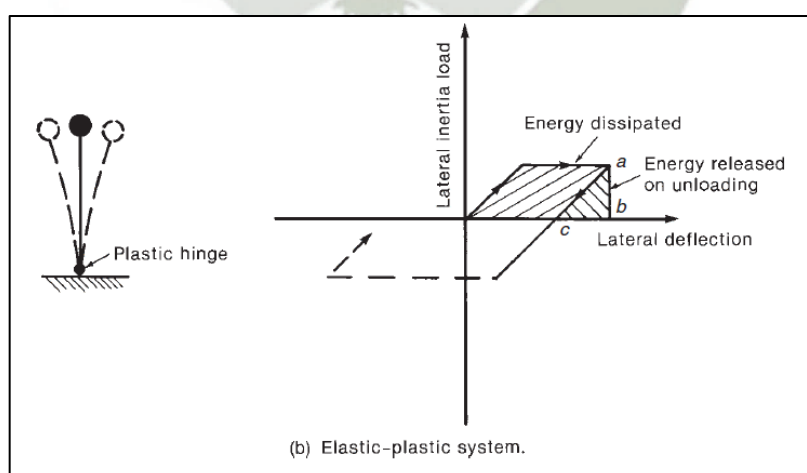


fig. 2. 2 Energía disipada y deformación

- ❖ Los sismos producen movimiento caótico, esto debido a las aceleraciones que se dan en el terreno, entonces el Reglamento Nacional de Edificaciones, nos proporciona la siguiente relación para hallar el espectro de aceleraciones:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Dónde:

Z = Factor de zonificación sísmica:

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, nuestro país se divide en 4 zonas. La zonificación se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información neotécnica

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla 2. 1 Factores de Zona "Z" Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

S = Factor del tipo de suelo:

La geología de nuestro territorio es variada, de tal manera que tenemos diferentes estratos de suelos, es así que el Reglamento Nacional de Edificaciones nos indica los diferentes tipos de suelo:

- Perfil tipo S₀: Roca dura
- Perfil tipo S₁: Roca o suelos muy rígidos
- Perfil tipo S₂: Suelos intermedios
- Perfil tipo S₃: Suelos blandos

- Perfil tipo S₄: Condiciones excepcionales.

Asociado a la zonificación y al tipo de suelo tenemos el factor S, de acuerdo a la siguiente tabla del Reglamento Nacional de Edificaciones:

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 2. 2 Factor de Suelo "S" Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Tabla N° 4 PERÍODOS "T_p" Y "T_L"				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 2. 3 Periodos "Tp" y "Tl" Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

C = Coeficiente Sísmico:

Este es un factor de amplificación sísmica, el cual se define mediante la siguiente expresión:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde T_p y T_L son periodos de suelo y T es el periodo fundamental de la estructura

U = Factor de uso e importancia:

En este ítem se considera el uso de la estructura, ya que de acuerdo a su uso podemos determinar si las estructuras son esenciales, es decir si después del sismo tienen que seguir operando normalmente (hospitales), o si son estructuras importantes, a continuación, mostramos el cuadro del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo o tales como: * Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. * Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones, cuarteles de las fuerzas armadas y policiales. * Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificaciones que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1.5

B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares	Ver nota 2

Tabla 2. 4 Categoría de las edificaciones Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuada.

R= Factor de reducción

Este factor se encuentra en el Reglamento Nacional de Edificaciones y depende del sistema estructural de la estructura.

2.4 DETERMINACIÓN DE CARGAS POR VIENTO

- ❖ Este tipo de carga se considera dinámica, ya que al igual que la carga de sismo producirá movimiento y desplazamiento lateral.

- ❖ Además, es necesario señalar que todas las estructuras están sujetas a la acción del viento, y los efectos del viento aumentan conforme aumenta la altura de la estructura.
- ❖ En el caso de estructuras de acero, debido a su bajo peso propio y grandes superficies expuestas a la acción del viento, las cargas de viento pueden ser más importantes que las de sismo.
- ❖ Además, en el análisis de este tipo de carga debe definirse dos conceptos importantes: Barlovento y Sotavento.
- ❖ La carga de viento a pesar de ser dinámica, es mejor tratarla como una carga estática. Las cargas de viento son tratadas como presiones en toda la longitud de los diferentes elementos estructurales.
- ❖ Para ello tenemos las siguientes ecuaciones:

$$p = C_p * C_r * q$$

Dónde:

p = Intensidad de la presión estática equivalente.

C_p = Coeficiente que depende de la forma de la estructura.

C_r = Coeficiente que depende de la magnitud de las velocidades de las ráfagas de viento y del tamaño de la estructura.

q = Intensidad de la acción dinámica del viento

$$q = 0.5 * \rho * v^2$$

Dónde:

ρ = densidad del aire

v = velocidad del viento de diseño a la altura H sobre el suelo en el cual se calcula, o una altura característica de la estructura.

Flujo Típico del viento alrededor de edificios

A continuación, se muestra una figura donde el viento está soplando sobre una cara del edificio con techo a dos aguas.

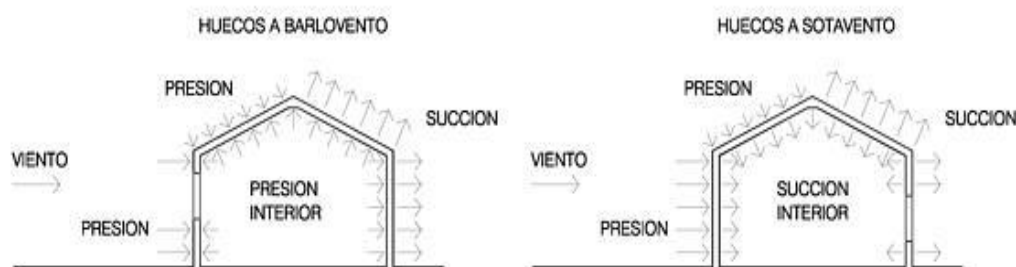


Fig. 2. 3 Sistemas Estructurales a Barlovento y Sotavento

- ❖ Los flujos son lentos o desacelerados a medida que se acercan al edificio, produciéndose una presión positiva en la cara de barlovento. Creada la obstrucción por causa del edificio, este flujo se vuelca alrededor de las esquinas y del techo. El flujo separado (llega a ser separado de la superficie del edificio) en estos puntos y la baja presión, por debajo de la presión atmosférica, origina una presión negativa o succión en los muros extremos y en cierta porción de los techos. Una gran zona de baja presión de flujo retardado es creada a sotavento del edificio, la cual produce una succión en el muro de sotavento del techo.
- ❖ Las presiones actuantes en un techo dependen completamente de su inclinación, son generalmente positivas en la zona de barlovento para inclinaciones mayores de 30° pero para inclinaciones menores, la cara a barlovento del techo puede estar sujeta a succiones severas y que alcanzan un máximo a una inclinación de 10° aproximadamente. Bajo condiciones de vientos extremos estas succiones pueden vencer el peso propio requiriéndose para este caso, un adecuado sistema de anclaje.

Velocidad del viento

- ❖ Se deben considerar diversos aspectos en la selección de una velocidad de diseño, sobre la cual se basan las cargas de diseño para edificios u otras estructuras. En ellos se incluyen la climatología del área geográfica. La rugosidad del terreno en general, el aspecto de la topografía local, la altura del edificio y el nivel aceptable del riesgo de exceder la carga de diseño. La medición de datos de viento y el procedimiento para obtener velocidades básicas fueron discutidos anteriormente. Para el análisis estadístico de las velocidades máximas de viento, los datos deben ser confiables y constituir un grupo homogéneo. Para el Perú el SENAMHI es la entidad encargada de recoger sistemáticamente esta información. En los códigos modernos las velocidades básicas del viento de diseño están especificadas claramente en términos de probabilísticos y con el conocimiento de probabilidad de ocurrencia de velocidades altas de viento, obtenidas de un análisis estadístico de los registros de velocidades de viento.
- ❖ Existen algunos procedimientos básicos para el cálculo de estas probabilidades de ocurrencia de vientos extremos. La naturaleza de las variables propuestas para que funcione un modelo apropiado de viento extremo es proporcionada por las distribuciones probabilísticas de los valores altos. La selección de un intervalo medio de recurrencia (IMR) con la cual hay asociada una cierta velocidad básica del viento, depende de la función del edificio y las consecuencias de su falla.
- ❖ La ocurrencia de presiones o succiones “p” debidas al viento en superficies verticales, horizontales o inclinadas de una edificación serán consideradas simultáneamente y se supondrán perpendiculares a la superficie sobre la cual actúan. La carga de viento depende de la forma. Dicha sobrecarga “p” sobre la unidad de superficie es un múltiplo de la presión dinámica q y se expresa así:

$$p = C_p * C_r * q,$$

Donde C_p es un coeficiente de presión y C_r es un coeficiente de ráfaga (ambos son números abstractos)

$q = 0.5 * v^2$, en donde v esta en kilómetros por hora.

- ❖ La velocidad básica del viento se obtendrá de los mapas eólicos.
- ❖ En ningún caso se tomarán presiones dinámicas menores de $q=15 \text{ kg/m}^2$
- ❖ Las presiones pueden ser positivas (presión) o negativas (succión), determinadas por un coeficiente C_p , positivo o negativo y serán consideradas como diferenciales con relación a la presión atmosférica normal.
- ❖ Presiones interiores: Cuando el porcentaje de abertura “ n ” de algunas de las paredes de la construcción sea mayor a 30% de la parte del área expuesta que corresponde a dicha planta, en adición a las presiones o succiones exteriores se deberán considerar presiones o succiones calculadas según la ecuación con valores C_{pi} siguientes:

Si la abertura se encuentra al lado de barlovento..... $C_{pi}=0.8$
 Si la abertura se encuentra al lado de sotavento..... $C_{pi}=0.5$
- ❖ Para valores de “ n ” menores de 30% se considerarán para el cálculo de las presiones internas los valores de C_{pi} más desfavorables entre los especificados a continuación:

Si la abertura se encuentra al lado de barlovento:

$$C_{pi}=0.8n/30 \pm (1-n/30)$$

Si la abertura se encuentra al lado de sotavento:

$$C_{pi}=0.5n/30 \pm (1-n/30)$$

De modo que, si la construcción no tiene aberturas, se tomara:

$$C_{pi} = \pm 0.3$$

Coeficiente de Ráfaga

- ❖ Para estructuras cuya esbeltez o dimensiones horizontales reducidas las hacen sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos periodos largos favorecen a la ocurrencia de oscilaciones importantes como, por ejemplo, edificios de relación de aspecto de 5 a 1 y con periodo fundamental de más de 2 segundos o con altura de más de 60 m, se recomienda usar un coeficiente de Ráfaga $C_r=1.7$ en la ecuación.

2.5 DETERMINACIÓN DE CARGAS POR LLUVIA

- ❖ Es el peso originado por la lluvia, que en nuestro medio se generan en los meses de diciembre a marzo. Si bien la cobertura se diseña considerando una caída de agua, las precipitaciones llegan a ser tan altas que se puede producir una pequeña lámina de agua sobre la estructura la cual se considera en el análisis y diseño de la estructura, esto puede ocurrir en techos horizontales con pendientes de desfogue bajas y/o al no mantenerse el sistema de desfogue, atorándose el mismo.
- ❖ El proceso en el cual el agua no fluye por los desfogues se llama “encharcamiento” la carga ocasiona que el techo se deflece, lo cual hace que el techo empiece a acumular más y más agua conforme se deflece más y más funcionando como un recipiente hasta llegado el momento del colapso de la estructura.
- ❖ El encharcamiento es además más propenso a presentarse en techos con grandes áreas y con ángulos de inclinación bajos.

- ❖ El encharcamiento es un problema serio que puede ocurrir en determinadas circunstancias. Por lo que lo mejor es darles una buena pendiente a los techos, así como dotar al techo de desfogues apropiados y realizarles mantenimientos cada cierto tiempo, sobre todo en las épocas de lluvia.
- ❖ También debe considerarse que mientras llueve se pueden presentar vientos que soplan el agua hacia un lado del techo. Para estos hechos eventuales se suelen colocar grandes agujeros a cierto nivel en los techos para llegado a este nivel el agua empieza a salir el agua en este nivel.

2.6 CALCULO DE LAS COMBINACIONES DE CARGA

Según el reglamento Nacional de Edificaciones y los diferentes códigos de los manuales LRFD y AISC, se deben considerar una serie de combinaciones que nos darán los máximos esfuerzos en los elementos estructurales.

Antes de proseguir en este apartado trataremos al método LRFD que es el usado en la presente tesis.

- ❖ El método LRFD, es el método de diseño por factores de carga y resistencia. Es un método en el cual las cargas se aumentan y la resistencia de los elementos se disminuye, multiplicando por factores mayores y menores que la unidad respectivamente.

A continuación, se presenta las diferentes combinaciones a las que se deberá analizar la estructura, de acuerdo a los códigos y normas vigentes.

$$U = 1.4D \dots\dots\dots(1.4-1)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \dots\dots\dots(1.4-2)$$

$$U=1.2D+1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W) \dots\dots\dots(1.4-3)$$

$$U=1.2D+1.3W+0.5L+0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \dots\dots\dots(1.4-4)$$

$$U=1.2D\pm 1.0E+0.5L+0.2S\dots\dots\dots(1.4-5)$$

$$U=0.9D\pm(1.3W \text{ ó } 1.0 E) \dots\dots\dots(1.4-6)$$

Dónde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

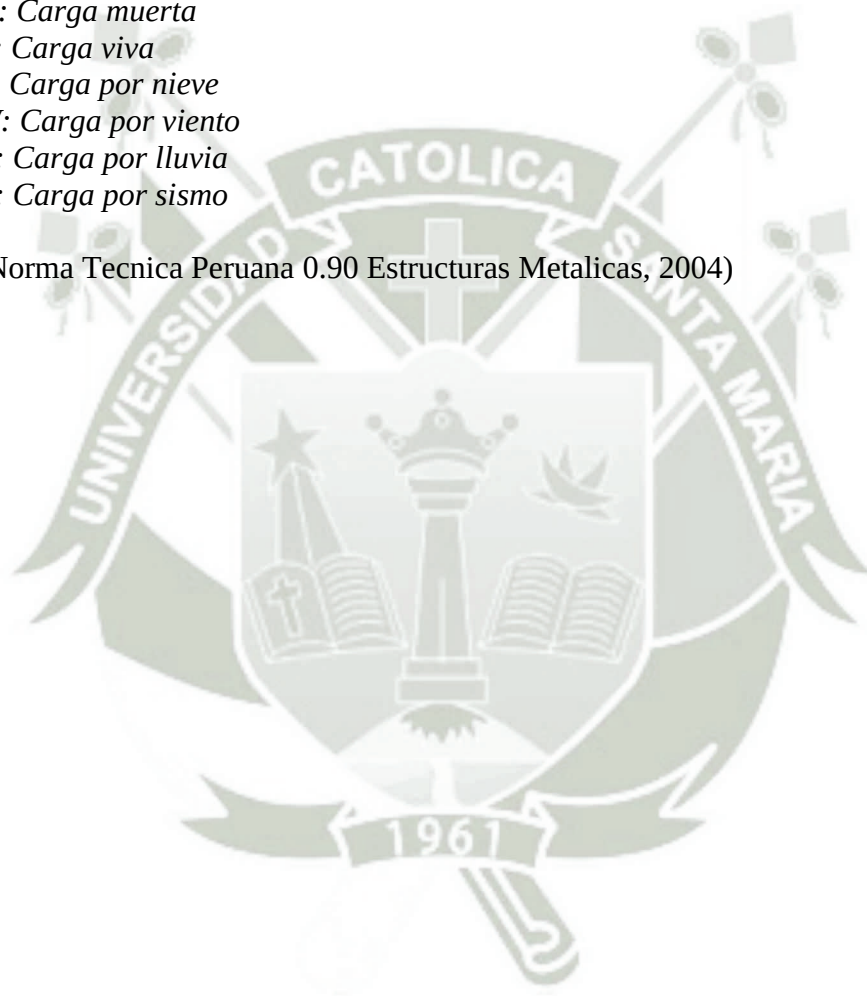
S: Carga por nieve

W: Carga por viento

R: Carga por lluvia

E: Carga por sismo

(Norma Técnica Peruana 0.90 Estructuras Metálicas, 2004)



CAPÍTULO III: INGENIERIA DEL PROYECTO Y SIMULACIÓN

Para el análisis debe estimarse primero las cargas, que ya se realizó en el capítulo anterior, después debe realizarse un pre-dimensionamiento por cargas de gravedad de los diferentes elementos, además debe tenerse en cuenta los siguientes criterios:

3.1 ESTRUCTURACIÓN

La estructuración es el proceso en el cual el estructuralista debe distribuir de la manera más eficiente los diferentes elementos que conformaran la estructura siguiendo una serie de criterios y tomando como base los planos de arquitectura. Este el primer punto que se debe seguir para diseñar una estructura además de ser uno de los importantes, ya que la variabilidad de los resultados del análisis estructural dependerá de la estructuración, además de su comportamiento frente a las cargas dinámicas, ya que debe conseguirse que la estructura se comporte uniformemente ante sismos y/o viento.

La estructuración se orienta a conseguir 4 objetivos: Economía, estética, funcionalidad y seguridad.

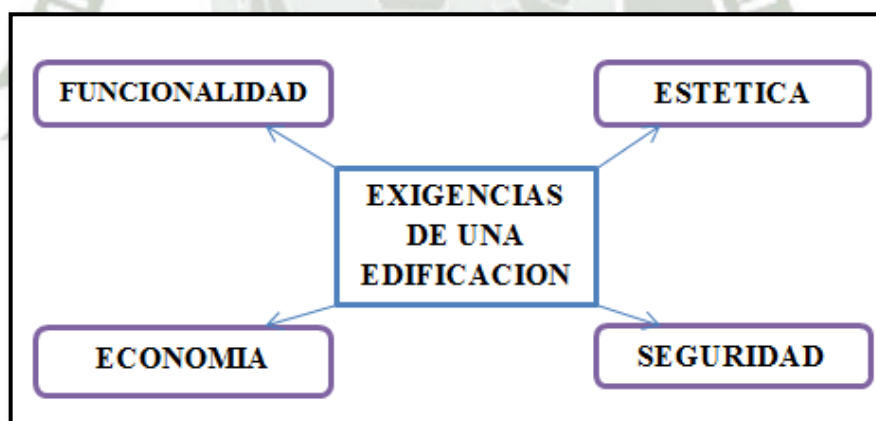


Fig. 3. 1 Exigencias de una edificación y/o estructura

A continuación, se detallan los puntos más importantes que debe tener una estructura, esto se indica en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (A. Blanco, 1994).

3.1.1 Simplicidad y simetría:

- ❖ Los modelos realizados para obtener las solicitaciones en los elementos de un edificio son más precisos en estructuras simples. Cuando se analizan estructuras complejas nos veremos obligados a hacer simplificaciones que nos pueden llevar a resultados que no se adecuan con la realidad.
- ❖ La predicción del comportamiento sísmico de una estructura es mucho más cercana a la realidad en edificios simples y simétricos. Un edificio no simétrico generalmente presenta problemas de torsión debido a la excentricidad entre sus centros de masa y rigidez, los cuales son difíciles de cuantificar y pueden aumentar considerablemente los esfuerzos durante un sismo.

3.1.2 Rigidez Lateral

- ❖ Es importante proveer al edificio de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, ya que éstos ayudan a controlar los desplazamientos durante un sismo.
- ❖ Es importante controlar los desplazamientos porque causan pánico en las personas que se encuentran en la edificación, sobre todo en pisos altos, además causan daños en elementos no estructurales, y se ha comprobado que los edificios con una rigidez lateral adecuada tienen mejor desempeño sísmico que estructuras lateralmente flexibles.

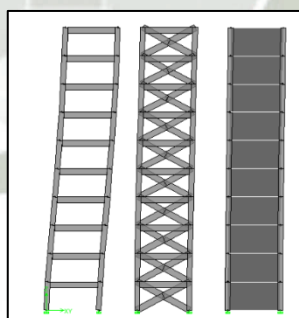


Fig. 3. 2 Sistema no arriostrado, arriostrado y con muros

3.1.3 Uniformidad y continuidad

- ❖ Evitar cambios bruscos en la rigidez de los elementos, tanto en planta como en elevación.
- ❖ Generalmente un cambio en la continuidad genera un comportamiento no deseado, los esfuerzos se concentran en las zonas cuyas dimensiones se reducen causando daños en la estructura. Si es necesario modificar la rigidez de algún elemento estructural es recomendable hacerlo progresivamente, nunca bruscamente.

3.1.4 Diafragmas Rígidos

- ❖ Al realizar el modelo de un edificio regularmente se asume que cada piso se comporta como una unidad. Esto se debe a que las losas, ya sean aligeradas o macizas, presentan una gran rigidez en su plano, por lo que sería válido asumir que todos los elementos que estén conectados por la losa tienen la misma deformación lateral. Pero siempre es necesario asegurarse que esta hipótesis sea correcta, comprobando que las losas no presenten cambios en su rigidez, y si esto sucede, realizar las medidas correctivas ya sea en el modelo o en la estructuración.
- ❖ Si se presentan reducciones de sección importantes en losas, o se tienen estructuras irregulares en altura o en planta, es conveniente separarlas mediante juntas sísmicas debidamente diseñadas de manera que queden divididas en estructuras independientes que presenten diafragmas mejor definidos.

Además de la estructuración también se debe analizar cómo es que va a trabajar el elemento estructural es decir a flexión, tensión, compresión, etc.

Es por esto que a continuación se detalla cómo es que los elementos estructurales de acero resisten los diferentes tipos de esfuerzos.

3.2 MIEMBROS A TENSIÓN

El acero resiste los esfuerzos a tensión de la manera más eficiente en comparación con otros esfuerzos y que con otros materiales, por decirlo de una manera simple resiste mejor los estirones.

Además, el escoger un perfil para que trabaje a tensión es un problema muy sencillo ya que no existe el pandeo (el cual será tratado más adelante), el ingeniero estructural solo necesita calcular la fuerza factorizada que debe tomar el miembro estructural y dividirla entre un esfuerzo de diseño para determinar el área de la sección transversal efectiva necesaria.

El acero muestra un comportamiento excelente ante los esfuerzos a tensión.

Una de las formas más simples de los miembros a tensión es la barra de sección circular, la cual es difícil de conectar a otras estructuras. La barra circular se utilizó con frecuencia en el pasado, pero actualmente solo tienen aplicación en los sistemas de arriostramiento, en las armaduras ligeras y en la construcción con madera. Una causa importante para que las barras circulares no se utilicen mucho actualmente es el mal uso que recibieron en el pasado; pero si se diseñan e instalan correctamente resultan muy adecuadas en muchos casos prácticos. (McCormac, 2013)

3.3 MIEMBROS A COMPRESIÓN

Básicamente los miembros que trabajan netamente son las columnas. Entre otros miembros que trabajan a compresión son las cuerdas superiores de armaduras, elementos de arriostramiento, los patines a compresión de vigas laminadas y armadas y los miembros sujetos simultáneamente a flexión y compresión. Las columnas son miembros verticales rectos cuyas longitudes son considerablemente mayores que su ancho.

Las columnas de un edificio soportan cargas transmitidas piso a piso, si estas cargas se encuentran perfectamente centradas en su eje centroidal se denominan cargas axiales o concéntricas.

Como se explica la columna cargada axialmente, es aquella en la cual la fuerza resultante en cada extremo se da en el eje centroidal, pero debido a pequeñas excentricidades accidentales, curvatura accidental se generan momentos flexionantes, estos disminuyen la resistencia del elemento estructural.

La falla de miembros a compresión implica el **fenómeno de pandeo local**, durante el cual un miembro experimenta deflexiones de un carácter totalmente diferente que las asociadas con la carga inicial. Cuando una columna cargada axialmente se carga por primera vez, simplemente se acorta o comprime en la dirección de la carga. Cuando se alcanza la carga de pandeo, cesa la deformación por acortamiento y entonces sucede una deformación repentina lateral y/o rotacional en una dirección normal al eje de la columna, limitando así a la capacidad por carga axial. (Galambos, 2000)

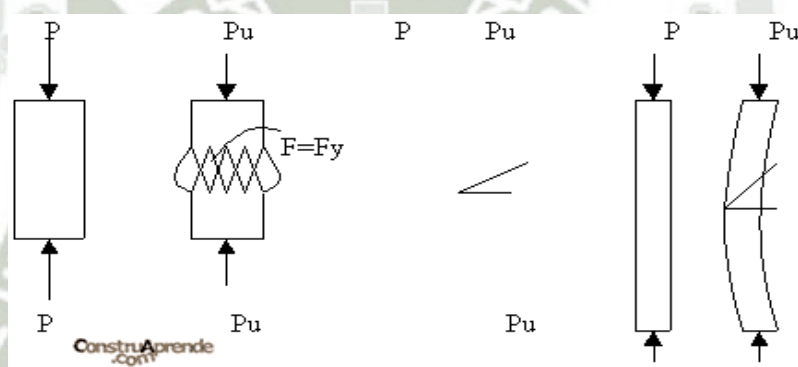


Fig. 3. 3 Compresión pura y pandeo en columnas

La forma en que la columna está soportada y/o restringida en sus extremos, es muy importante ya que, para el diseño de columnas, tenemos un factor muy importante llamado K , el cual se multiplica por la longitud de las columnas, dando lugar a una **longitud efectiva**.

Columnas con condiciones de extremo diferentes tienen longitudes efectivas completamente distintas.

El valor de K , también varía de acuerdo a si la columna en cuestión, está en un marco arriostrado o no arriostrado.

En realidad, ninguna columna está perfectamente articulada o perfectamente empotrada, por lo que los valores reales de K , deben estar entre estos valores. Pero conservadoramente se toman los valores que se detallan a continuación en la siguiente tabla.

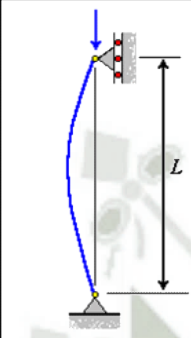
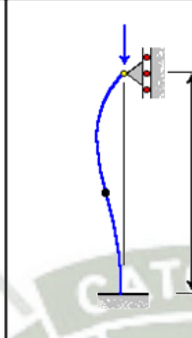
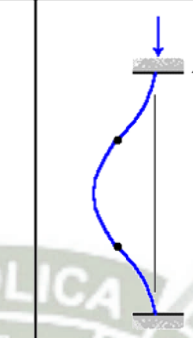
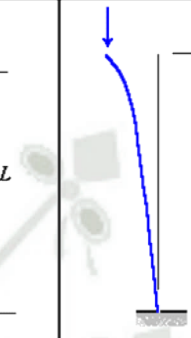
Columna articulada-articulada	Columna empotrada-articulada	Columna empotrada-empotrada	Columna empotrada-libre
			
$L_e = L$	$L_e = 0.699L$	$L_e = 0.5L$	$L_e = 2L$
$K = 1$	$K = 0.699$	$K = 0.5$	$K = 2$

Fig. 3. 4 Factor "k" para diferentes configuraciones de columna

3.3.1 Columnas largas y cortas.

En el caso de una columna larga, la fuerza de compresión empezará a acortar la columna, y llegará un momento en el cual la columna sufrirá el efecto del pandeo, llegando a fallar a consecuencia del pandeo y el elemento no llegará a fluir. En estas columnas se aplican perfectamente las fórmulas de Euler.

En el caso de una columna corta no ocurrirá el efecto de pandeo y la columna soportará la carga hasta que el acero fluya, y se presente la falla de la columna.

Las columnas intermedias son justamente el intermedio entre las columnas de las columnas largas y las columnas cortas. Es decir, en algunas partes el acero llegara a la fluencia y en otras no, fallando en estas zonas por pandeo. La mayoría de columnas caen en este rango.

3.3.2 Relaciones de esbeltez máxima

La relación de esbeltez máxima de una columna de acero, tiene que cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{KL}{r} < 200$$

No es conveniente utilizar columnas que no cumplan con esta relación, ya que soportarían momentos muy pequeños.

3.4 MIEMBROS A FLEXIÓN

Las vigas de acero son elementos cuya disposición es horizontal y resisten cargas transversales. Están sometidas a cargas de gravedad. Las vigas cumplen dos papeles importantes dentro de la estructura: transmiten las cargas de los techos a los elementos verticales y, de ser el caso, forman junto a éstos los pórticos que absorberán las cargas dinámicas y controlarán el desplazamiento lateral de la estructura. Por lo tanto, se deberá tener especial cuidado en el diseño de las vigas de acuerdo a las cargas dinámicas que absorban.

Por lo general los perfiles I son los que resultan más eficaces y económicos para trabajar como vigas. Hay que tomar en consideración la longitud de la viga ya que esta determinará la deflexión que tendrá la misma.

Las vigas soportan esfuerzos por flexión. A continuación, se muestra, la sección de una viga rectangular, en sus diferentes etapas de acuerdo a los esfuerzos que soporta.

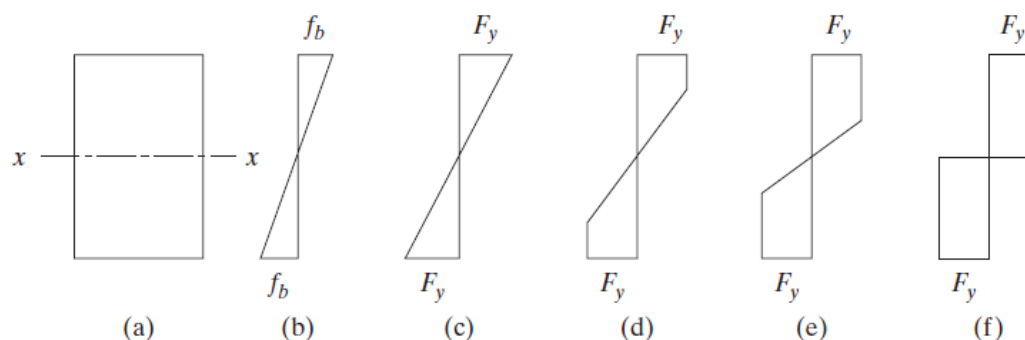


Fig. 3. 5 Sección transversal de una viga ante esfuerzos de flexión

Inicialmente cuando el momento se aplica a la viga, el esfuerzo por momento varía linealmente desde el eje neutro hasta las fibras externas. Esta situación se muestra en la parte (b) de la figura. Si se incrementa el momento, se mantendrá la variación lineal de los esfuerzos hasta que se alcanza el esfuerzo de fluencia en las fibras extremas, como se muestra en la parte (c) de la figura. El momento de fluencia de una sección transversal se define como el momento de inicio del esfuerzo de fluencia en las fibras extremas de la sección. (McCormac, 2013)

Si el momento en una viga de acero dúctil se incrementa más allá del momento de fluencia, las fibras extremas que se encontraban previamente sometidas al esfuerzo de fluencia se mantendrán bajo este mismo esfuerzo, pero en estado de fluencia y el momento resistente adicional necesario lo proporcionarán las fibras más cercanas al eje neutro. Este proceso continuará con más y más partes de la sección transversal de la viga, alcanzando el esfuerzo de fluencia como se muestra en los diagramas de esfuerzos (d) y (e) de la figura, hasta que finalmente se alcanza la distribución plástica total mostrada en (f). Observe que la variación de deformación del eje neutro hacia las fibras externas permanece lineal en todos estos casos. Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado esta etapa, se dice que se ha formado una articulación plástica, porque no puede resistirse en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causará una rotación en la viga con poco incremento del esfuerzo. (McCormac, 2013).

Cuando se produce la plastificación total de la sección, estamos hablando del momento plástico de la sección, a la vez que se forma ahí mismo una articulación o rotula plástica.

El momento plástico se denomina como M_p . El momento plástico se considera como el esfuerzo de fluencia del acero multiplicado por el modulo plástico (Z), como se indica en la siguiente ecuación:

$$M_p = F_y * Z$$

Los valores de Z de las diferentes secciones y/o perfiles de acero los encontramos en el manual del AISC.

Como ya se detalló las vigas trabajan a flexión, las cargas aplicadas transversalmente a su sección transversal producen compresión en la parte superior del perfil y tensión en la parte inferior. La compresión que se genera en la viga de acero, provoca pandeo de la misma, lo que hace que la viga se pandee elásticamente antes de llegar al pandeo plástico (fluencia).

Para esto hay que analizar y considerar, si el patín superior está en arriostrado lateralmente o no. El patín superior que es el que está trabajando a esfuerzos de compresión, tiene tendencia a pandear el perfil, pero si este patín superior esta arriostrado lateralmente, el perfil se pandeara plásticamente, llegando a la fluencia completamente. Esto se logra cuando el patín superior esta embebido en concreto de una losa, por ejemplo.

También se puede dar el caso que cada cierta longitud el perfil este arriostrado, esto nos da lugar a tres casos:

1. Las vigas pueden estar soportadas lateralmente en toda su longitud.
2. Las vigas están soportadas lateralmente a especificados intervalos.
3. Las vigas no presentan soporte lateral en toda su longitud.

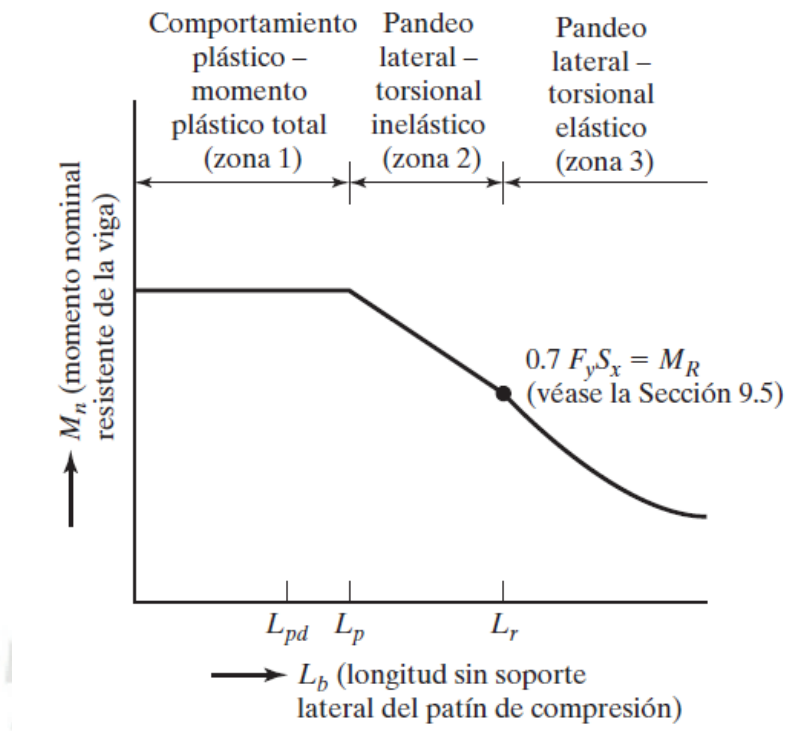


Fig. 3. 6 Momentos plásticos de una viga Fuente: McCormac 5 ed.

En la figura se aprecia que la viga tiene tres diferentes zonas o rangos, de acuerdo a la longitud soportada lateralmente. Si el perfil está soportado lateralmente en toda su longitud o a intervalos muy reducidos, entonces las vigas se pandearán plásticamente y se encontrarán en la zona 1.

Una vez que la separación entre soportes laterales se aumenta, entonces las vigas fallarán en el rango inelástico, conllevando a que la viga resista menores momentos; entonces estará en la zona 2.

Finalmente, si la viga no está soportada lateralmente o con intervalos mayores a los de la zona inelástica, entonces la viga fallará elásticamente y se encontrará en la zona 3.

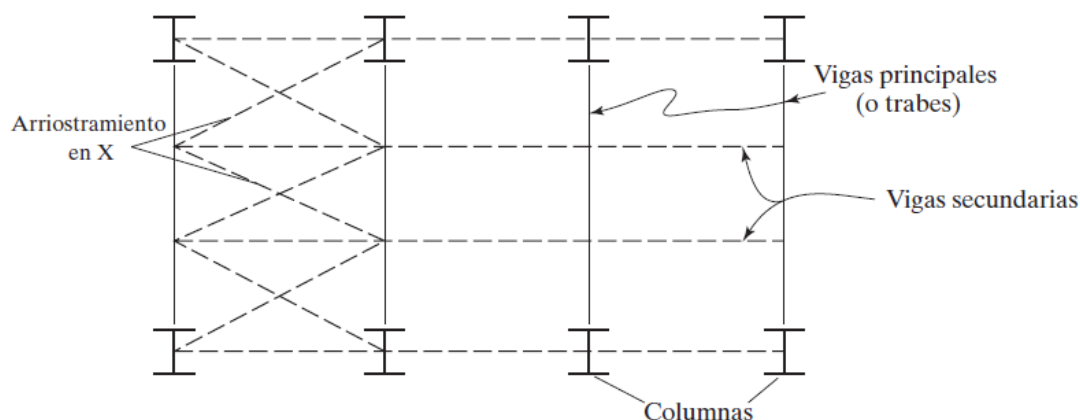


Fig. 3. 7 Arriostramiento entre vigas Fuente: McCormac 5 ed.

Otro criterio importante para el proyectista es si la sección es compacta o no. Una sección compacta es una sección que tiene un perfil suficientemente robusto, de manera que tiene la capacidad de desarrollar una distribución plena de esfuerzo plástico antes de que se presente el pandeo local (alma o patín). El término plástico implica que está sujeta en todos los puntos al esfuerzo de fluencia. (McCormac, 2013)

Para que una sección sea compacta, la relación ancho/espesor, b/t , de los patines de perfiles W o I no debe exceder un valor $\lambda_p = 0.382E/F_y$. Similarmente, la h/t_w de las almas de flexocompresión tampoco debe exceder un valor $\lambda_p = 3.76 E/F_y$. Los valores de b , t , h y t_w los encontramos en el manual de construcción del AISC. (McCormac, 2013)

TABLA 5.2 Razones ancho-espesor: Elementos a compresión en miembros sujetos a compresión axial.

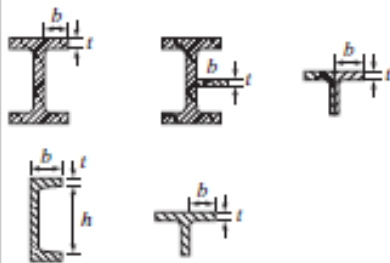
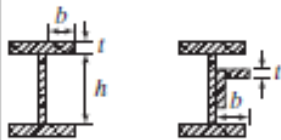
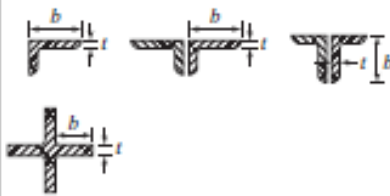
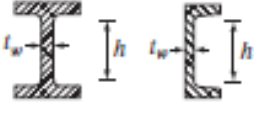
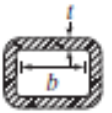
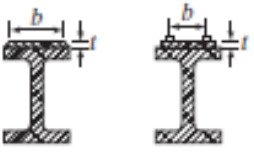
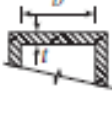
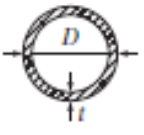
Categoría	Descripción del elemento	Razón ancho-espesor	Relación límite ancho-espesor λ_r (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
Elementos no rigidizados	1 Patines de perfiles laminados I, placas salientes de perfiles laminados I, lados salientes de pares de ángulos conectados con contacto continuo, patines de canales, y patines de tes	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Patines de perfiles compuestos I y placas o lados de ángulos salientes de perfiles compuestos I	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E'}{F_y}}$	
	3 Lados de ángulos simples, lados de ángulos dobles con separadores, y todos los demás elementos no rigidizados	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Almas de tes	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fig. 3. 8 Relación ancho/espesor de perfiles comerciales FUENTE : AISC360-10

Elementos rigidizados	Caso	Descripción del elemento	Razón ancho-espesor	Relación límite ancho-espesor λ_r (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
	5	Almas de perfiles I y canales doblemente simétricos	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Cubreplacas de patines y placas de diafragmas entre líneas de conectores o soldaduras	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todos los otros elementos rigidizados	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	HSS redondo	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

Fuente: Especificación AISC, Tabla B4.1A, p. 16.1-16, junio 22, 2010. Derechos reservados © American Institute of Steel Construction. Reproducido con autorización. Todos los derechos reservados.

Fig. 3. 9 Relación ancho/espesor de perfiles comerciales. FUENTE: AISC 360-10

Una sección no compacta es una en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos, sus elementos en compresión antes de que ocurra el pandeo.

Tal sección no es capaz de alcanzar una distribución de esfuerzo totalmente plástico. (McCormac, 2013)

Finalmente, un tema importante es la deflexión en las vigas, esto es debido a algunos puntos a considerar: una deflexión apreciable en una viga da una falsa apreciación a los habitantes de que la estructura puede colapsar, se pueden presentar pequeñas fisuras en la viga, se puede dañar a los elementos que conectan a la viga con otros elementos.

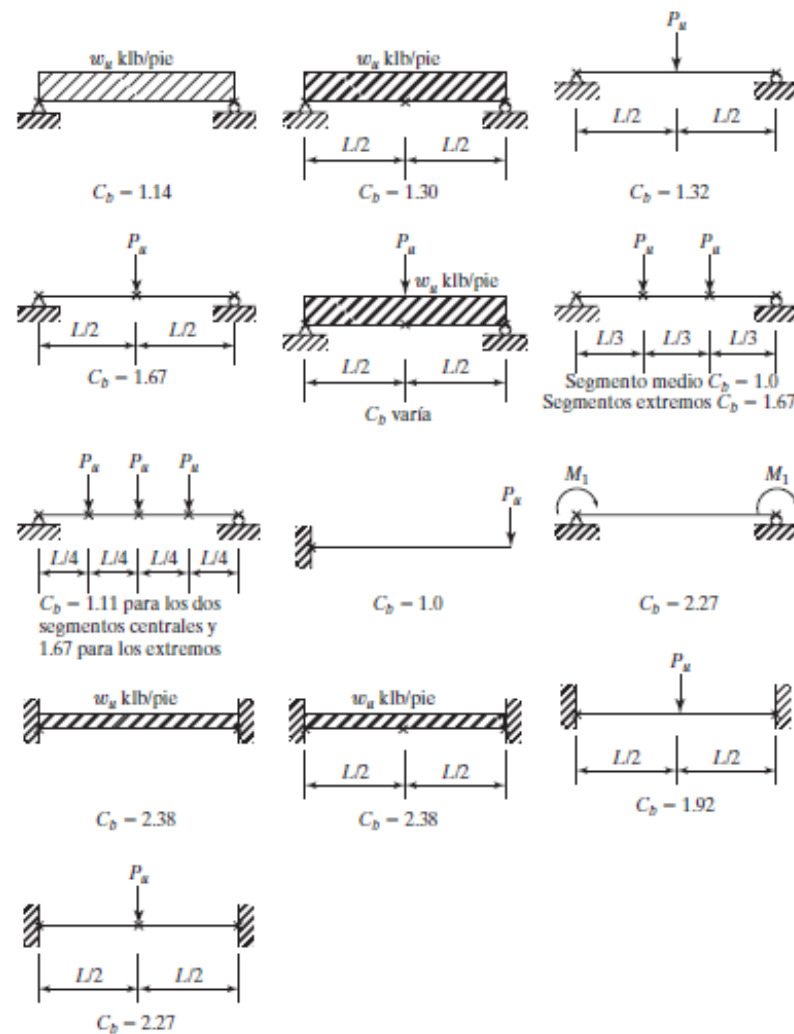
Es por esto que la práctica Estándar Americana limita deflexiones del orden de $L/360$, donde L es la longitud de la viga. Sin embargo, en estructuras que cargan máquinas y elementos que tengan que funcionar indispensablemente, pueden ser generadores, máquinas de hospitales, entre otros; la deflexión se limita aún más.

3.4.1 Coeficiente de flexión

En las formulas usadas para pandeo elástico e inelástico se usará el termino C_b que es un factor denominado factor de modificación de pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniformes, cuando ambos extremos del segmento sin soporte están arriostrados. Éste es un coeficiente de momentos que se incluye en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo de torsión lateral. En otras palabras, el pandeo lateral puede verse afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga del miembro. (McCormac, 2013)

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

A continuación, se muestran diversas vigas cargadas, y en cada una de ellas se ve el correspondiente C_b :



3.5 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESIÓN

Muchos elementos de una estructura están sometidos a flexocompresión, como se detalló en el ítem de columnas (miembros a compresión) se indicó que muchas veces por excentricidades accidentales se generan momentos en una columna, en donde el elemento pasaría de trabajar netamente de compresión a trabajar a compresión y flexión, o como se le llama comúnmente flexocompresión.

De igual manera las cargas de viento y/o sismo originan que los miembros estructurales de una armadura trabajen a flexocompresión, entre otros muchos casos.

Los momentos en los miembros sujetos a tensión no son tan peligrosos como en los miembros sujetos a compresión, porque la tensión tiende a reducir las deflexiones laterales, en tanto que la compresión las incrementa. A su vez, el incremento de deflexión lateral se traduce en incremento de momento, con el resultado de mayores deflexiones laterales, etc.

Es de esperarse que los miembros en tal situación sean suficientemente rígidos como para impedir que las deflexiones laterales lleguen a ser excesivas.

El tratamiento que se da es analizarlos tanto a compresión y flexión como se detalló anteriormente.

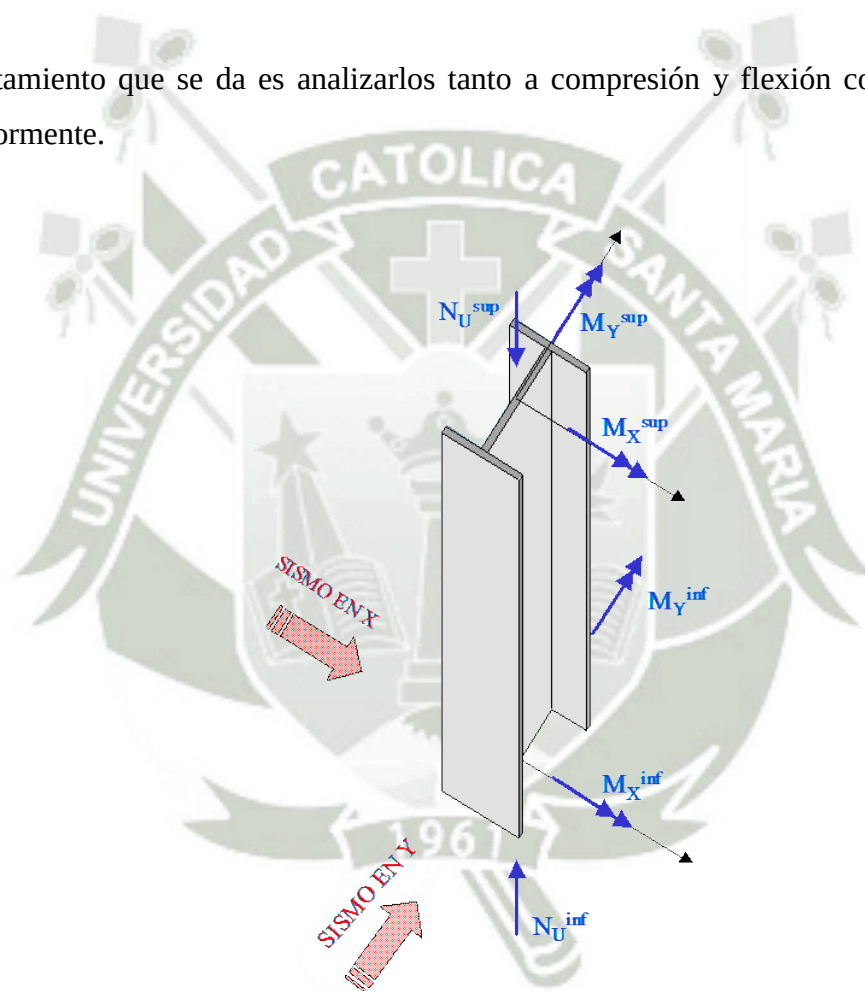


Fig. 3. 10 Elemento sometido a flexo compresión

3.6 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

En vista que una estructura es un sistema de relaciones geométricas y resistentes que permiten indicar la forma y función de cada una de las estructuras que lo integran en consecuencia trataremos de garantizar la estabilidad del sistema estructural desde el mismo instante de la concepción de la estructura. Los elementos estructurales deben seguir los siguientes cuatro aspectos:

- ❖ Funcionalidad
- ❖ Seguridad
- ❖ Economía
- ❖ Estética

3.7 MATERIALES EMPLEADOS

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados son:

❖ Acero ASTM A500 GR-B

- Esfuerzo a la fluencia=46 ksi
- Esfuerzo ultimo=58 ksi
- Módulo de elasticidad=29000
- Relación $E_c/G_c=2.3$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- Deformación sin deflexión: $E_s = 0.0021$

La principal diferencia entre las estructuras aporticadas y las armaduras es que éstas últimas transmiten sólo acciones axiales a través de sus miembros, y se cuida, entonces, que sus nudos sean libres de rotar y por lo tanto incapaces de transmitir momentos y que las cargas transversales reposen en los nudos solamente. Los pórticos pueden tener nudos rígidos o semirrígidos y sus miembros soportan flexiones.

Las estructuras laminares son estructuras espaciales donde se procura que los mayores esfuerzos se trasmitan a lo largo de su superficie obteniendo provecho así del comportamiento espacial. (BAGLIETTO, 2002)

3.8 DETERMINACIÓN Y ANÁLISIS DE ESFUERZOS PRINCIPALES

Para determinar los esfuerzos principales debemos tener en cuenta diferentes aspectos y/o criterios, como es el conocer las cargas muertas, cargas vivas, que soportaran los diferentes elementos estructurales; así como las cargas dinámicas a las que será sometido la estructura. Para el análisis de cargas dinámicas, es decir, viento y sismo, debe determinarse cuál de los dos somete a mayor esfuerzo a la estructura. Se cumplirá con los dispuestos en las normas AISC, así como en el Reglamento Nacional de Edificaciones, en sus siguientes apartados:

- Norma E020 – Cargas
- Norma E030 – Diseño Sismoresistente
- Norma E090-Estructuras Metálicas

3.8.1 Cargas de gravedad

❖ Carga muerta:

Está dada por los pesos propios de los elementos que componen la estructura:

Peso específico del acero A500 = 7850 kg/m³

Promedio cobertura (calaminón + soportes secundarios) = 4 kg/m²

❖ Carga viva:

Se ha considerado carga viva mínima sobre la estructura, ya que no habrá tráfico de personas, ni está destinada a dar soporte alguno a ningún tipo de mobiliario ni equipo, ni otro similar, que constituya una forma de carga viva. La única carga viva que puede darse en algún momento es la que se requiera en el mantenimiento de la propia cobertura, pero en general es una carga que solo se dará una vez o dos al año.

Por lo expuesto anteriormente es que se ha considerado una carga viva mínima de 30 kg/m², según la norma E020, punto 3.2.1.4.

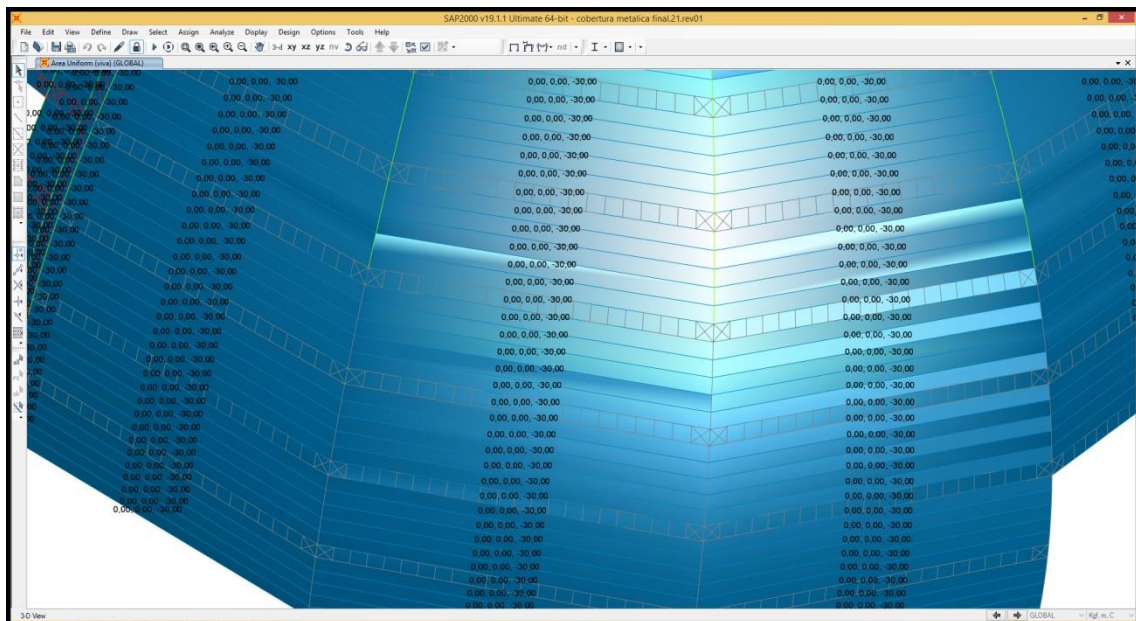


Fig. 3. 11 Asignación de carga viva a la cobertura

❖ Carga de lluvia:

Corresponde a cargas producidas por la acumulación de una superficie de agua, por la velocidad que le tomaría en discurrir hasta su drenaje por gravedad sobre la cobertura; para nuestro caso de estudio esta acumulación de agua se ha considerado, de 1.5cm resultando en una de 15kg/m²

$$\text{Carga de lluvia sobre cobertura} = 15 \text{ kg/m}^2$$

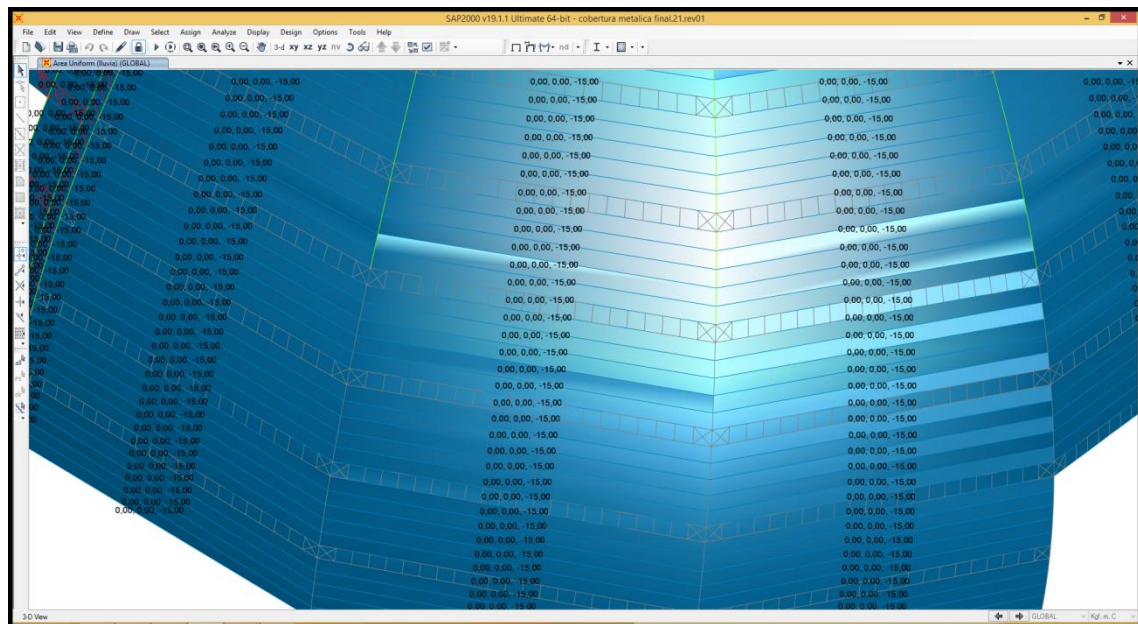


Fig. 3. 12 Asignación de cargas por lluvia a la estructura

3.8.2 Cargas dinámicas

❖ Carga por sismo

Esta fue calculada mediante análisis sísmico dinámico considerando el modelo de masas concentradas. En base a ello se encontró el espectro de aceleración de diseño según nuestra norma vigente NTE-030-2014.

Factores y espectro de diseño

Los factores de diseño se han tomado de a la norma E-030 para el sistema estructural tomado, tal como se indica a continuación:

- Factor de zona (Z): se ha tomado $Z=0.35$ por estar ubicada en la ciudad de Arequipa ubicada en la zona sísmica 3 según la norma E-030-2014.
- Factor de uso (U): se ha tomado $U=1,3$ por ser una edificación de categoría B (edificaciones importantes) cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia. Dentro de esta clasificación se encuentran las instalaciones industriales.

- Factor de suelo (S): se ha tomado $S=1.15$ por ser el suelo del lugar de emplazamiento de la estructura un material granular de capacidad intermedia. Asociado a este tipo de suelo está el Periodo de suelo $T_p=0.60$ seg, $T_l=2.0$
- Factor de amplificación sísmica (C): este se define mediante la siguiente expresión

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

- Donde T_p y T_L son periodos de suelo y T es el periodo fundamental de la estructura
- Sistema estructura (R): Se ha tomado como factor de reducción de la fuerza sísmica $R=7$ por el sistema estructural de Acero con Arriostres.

De esta forma se obtiene el siguiente espectro de respuesta de aceleración de diseño:

$$\frac{Sa(T)}{g} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R}$$

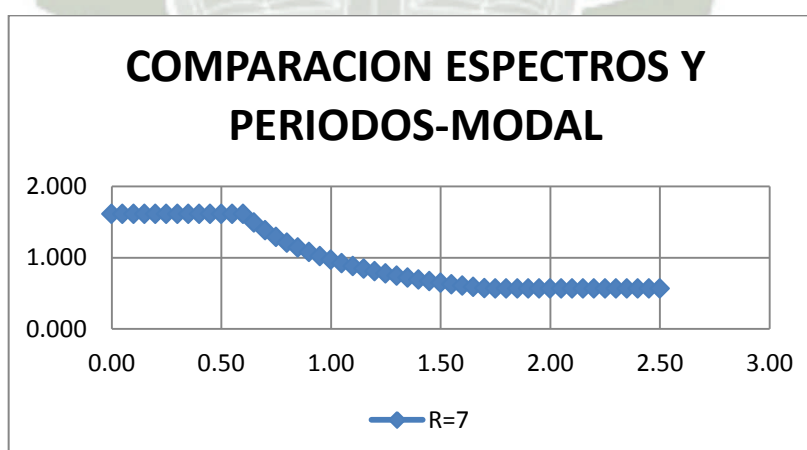


Fig. 3. 13 Espectro de aceleración. FUENTE: Elaboración propia

Se consideró que las fuerzas sísmicas actuaban en dos direcciones ortogonales entre si denominadas dirección “X” e “Y”.

❖ Carga por viento

De acuerdo a la norma E020 de cargas se ha obtenido el valor de la velocidad de diseño por viento a una altura de 10m, la cual mediante las siguientes expresiones:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0,22} \quad Ph = 0,005 C V_h^2$$

Nos permite estimar la presión y consecuente fuerza en las caras de la estructura analizada.

Dónde:

V_h = velocidad de diseño en una altura "h" en km/h

V = velocidad de diseño hasta 10m de altura en km/h

h = altura sobre el terreno en metros

Ph = presión o succión del viento a una altura "h" en Kg.

C = factor de forma adimensional dadas en tablas

TABLA 3.7.4
FACTORES DE FORMA (C) *

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3 -0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7 -0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas(planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Tabla 3. 1 Coeficientes de barlovento y sotavento. FUENTE: RNE 0.20

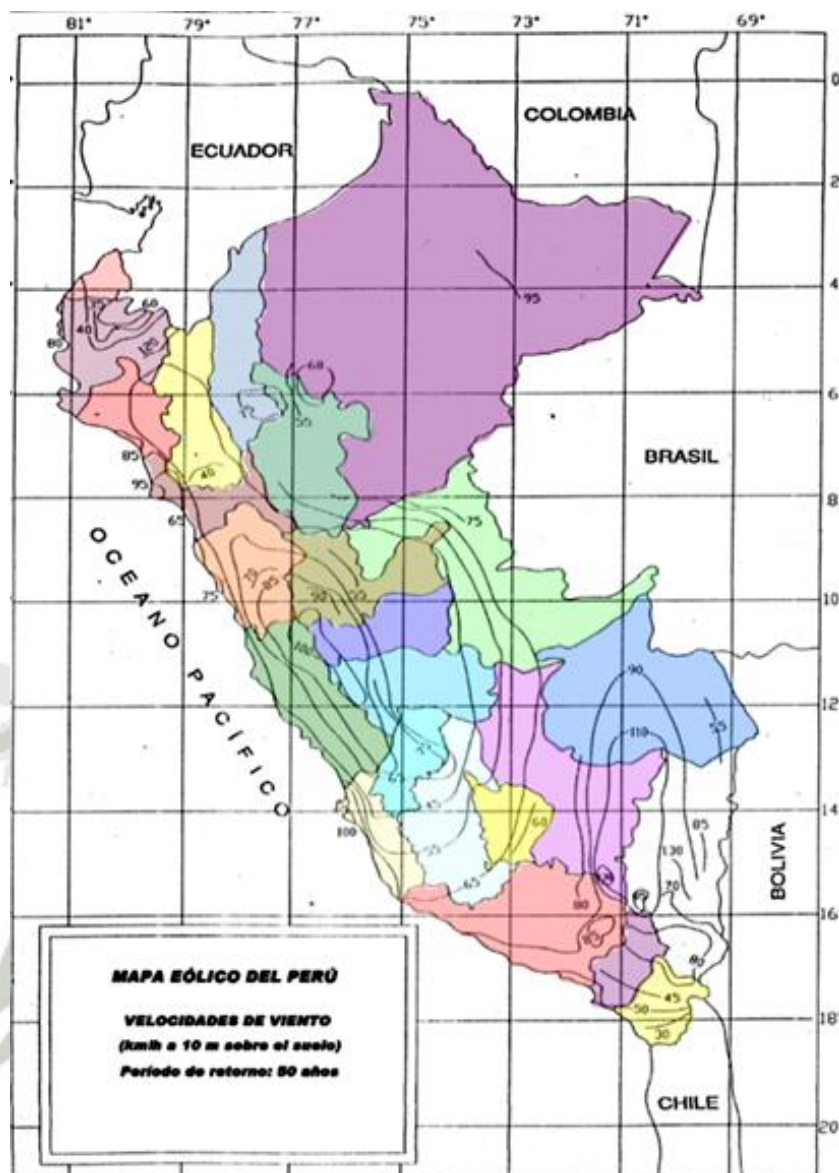


Fig. 3. 14 Mapa eólico del Perú. FUENTE: RNE 0.20

Se ha elaborado un cuadro para estimar la velocidad del viento en varias alturas de la estructura y así poder obtener una velocidad promedio aplicada sobre cada cara de la estructura.

Así mismo se ha considerado que el viento podría actuar en dos direcciones ortogonales entre si las cuales han sido denominadas dirección X y dirección Y.

$V \text{ (km/h)}$	$h \text{ (m)}$	$V_h \text{ (km/h)}$
85	10	85
85	15	92.930656
85	20	99.0023548
85	25	103.98381
85	30	108.239456
85	35	111.97315
85	40	115.311368
85	45	118.338396
85	50	121.113436
85	55	123.679784

Tabla 3. 2 Velocidades de viento sobre la estructura. FUENTE: Elaboración propia

Para las cargas de viento la norma E020, haciendo uso de las formulas descritas anteriormente para hallar velocidades de viento y presiones, nos señala que a una mayor altura del edificio este se verá sometido a mayores velocidades de viento y por ende mayores presiones sobre sus caras perpendiculares a la acción del viento.

Afirmar que en nuestro proyecto las presiones de viento aumentarían linealmente mientras el viento actúa a mayores alturas sobre las caras del domo, no sería del todo acertado, esto es debido a las superficies sobre las que actúa el viento (cilíndricas).

Para demostrar lo dicho líneas arriba usaremos el software “AUTODESK CFD 2018”, un complemento del software de diseño “AUTODESK INVENTOR”, el cual permite la simulación de fluidos, para nuestro proyecto flujos de viento a través de nuestra

cobertura, lo cual nos dará una idea del comportamiento de nuestra cobertura bajo la acción del viento.

El software es sencillo con una interfaz fácil de usar, el primer paso es crear un modelo de nuestra cobertura para luego ser exportado a la plataforma de diseño.

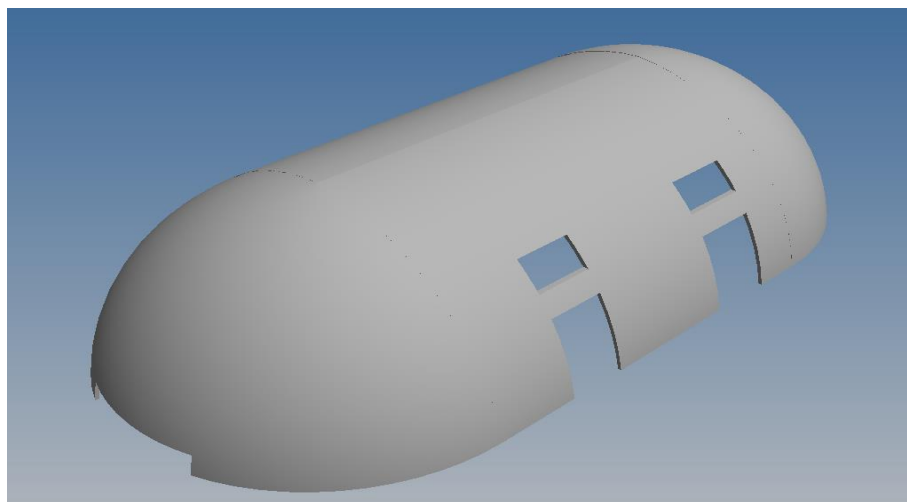


Fig 3. 15 Diseño de la cobertura para el análisis bajo cargas de viento

Con el modelo exportado, se definen los parámetros principales para el análisis, primero se crea un volumen exterior que encierre nuestra cobertura, esto con el fin de poder someterla a las velocidades de viento que se desean.

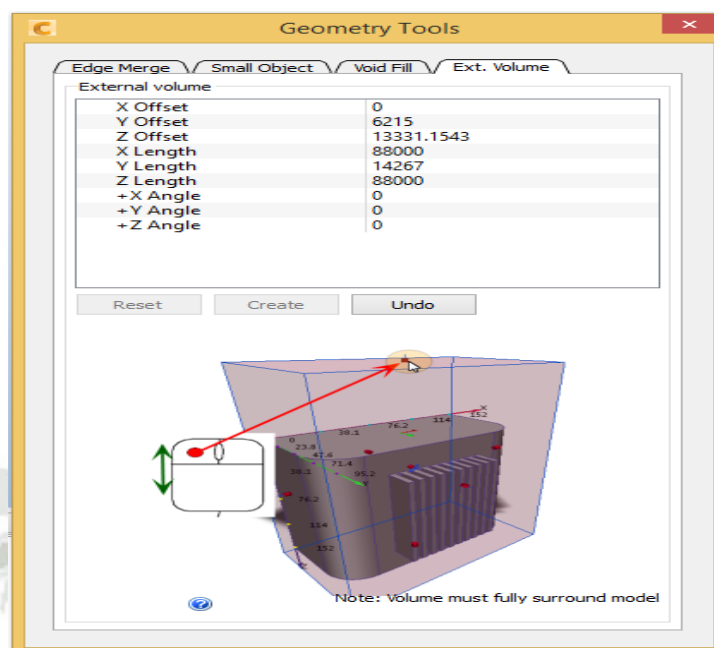


Fig 3. 16 Definición de volumen exterior

Con el volumen definido se aplican la velocidad de viento más crítica de la tabla 3.2 la cual es 124 km/hr, en dirección perpendicular a la cara del cilindro (EJE X) y en dirección perpendicular a la cara de la cúpula (EJE Y).

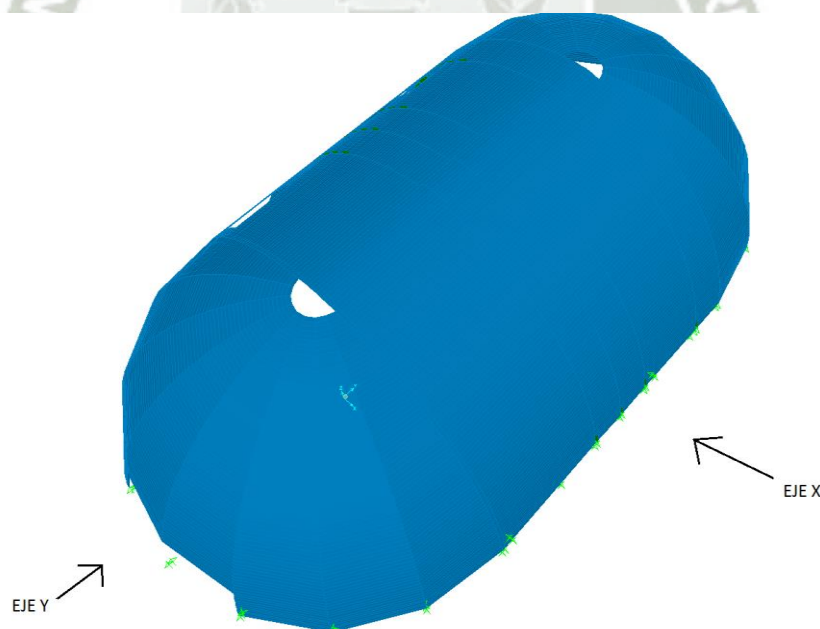


Fig 3. 17 Direcciones actuantes del viento sobre la estructura

Se crean dos escenarios uno para cada una de las direcciones de viento, en el cual se mantienen las mismas velocidades de viento, dimensiones del volumen que cubre la cobertura y solo se modifica la dirección del viento.

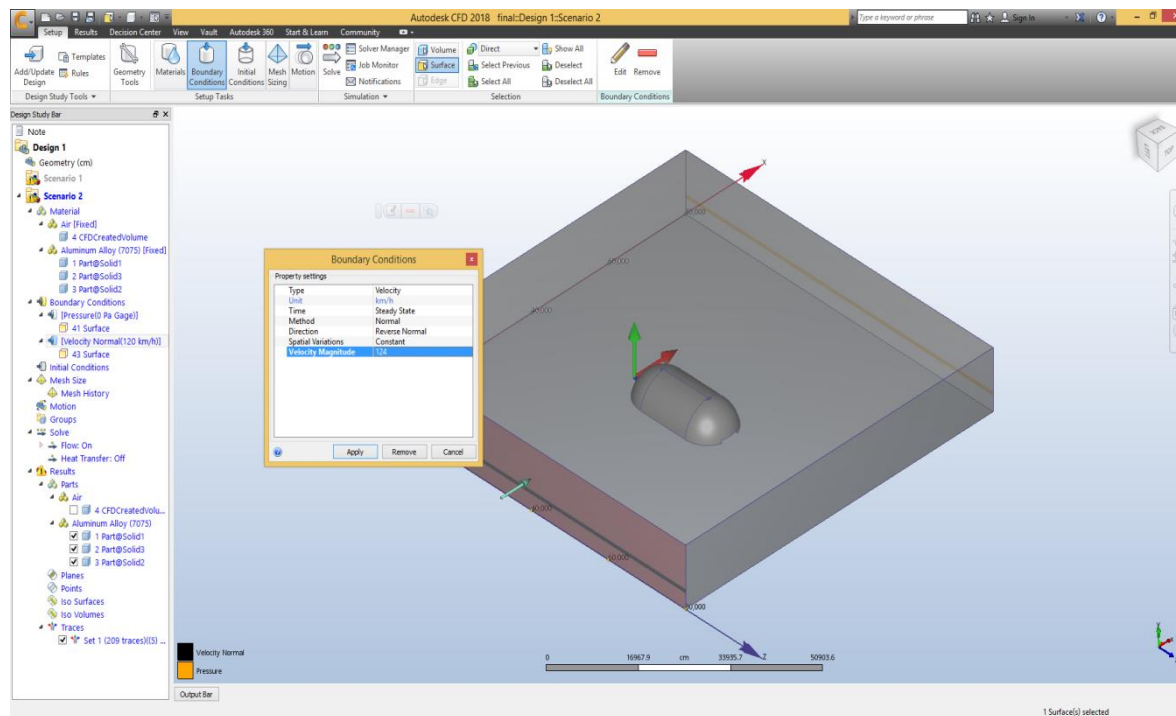


Fig 3. 18 Definición de parámetros

Con los parámetros definidos se procede a la simulación para visualizar el comportamiento de nuestra cobertura bajo las cargas de viento.

La figura 3.19 muestra las presiones sobre la cara de la cúpula, se puede apreciar como al impactar el viento sobre esta cara los primeros 20 m. de la estructura están sometidos presión y conforme va subiendo se va creando succión hasta llegar a la máxima altura de la cúpula, pasando la cúpula, en los primeros 10 metros de la superficie cilíndrica se generan las mayores presiones de succión (color azul), para luego en todo el recorrido que sigue la estructura sigue soportando cargas de succión.

La mayor presión en barlovento es de 63 kg/m² y la mayor presión en sotavento es de 32 kg/m²

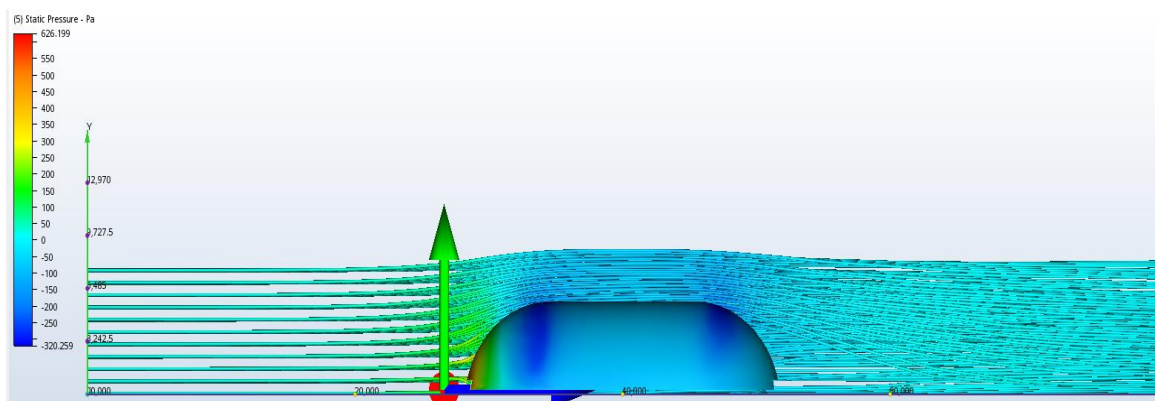


Fig 3.19 Comportamiento de la estructura bajo cargas de viento en el eje Y

La figura 3.20 muestra las presiones originas por el viento cuando actúa en la dirección X , de la misma manera la cara frontal soporta presiones positivas y van disminuyendo conforme aumenta la altura de la cobertura hasta llegar al punto más alto, donde se genera la mayor presión negativa , la cual va disminuyendo conforme se va alejando hacia la cara opuesta de la cara frontal.

La mayor presión en barlovento es de 59 kg/m² y la máxima presión en sotavento es de 22 kg/m².

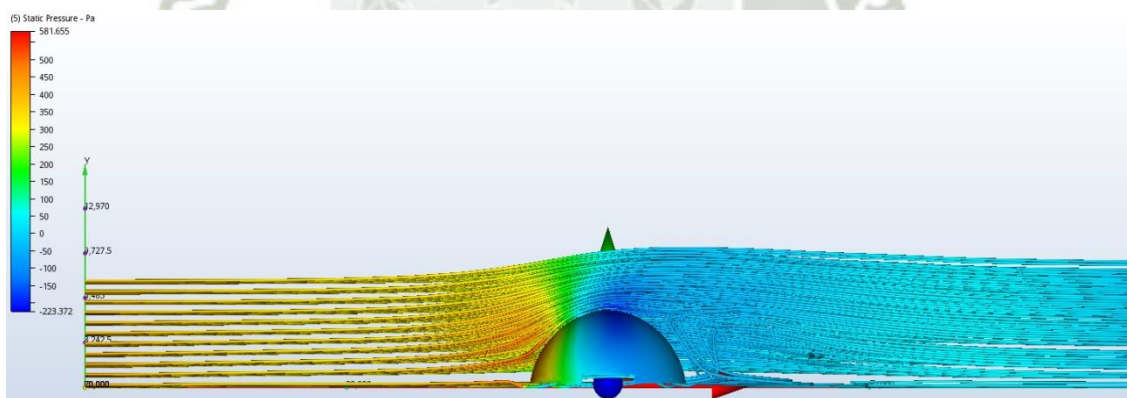


Fig 3.20 Comportamiento de la estructura bajo cargas de viento en el eje x

Con esto queda demostrado que para la cobertura de este proyecto no sería adecuado, aumentar la carga de presión (positiva), conforme va aumentando la altura de la estructura, sino al contrario la relación altura/presión es inversamente proporcional.

❖ Carga por temperatura

Se ha asignado al modelo de análisis un gradiente térmico de 30°C pues el gradiente térmico ambiental en Arequipa ronda los 20°C , sin embargo, el acero como material tiene la particularidad de variar en algunos grados más su temperatura cuando se le somete al calor (volverse más caliente que el medio ambiente) así como cuando se le somete al frío (volverse más frío que el medio ambiente), y es por esto que se le asignó $+5^{\circ}\text{C}$ y -5°C sobre el gradiente térmico ambiental.

En las normas de diseño AISC 360 así como en la norma E090 no se involucra los efectos de gradiente térmico en alguna combinación de diseño, sino que se indica que se debe procurar que la estructura posea juntas de dilatación adecuadas de acuerdo a análisis.

3.9 COMPROBACIÓN POR CARGAS DINÁMICAS

3.9.1 Comprobación por carga de sismo

Las comprobaciones realizadas en esta sección están indicadas en la norma de diseño Sismoresistente E030-RNE

○ **Deriva de entrepiso**

En esta sección la norma E030, capítulo 5, nos indica principalmente la limitación de las derivas de entrepiso debe ser menor a 0.010 para estructuras de acero.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Tabla 3. 3 Límite para la distorsión del entrepiso Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

El desplazamiento Δ es obtenido del análisis sísmico realizado pero multiplicado por 0.75 veces el factor de reducción del sistema estructural

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radian	Radian
16365	SX	Combination	Max	0,266763	0,007166	0,191419	0,001655	0,007591	0,001192

Tabla 3. 4 Mayor desplazamiento en el eje X. FUENTE: Elaboración propia

$$DerivaX = \frac{\Delta_x}{h_{estr}} = \frac{0.20}{54} = 0.0037$$

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radian	Radian
27495	SX	Combination	Max	0,085796	0,213085	0,186435	0,003576	0,003511	0,001839

Tabla 3. 5 Mayores desplazamientos en el eje Y. Fuente Elaboración propia

$$DerivaY = \frac{\Delta_y}{h_{estr}} = \frac{0.159813}{54} = 0.0029$$

Como se puede observar en ambos casos las derivas obtenidas cumplen con la limitación indicada por reglamento.

❖ Masas participantes

El análisis sísmico debe lograr por lo menos una suma de las masas participantes de los modos considerados de 90%.

StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	2,543702	52,00%	0,00%	52,00%	0,00%
2	1,49583	0,15%	0,42%	52,00%	0,42%
3	1,218854	0,15%	0,63%	52,00%	1,05%
4	1,092491	0,00%	53,00%	52,00%	54,00%
5	0,987052	0,03%	0,07%	52,00%	54,00%
6	0,871761	0,26%	2,39%	53,00%	56,00%
7	0,855539	11,00%	0,00%	63,00%	56,00%
8	0,786379	1,68%	0,53%	65,00%	57,00%
9	0,665114	0,44%	1,17%	65,00%	58,00%

Tabla 3. 6 Masas participantes de la estructura. Fuente Elaboración propia

Se observa el modo 1 con un periodo de 2.54s participa con un 52 % de la acción sísmica de la estructura en la dirección “X”, y el modo 4 con un periodo de 1.09s participa con un 53% de la acción sísmica en la dirección “Y”. Para alcanzar el 90% de la masa participante que se exige en el reglamento para considerar las fuerzas sísmicas en el diseño se tuvieron que considerar 214 modos.

De donde observamos que en la dirección “X” se alcanza primero este porcentaje porque la estructura tienen un comportamiento global más definido en esta dirección, sin embargo en la dirección “Y” cuesta alcanzar este porcentaje porque el sismo en esta dirección se manifiesta a partir de muchos efectos locales más que la acción de un efecto global principalmente como ocurre en la dirección “X”, esto es debido a que la estructura es más rígida en la dirección “X”, y también a que sus grandes luces y varios elementos que le componen dan lugar a manifestar flexibilidades locales de muchas formas.

- FUERZA CORTANTE EN LA BASE

PCM=1514ton

PCV =990ton

Peso sísmico Total del Edificio = 1817 ton

$P=PCM+0.25*PCV$

- Dirección X-X:

Para el periodo fundamental de la estructura se considera el valor obtenido del modo 1;

$T=2.54s$, con una masa participante de 52% para la dirección X.

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

$$V_{estatico} = \frac{ZUSC}{R} \times P_{sismico}$$

$$T_x = 2.54 \text{ s}$$

$$T_p = 0.6 \text{ s} \quad T_L = 2.0 \text{ s}$$

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right); \quad C \leq 2.5$$

$$C = 0.465 < 2.5$$

$$C = 0.465$$

$$\frac{C}{R} = 0.06 \leq 0.125$$

$$\frac{C}{R} = 0.125$$

$$P_{sis} = P_{CM} + 0.25 \times P_{CV} = 1817 \text{ tonf}$$

$$V_{estatico} = 5.03\% \times P_{sis} = 91.44 \text{ tonf}$$

$$V_{modal} = 53.58 \text{ tonf (Dato obtenido de SAP)}$$

$$amplificación = \frac{80\% * V_{estatico}}{V_{modal}} = 1.36$$

- Dirección Y-Y:

Para el periodo fundamental de la estructura se considera el valor obtenido del modo 3; T=1.09, con una masa participante de 53% para la dirección Y.

$$V_{estatico} = \frac{ZUSC}{R} \times P_{sismico}$$

$$T_y = 1.09 \text{ s}$$

$$T_p = 0.6 \text{ s} \quad T_L = 2.0 \text{ s}$$

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

$$C = 1.37 < 2.5$$

$$C = 1.37$$

$$\frac{C}{R} = 0.195 < 0.125$$

$$\frac{C}{R} = 0.195$$

$$P_{sis} = P_{CM} + 0.25 \times P_{CV} = 1817 \text{ tonf}$$

$$V_{estatico} = 7.84\% \times P_{sis} = 142.61 \text{ tonf}$$

$$V_{modal} = 96.015 \text{ tonf (SAP2000)}$$

$$amplificacion = \frac{80\% * V_{estatico}}{V_{modal}} = 1.18$$

Cuando se usen las fuerzas sísmicas originadas por el análisis modal, dichas fuerzas se tienen que multiplicar por el factor de amplificación calculado líneas arriba.

3.9.2 Comprobaciones por viento

❖ Deriva de entrepiso

Para las fuerzas laterales producidas por viento se tomará en cuenta la misma limitación de la deriva de entrepiso que para el caso de sismo (tabla 3.3) pues ambas son fuerzas laterales eventuales y se les controlara bajo el mismo criterio

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
14148	vientocfd(x)	LinStatic	0,215491	-0,00017	0,12466	0,000052	-0,000523	-0,000007296

Tabla 3. 7 Mayores desplazamientos en el eje X bajo cargas de viento. Fuente Elaboración propia

$$DerivaX = \frac{\Delta_x}{h_{estr}} = \frac{0.1616}{54} = 0.0029$$

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
27498	vientocfd(x)	LinStatic	0,066739	0,161879	0,127306	0,000413	-0,000223	0,000026

Tabla 3. 8 Mayores desplazamientos en el eje Y bajo cargas de viento. Fuente Elaboración propia

$$DerivaY = \frac{\Delta_y}{h_{estr}} = \frac{0.1214}{54} = 0.0022$$

Como se puede observar en ambos casos las derivas obtenidas cumplen con la limitación indicada por reglamento.

3.10. DETERMINACIÓN Y ANÁLISIS DE ESFUERZOS FACTORIZADOS

Como se detalló anteriormente, las cargas del análisis deben ser multiplicadas por factores que luego se suman entre sí, formando combinaciones de carga. Con estas combinaciones se debe escoger la combinación crítica, que a su vez nos dará los esfuerzos críticos y las deformaciones críticas de la estructura.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones en la norma E090 se tienen las siguientes combinaciones de carga:

- $\phi R \geq 1.4 D$
- $\phi R \geq 1.2 D + 1.6 L + 0.5(L_r \text{ o } S)$
- $\phi R \geq 1.2 D + 1.6(L_r \text{ o } S) + (0.5 L \text{ o } 0.8 W)$
- $\phi R \geq 1.2 D + 1.6 W + 0.5 L + 0.5(L_r \text{ o } S)$
- $\phi R \geq 1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S$
- $\phi R \geq 0.9 D \pm (1.6 W \text{ o } 1.0 E)$

Dónde:

- D = Carga muerta
- L_r = Carga viva techo
- L = Carga debido al puente grúa según sea el caso
- W = Carga viento
- E = Carga por sismo
- S = Carga por nieve

Como se mencionó líneas arriba en el análisis se han considerado las fuerzas laterales producidas por el sismo y por el viento, sin embargo las combinaciones de diseño reglamentadas tratan de manera separada las acciones del sismo y del viento, aclarando que esto se debe a que la probabilidad de ocurrencia simultanea de las fuerzas de viento y sísmicas de diseño es muy baja, sin embargo si se debe realizar las comprobaciones de diseño donde se consideran tanto las acciones del sismo como las del viento por separado.

3.11. SIMULACIÓN MEDIANTE SOFTWARE SAP 2000

Hoy en día los usos de software nos permiten analizar en un tiempo menor, las diferentes estructuras, desde edificios hasta puentes de gran envergadura.

Sin embargo, el ingeniero proyectista debe tener los conocimientos y los criterios necesarios para introducir los valores solicitados por el programa, como son las cargas por gravedad y las cargas dinámicas. Así mismo debe tener los criterios necesarios para analizar los resultados arrojados por el programa usado y determinar cuáles son los mejores elementos estructurales y la disposición de los mismos en la estructura.

Es así que se utilizó el software SAP 2000, que es un software en el cual se pueden analizar todo tipo de estructuras, tanto de concreto como de acero, como de cualquier otro material.

A continuación, se muestran los gráficos del programa, donde se puede observar la introducción de cargas, así como los resultados obtenidos del mismo.

3.12. INTRODUCCIÓN DE DATOS EN SAP200

3.12.1 Exportación del modelo

Para realizar la simulación en el programa SAP2000 es necesario exportar nuestro modelo de la cobertura realizado en AUTOCAD hacia la plataforma del SAP para esto primeramente guardamos nuestro archivo “.dwg” en formato “.dxf” y procedemos a importarlo desde el programa SAP2000.

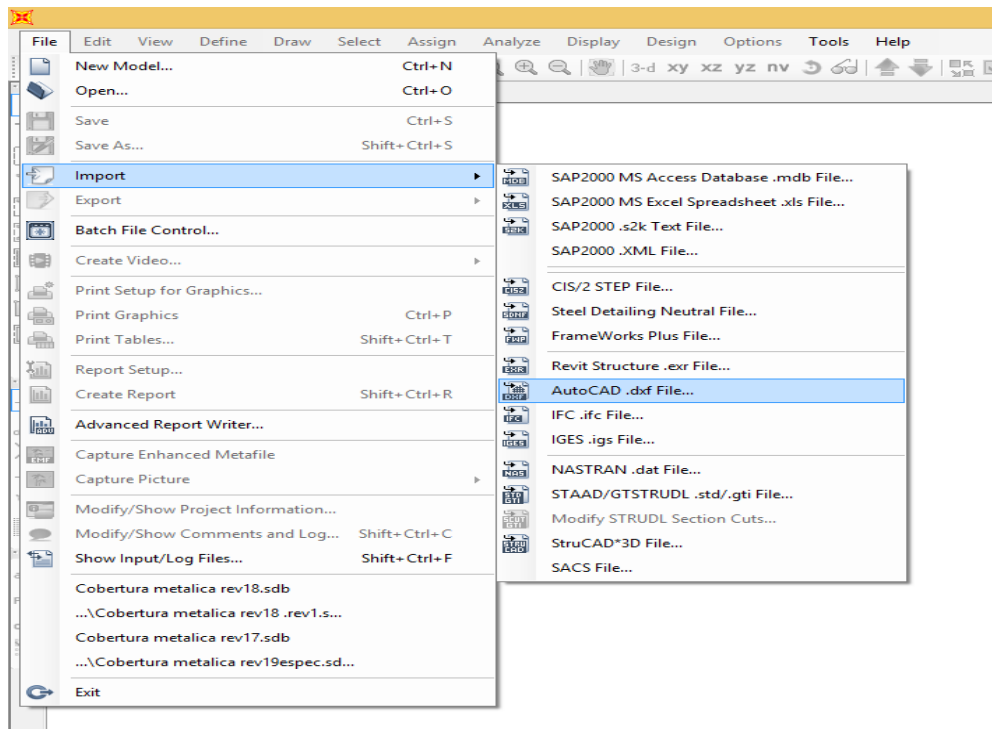


Fig. 3. 21 Importación del modelo en SAP2000

3.12.2 Definición de materiales.

Luego de importar el modelo se procede a definir el material de la estructura para este caso usaremos perfiles cuadrados ASTM A500 grado B con esfuerzo a la fluencia de 46 ksi.

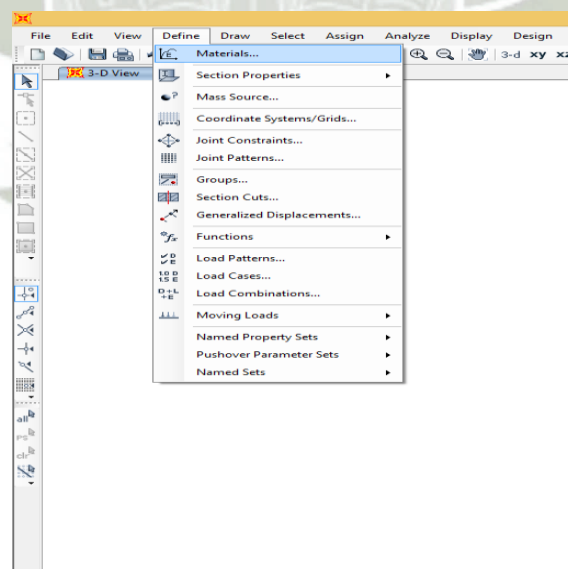


Fig. 3. 22 Definición de materiales

De la ventana emergente seleccionamos material acero, ASTM A500 y el programa nos indica el grado B para perfiles HSS rectangulares.

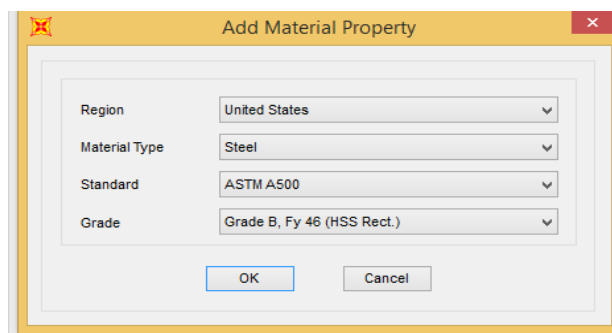


Fig. 3. 23 Selección de material para los perfiles

Luego de definir el material de nuestros perfiles procedemos a seleccionar los perfiles que usaremos en nuestro modelo.

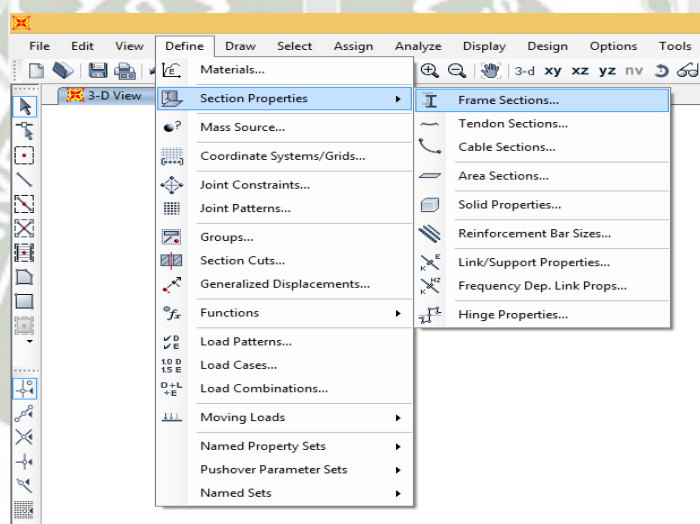


Fig. 3. 24 Selección de perfiles

De la ventana emergente le damos a importar nueva propiedad y escogemos los perfiles que necesitamos para nuestro modelo los cuales posteriormente tendremos que asignar a cada una de nuestros miembros que conforman el modelo.

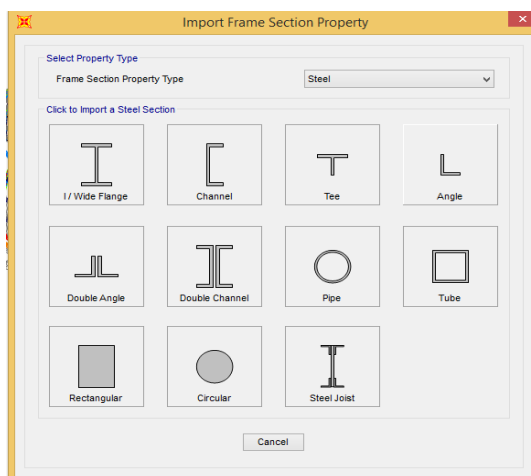


Fig. 3. 25 Perfiles disponibles en el software

Luego de que los perfiles de nuestro proyecto quedan definidos procedemos a asignar a cada uno de los miembros su perfil deseado para su posterior análisis.

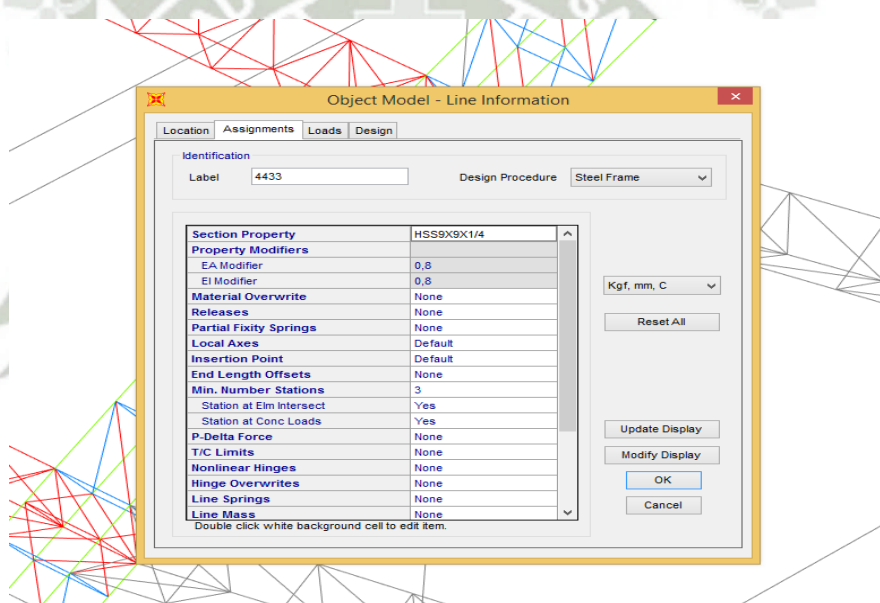


Fig. 3. 26 Asignación de perfiles a la estructura

3.12.3 Definición de Casos

Luego de definir los perfiles de la estructura se procede a definir los patrones o cargas que actuarán sobre la estructura. Para nuestro proyecto usaremos la carga muerta (peso propio de la estructura), carga de viento, carga de sismo, gradiente de temperatura, carga viva y carga de lluvia.

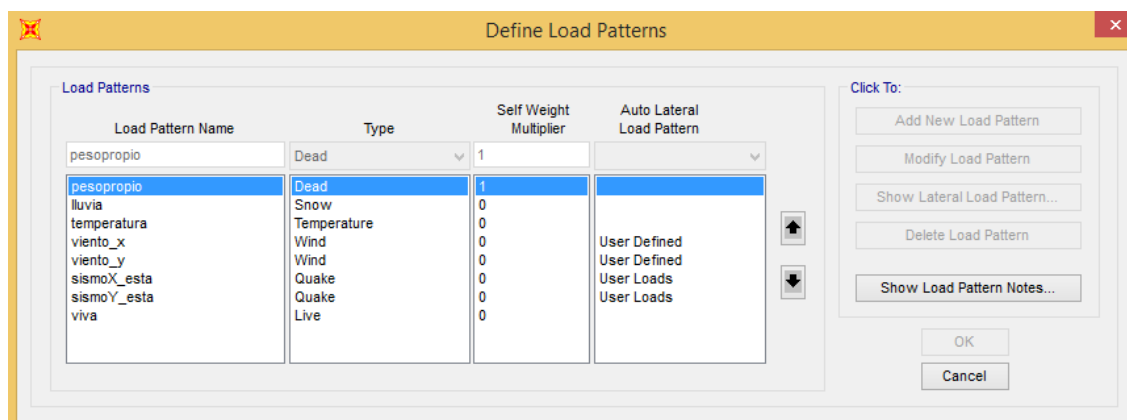


Fig. 3. 27 Cuadro para la asignación de cargas

Como se observa solo el peso propio (carga muerta) tiene factor de 1, esto indica que el programa se encargara del cálculo del peso propio, mientras en los demás casos se introduce las cargas sobre las coberturas o los elementos mismos.

Para las cargas de viento se crea un diafragma rígido en 6 caras distintas del domo, esto se hace debido a que las fuerzas de diseño de viento que hemos calculado son puntuales y es más fácil colocar una carga puntual en el medio de una cara de la estructura que colocar muchas cargas puntuales en los nodos de la estructura, al crear un diafragma rígido le estamos indicando al programa que toda el área seleccionada se comporta como una sola y que ingresar una carga puntual en el centro de gravedad de la misma afectara a todos los elementos que la soportan de manera parecida que si fueran cargas en cada uno de los puntos a distintas alturas.

Para asignar diafragmas a la estructura lo primero es definir la cantidad y nombre de los diafragmas que se usaran a lo largo del diseño.

Luego se selecciona los nodos de la estructura para asignarles un diafragma rígido.

Ya con los diagramas definidos en la selección de patrones o asignación de cargas definimos nuestras cargas de viento tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y”.

Se observa que al elegir la opción para definir nuestras cargas de forma manual el programa nos identifica los diafragmas creados con las coordenadas de su centro de gravedad ahora solo nos queda copiar los valores de la fuerza actuante en cada cara de la estructura hallados anteriormente.

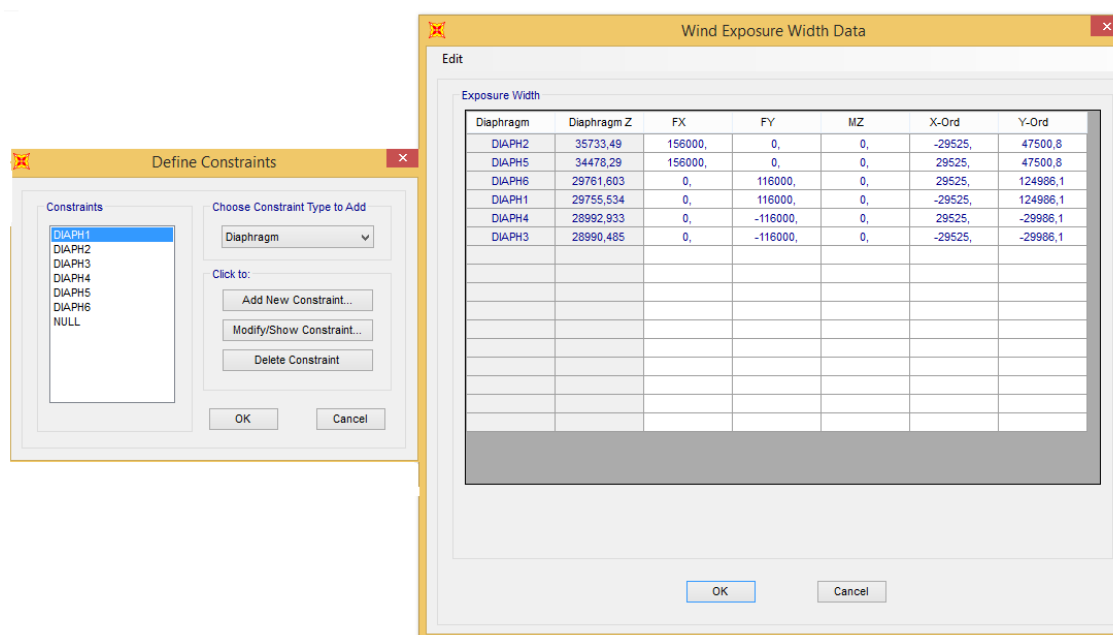


Fig. 3. 28 Definición de diafragmas y asignación de cargas de viento

La carga de lluvia se hace por unidad de área sobre cada cara del calaminón que se dibujó en el modelo.

De igual manera que la carga de lluvia se introduce la carga viva por unidad de área sobre cada calaminón del modelo.

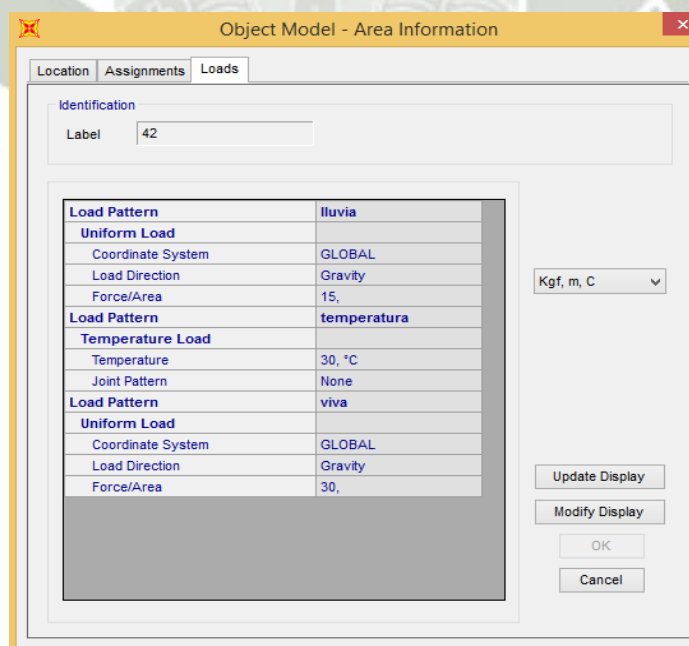


Fig. 3. 29 Definición de cargas viva y de lluvia

3.12.4 Definición del Espectro Sísmico

Para la simulación dinámica sísmica el primer paso es definir nuestro espectro de acuerdo a la norma vigente de nuestro país.

En la pestaña “Define” seleccionamos “Functions” y “Response Spectrum”, al seleccionar esta opción se abrirá un cuadro con normas vigentes de diseño Sismoresistente de todo el mundo, seleccionamos la NTE Perú 2014.

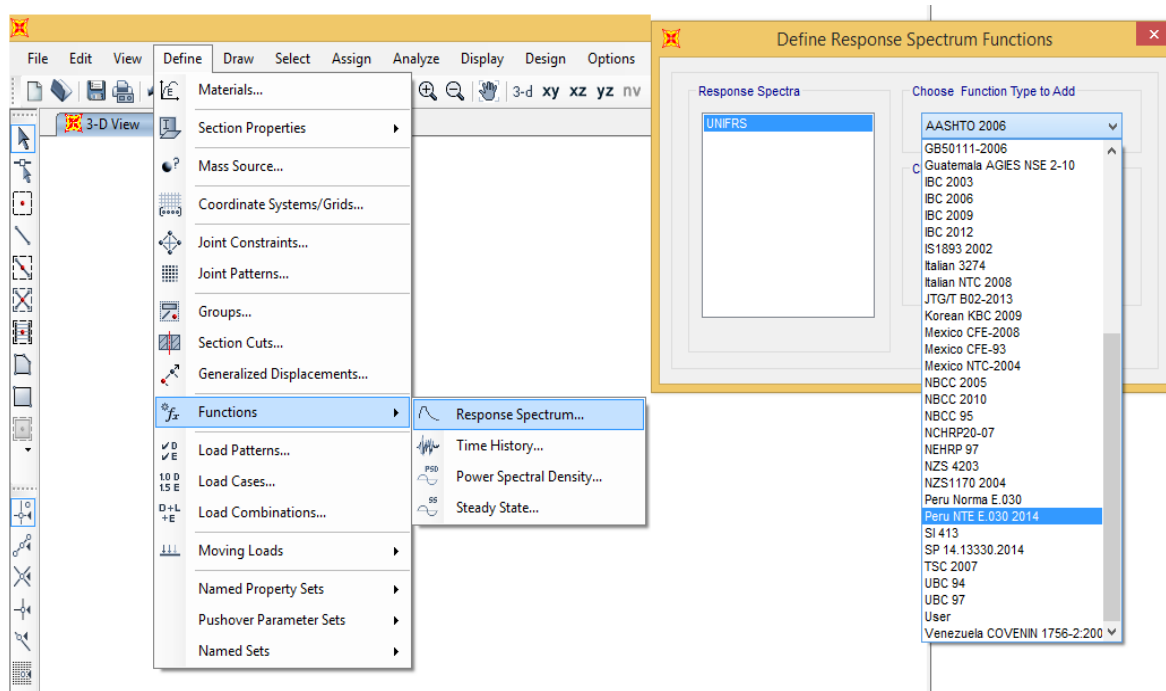


Fig. 3. 30 Definición de Espectro

Al seleccionar la norma deseada se abrirá una ventana en la cual definiremos los valores que van a definir nuestra curva de aceleración sísmica, la zona sísmica donde nos encontramos (Z3), La categoría de la edificación(C), El tipo de suelo(S2) y el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas(R), según el punto 3.7.2.

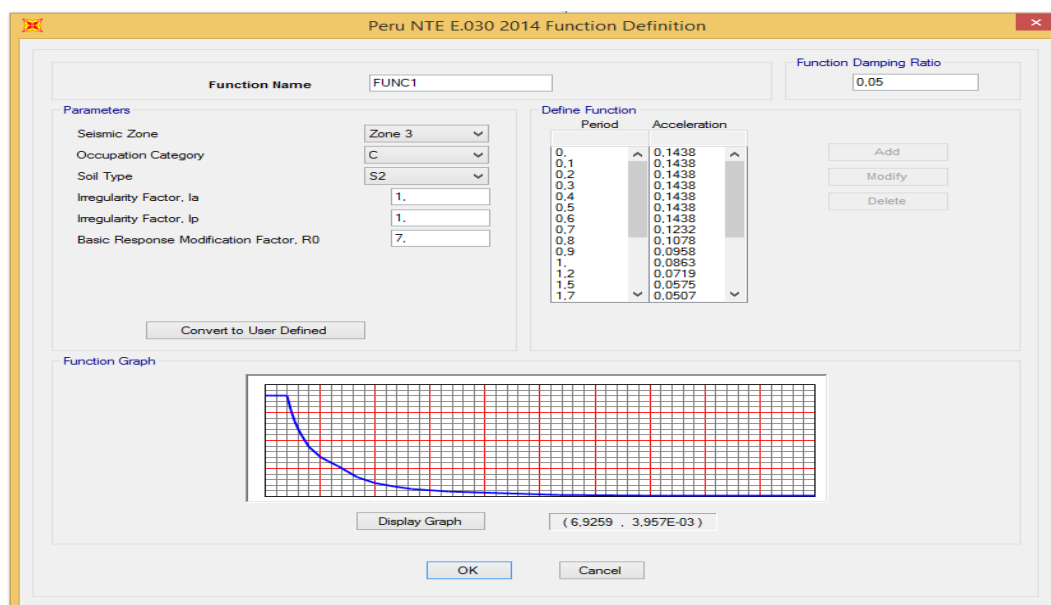


Fig. 3.31 Configuración del espectro sísmico

3.12.5 Definición de Casos

Con las cargas ya definidas el siguiente paso es definir los casos de cargas o “load cases” en la interfaz del programa, esta opción define como son aplicadas las cargas (estáticamente o dinámicamente), como responde la estructura (linealmente o no lineal) y como es realizado el análisis (modalmente, integración directa, etc.). Cada caso de cargas puede tener un solo caso o una combinación de casos. Existen varios tipos de análisis disponibles (lineales, espectro de respuesta, pandeo, modal, etc.).

Para nuestro proyecto hemos definido los siguientes casos:

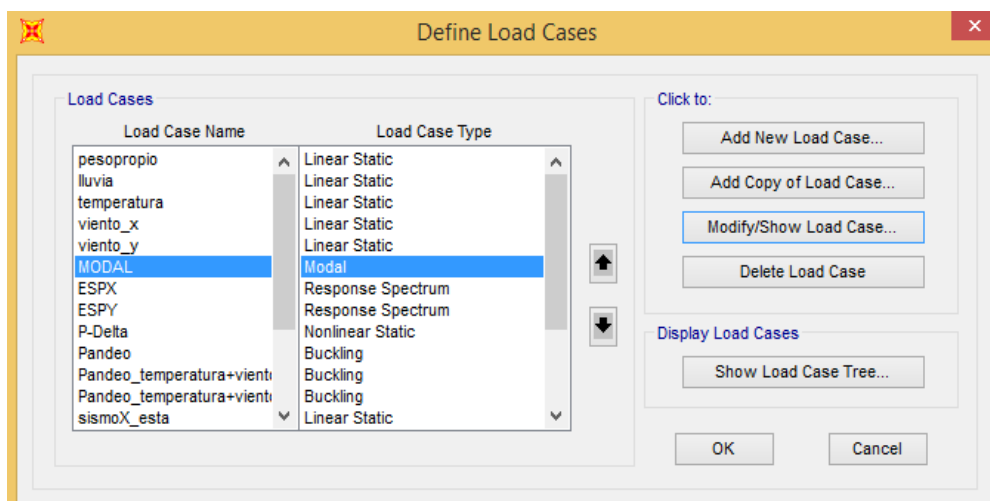


Fig. 3.32 Definición de casos

Las cargas como el peso propio, lluvia, temperatura y viento se analizarán como cargas lineales, los casos ESPX Y ESPY que son las aceleraciones sísmicas en los ejes x e y correspondientemente se analizarán como un espectro de respuesta, y se analizarán casos de pandeo para diferentes combinaciones de carga.

3.12.6 Definición de combinaciones

Una combinación de cargas suma o combina los resultados de ciertos casos de cargas. Una suma es adecuada en un análisis lineal como en $1.2D + 1.6L$. Para nuestro caso tomamos las combinaciones posibles del RNE E090 mencionadas en el punto 3.10.

Los resultados obtenidos con las combinaciones de cargas incluyen desplazamientos, fuerzas en los nodos y fuerzas internas de los miembros de la estructura.

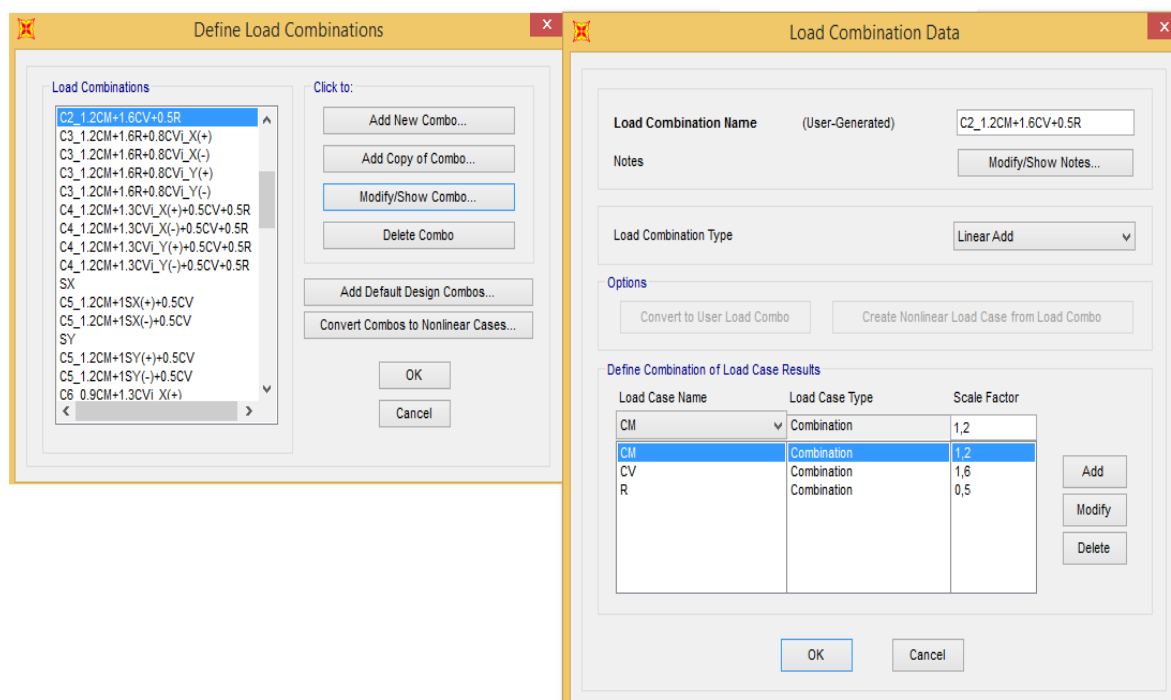


Fig. 3.33 Combinaciones de cargas

Con todos estos valores definidos, los perfiles definidos en toda la estructura y los apoyos definidos en las bases se procede a la simulación de la estructura para la posterior selección de perfiles que cumplan con los parámetros definidos en el manual AISC.

CAPÍTULO IV: SELECCIÓN DE PERFILES

4.1 GENERALIDADES

Las formulas presentes en el siguiente capítulo son tomadas del manual para construcción en acero AISC 360-10.

4.2 DISEÑO Y SELECCIÓN DE PERFILES PARA LA ARMADURA

4.2.1 Elementos sometidos a fuerzas axiales:

Para diseñar y hallar la carga nominal que resiste la sección debe tomarse en consideración lo siguiente:

4.2.1.1 *Secuencia de análisis y diseño de elementos a cargas axiales*

- Del modelo en SAP, se obtienen la carga axial a la que está sometida el elemento pudiendo estar el elemento a compresión o tensión.
- Después se calcula la resistencia a carga axial máxima del elemento, esta es multiplicada por un factor de reducción, de tal manera que se cumpla lo siguiente:

$$\phi R_n \geq R_u$$

- Esta relación quiere decir que la resistencia nominal del elemento puede soportar la última carga a la que está sometida el elemento. De no ser así se tendrá que cambiar la sección.
- Para hallar la resistencia nominal a tensión del elemento se usa la siguiente relación:

$$R_n = F_y * A_g$$

Dónde:

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero

A_g : Área total de la sección del perfil

- Para hallar la resistencia nominal a compresión del elemento, se tienen dos caminos, seguir las indicaciones y formulas de la norma AISC-2010, o con las tablas del manual AISC para la construcción con acero.
- . Las tablas nos dan el valor calculado con las formulas de la norma AISC esto en relación a la longitud no arriostrada del elemento, en el manual esta cada 2 pies, es decir se tienen valores para, 2, 4, etc.
- Si el valor de nuestra longitud es por decir 20.5 pies o cualquier otro con decimal, se tendrá que interpolar, obteniéndose el valor deseado.
- Se compararan los resultados de las tablas con los resultados de las formulas y se demostrara que los valores son los mismos o si hay una variación es muy pequeña por lo que usar los datos de tablas o remplazando en formulas los resultados no varían mucho.

4.2.2 Elementos a flexión

Los diseños para elementos a flexión se encuentran en el apartado F, del manual AISC 2010, a continuación, se muestra el diseño para cada una de las secciones que tenemos en el presente proyecto:

4.2.2.1 Perfiles HSS Cuadrados

Los perfiles I en nuestro medio, pero denominadas W en el sistema inglés, son perfiles de acero los cuales tienen forma de I, en ellas las partes que están tanto arriba como abajo se denominan alas o patines, y la parte central se denomina alma.

En el manual AISC para la construcción con acero, se tienen las diferentes características de cada uno de estos perfiles, desde su peralte hasta su peso. Por ejemplo, un perfil W14x99, nos indica el primer número su peralte, es decir tiene un peralte de 14 pulgadas y el segundo número nos indica su peso, es decir 99 libras por pie.

Además de las anteriores características también encontramos datos como su radio de giro tanto en la dirección X como en la dirección Y, inercia respecto al eje X, inercia respecto al eje Y, módulo de sección plástico en ambas direcciones, entre otras.

Secciones estructurales huecas (HSS) y Tubos circulares (P)

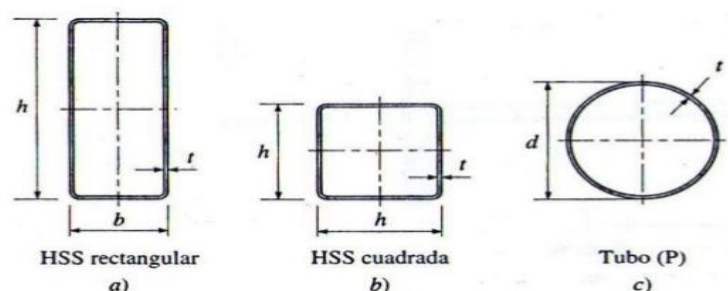


Fig. 4. 1 Secciones HSS

Para perfiles tubulares cuadrados y rectangulares, se diseña de acuerdo con el apartado F7, del AISC, en donde se nos indica como calcular el momento resistente de las diferentes secciones, este caso es cuando las alas y el alma son compactas.

La resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

❖ Fluencia

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

Dónde:

M_n : Momento nominal resistente

M_p : Momento plástico

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado

Z : Modulo plástico de la sección

❖ Pandeo local del ala

- Cuando $L_b < L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.
- Cuando $L_p < L_b < L_r$, tenemos:

$$M_n = M_p - \left[(M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right) \right] \leq M_p$$

Dónde:

M_p: Momento plástico

F_y: Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero

S: Modulo de sección elástico.

b: Ancho total de la sección rectangular HSS.

t: Espesor del perfil HSS.

E: Modulo de elasticidad.

❖ Pandeo local del ala

$$M_n = M_p - \left[(M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{tw} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \right] \leq M_p$$

Dónde:

S_x: Modulo de sección elástico en torno al eje x.

h: Ancho total de la sección rectangular HSS.

tw: Espesor del ala.

4.2.3 Chequeo por flexocompresión

Los elementos estructurales que trabajen a flexocompresión deben pasar por un chequeo de ratio resistencia requerida/capacidad, esto nos indica que la resistencia requerida debe ser menor que la resistencia nominal de los diferentes miembros. Es por esto que este ratio debe ser menor que la unidad, caso que este ratio superase la unidad debe cambiarse de perfil por otro de mejores características.

El chequeo por flexocompresión se encuentra en el apartado H del código AISC 2010, en él se nos indica el chequeo para los diferentes perfiles de acuerdo a su simetría respecto a los ejes “X” e “Y”.

Al elegir un perfil se diseña por flexocompresión, ya que los perfiles resisten tanto la carga axial (compresión) como el momento flexionante, por lo que nos regimos al manual LRFD, cuyo diseño es de acuerdo al apartado H.

❖ **Para miembros con simetría simple y con simetría doble**

(a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{H1-1a})$$

(b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{H1-1b})$$

Dónde:

Pr: Resistencia de compresión axial requerida, usando combinaciones de carga LRFD.

Pc: Resistencia de compresión axial disponible

Mr: Resistencia de flexión requerida, usando combinaciones de carga LRFD.

Mc: Resistencia de flexión disponible

X: Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte

Y: Subíndice que indica flexión en torno al eje débil

❖ **Para miembros asimétricos y otros solicitados a flexión y a carga axial**

$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{rbz}}{F_{cbz}} \right| \leq 1.0 \quad (\text{H2-1})$$

Dónde:

f_{ra}: Esfuerzo axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

f_{ca}: Esfuerzo axial de diseño

f_{rbw}, *f_{rbz}*: Esfuerzo de flexión requerida en ubicación específica de la sección.

F_{rbw}, *F_{rbz}*: Esfuerzo de flexión de diseño

❖ **Secciones tubulares solicitadas a Combinación de torsión, Corte, Flexión y carga axial.**

En el apartado 2 del capítulo H, la norma nos indica que cuando la resistencia torsional requerida T_r , es menor o igual que el 20% de la resistencia torsional disponible T_c , los efectos debido a la interacción de torsión corte, flexión y/o carga axial se calcula de acuerdo con la sección H1 y los efectos torsionales deben ser despreciados. Sin embargo cuando T_r supera el 20 % de T_c dicha interacción debe ser determinada por:

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c} \right)^2 \leq 1,0 \quad (H3-6)$$

Dónde:

P_r: Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

P_c: Resistencia de tracción o compresión axial de diseño.

M_r: Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

M_c: Resistencia de flexión de diseño.

V_r: Resistencia de corte usando las combinaciones de carga LRFD.

V_c: Resistencia de corte de diseño.

T_r: Resistencia torsional requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

T_c: Resistencia torsional de diseño.

A continuación, se detalla el diseño y selección de los perfiles estructurales escogidos para la estructura.

4.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTO ESTRUCTURALES DEL PROYECTO

En el análisis del modelo, lo primero que se debe hacer es encontrar el caso más crítico y de acuerdo a ese caso, es que se deben obtener las fuerzas axiales, cortantes y momentos más críticos y con esos momentos se chequea y diseña la sección y/o perfil.

Hay que tomar en cuenta todas las combinaciones, que se dan en las normas AISC 360-10, así como en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Debe chequearse cada una de las combinaciones y usarse la más crítica, es decir la que nos de mayores fuerzas axiales, cortantes y momentos.

Se empieza con el arco ubicado entre los ejes “A” y “B”, del proyecto para mostrar el chequeo y diseño de los diferentes elementos.

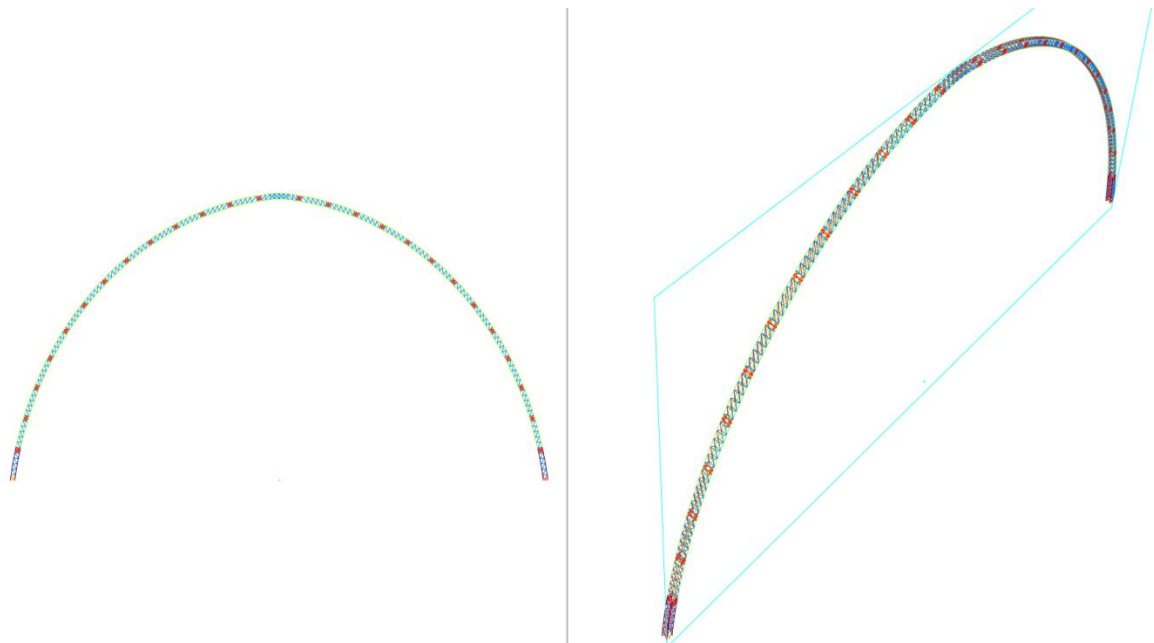


Fig. 4. 2 Arco ubicado entre los ejes A-B

Del modelo y del análisis se encontró que la combinación más crítica es la siguiente:

$$Ru = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5R$$

Dónde:

D: Carga muerta

W: Carga por viento

L: Carga viva

R: Carga por lluvia

Debe tomarse en consideración la dirección del viento. De esta manera se tendrá un viento en la dirección “X” y un viento en la dirección “Y”, además de sus respectivos negativos, es decir una consideración es con el viento en la dirección positiva “X” y otra con la dirección negativa “-X”, de igual forma se hace para la dirección “Y”.

En el presente proyecto la combinación más crítica, como se especificó antes, fue esta y fue en la dirección negativa de X.

.

La carga por lluvia se tomó en consideración ya que, en Arequipa, en los meses de enero a marzo suelen presentarse lluvias de precipitación regular, lo cual puede va funcionar como de agua sobre la estructura metálica.

Arequipa y en general el Perú es un país con vientos no tan elevados en comparación con países como Estados Unidos o Centroamérica, donde se viven los conocidos huracanes, por lo que se consideró cargas de viento y factores a Sotavento y Barlovento de acuerdo a nuestra realidad.

El sismo en Arequipa está presente por lo que también se consideró, sin embargo, cabe recalcar que según los reglamentos entre el viento y el sismo (cargas dinámicas) se trabaja con la que se mayor de las dos.

Se ejecuta la simulación con las cargas que definimos en el capítulo anterior, y las combinaciones de cargas que nos darán los esfuerzos axiales, esfuerzos de flexión, torsión o la combinación de dichos esfuerzos para la correcta selección del perfil.

Para el diseño de este arco se identificó por medio del análisis que los primeros 5 metros de longitud de la celosía, tanto cordones como diagonales, se encontraban sometidos a esfuerzos axiales mucho mayores que el resto de elementos a lo largo de toda la celosía, es por esto, que se decide utilizar secciones diferentes solo en este tramo de la celosía logrando reducir considerablemente el peso de la estructura y principalmente cumpliendo con los criterios de diseño.

4.3.1 DISEÑO DE ARCO UBICADO EN LOS EJES “A” Y “B” (TRAMO 1 0 m. -6.09 m.)

4.3.1.1 Diseño de los cordones de la celosía

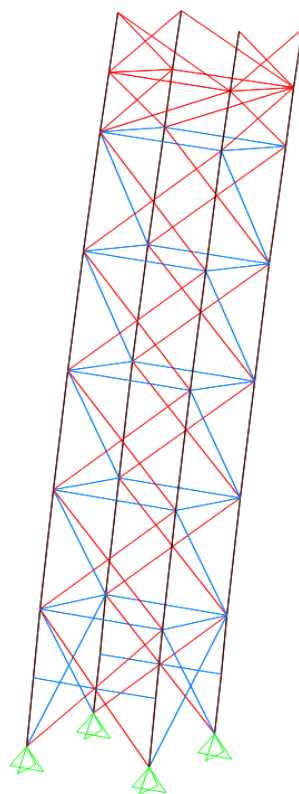


Fig. 4. 3 Primer tramo del arco ubicado en los ejes A-B

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este primer tramo

Los esfuerzos axiales, de flexión, cortantes y torsión se muestran a continuación en la siguiente tabla del elemento más crítico:

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
7969	HSS9X9X3/8	C4_1.2CM+1.3CVi_X(+)+0.5CV+0.5R	-258,798	247,224	-0,294	-3,927	0,575	-3,378	

Tabla 4. 1 Resultados del análisis para los cordones tramo 1 del arco ubicado en los ejes A-B.
Fuente Elaboración propia

Con las formulas mencionadas por el manual AISC se procede con el diseño de los cordones. Se prueba con un perfil HSS 9X9X3/8 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 11.8 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 3.51 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 37.8 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 32.2 \text{ pulg}^3$$

$$h = 9 \text{ pulg}$$

$$t = 0.375 \text{ pulg}$$

$$L = 24.12 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 35.8 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 24.12}{3.51}$$

$$\frac{kL}{r} = 6.87 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (E3-1)$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (E3-2)$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (E3-3)$$

$$6,87 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$6,87 \leq 118,26$ (ok) usaremos la formula E3.2 del AISC

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(6,87^2)}$$

$$F_e = 6064,35 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{46}{6064,35} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45,85 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.85 * 11.8$$

$$P_n = 541.08 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 541.08 * 0.9$$

$$\phi P_n = 486.97 \text{ kip} > 258.79 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas explicamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 37.8$$

$$M_{n1} = M_p = 1738.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1738.8 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1564.92 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 1738.8 - \left[(1738.8 - 46 * 32.2) \left(3.57 \frac{9}{0.375} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 1890.17 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 1701.15 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 1738.8 - \left[(1738.8 - 46 * 32.2) \left(0.305 \frac{9}{0.375} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 1860.07 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 1674.06 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 1564.92 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{9}{0.375} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$24 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 35.8$$

$$T_n = 988.08 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 889.27 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren, el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 889.27 = 177.85 \text{ kip.in}$$

$$3.37 \text{ kip.in} < 177.85$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón ubicado en los ejes A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{258.79}{486.97} = 0.53 \geq 0.2$$

Como se cumple la anterior igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{258.79}{486.97} + \frac{8}{9} \left(\frac{247.22}{1564.92} + \frac{0.29}{1564.92} \right) \leq 1.0$$

$$0.68 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los cordones de la celosía del primer tramo del arco ubicado en los ejes A-B se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X3/8.

4.3.1.2 Diseño de diagonales en cruz de la celosía.

Para el primer tramo de la celosía la disposición de las diagonales que unen los cordones es de la siguiente forma, para las caras frontales del arco se propone diagonales en cruz tanto para la cara interior como la exterior y para las caras laterales se propone una disposición tipo Howe.

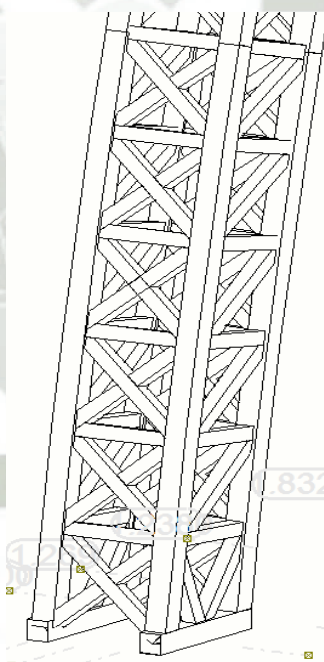


Fig. 4. 7 Disposición de diagonales para el primer tramo de la celosía

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este primer tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
4685	HSS4X4X1/4	C4_1.2CM+1.3CVI_X(+)+0.5CV+0.5R	-48,418	-14,918	8,991	0,481	-0,164	-3,833

Tabla 4. 2 Resultado del análisis para las diagonales del primer tramo del arco A-B. Fuente
Elaboración propia

Para las diagonales en cruz se propone un perfil HSS 4x4x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 3.37 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.52 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 4.69 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 3.9 \text{ pulg}^3$$

$$h = 4 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 48.9 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 6.56 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 48.9}{1.49}$$

$$\frac{kL}{r} = 32.82 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (E3-1)$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (E3-2)$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (E3-3)$$

$$32.82 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$32.82 \leq 118.26$ (ok) usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(32.82^2)}$$

$$F_e = 276.55 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{46}{265.74} \right] 46$$

$$F_{cr} = 42.91 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 42.91 * 3.37$$

$$P_n = 144.59 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 144.59 * 0.9$$

$$\phi P_n = 130.14 \text{ kip} > 48.41 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 4.69$$

$$M_{n1} = M_p = 215.74 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 215.74 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 194.17 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 215.74 - \left[(215.74 - 46 * 3.9) \left(3.57 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 278.43 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 250.78 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 215.74 - \left[(215.74 - 46 * 3.9) \left(0.305 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 236.38 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 212.74 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 194.17 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{4}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$16 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

$$Fcr = 0.6 * Fy$$

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 6.56$$

$$T_n = 181.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 162.95 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 162.95 = 32.59 \text{ kip.in}$$

$$3.83 \text{ kip.in} < 32.59 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón ubicado en los ejes A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{48.41}{130.14} = 0.37 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{48.41}{130.14} + \frac{8}{9} \left(\frac{14.98}{194.17} + \frac{8.99}{194.17} \right) \leq 1.0$$

$$0.49 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales en cruz de la celosía del primer tramo del arco ubicado en los ejes A-B se usaran perfiles cuadrados HSS 4X4X1/4.

4.3.1.3 Diseño de diagonales laterales

El perfil usado para las diagonales laterales también servirá como arriostre entre las dos celosías que forman el arco.

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este primer tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	Kip-in
1310	HSS5X5X1/4	C4_1.2CM+1.3CVI_X(+)+0.5CV+0.5R	40,853	-26,623	4,909	0,679	-0,091	0,954	

*Tabla 4. 3 Resultados del análisis para las diagonales laterales del primer tramo del arco A-B.
Fuente Elaboración propia*

Para las diagonales laterales se propone un perfil HSS 5x5x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.93 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 7.61 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 6.41 \text{ pulg}^3$$

$$h = 5 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 57.09 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 10.5 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 57.09}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 29.58 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo D del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a tracción nos referimos al punto D2 que indica:

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g \quad (D2-1)$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Reemplazando en la ecuación D2-1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 46 * 4.3$$

$$P_n = 197.8 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 197.8 * 0.9$$

$$\phi P_n = 178.02 \text{ kip} > 40.85 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 7.61$$

$$M_{n1} = M_p = 350.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 350.06 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 315.05 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$Mn2 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(3.57 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$Mn2 = 413.89 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn2 = 372.5 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(0.305 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 378.73 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 340.85 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 315.05 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{5}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$20 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 10.5$$

$$T_n = 289.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 260.82 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 260.82 = 52.16 \text{ kip.in}$$

$$0.95 \text{ kip.in} < 52.16 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes

formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{40.85}{178.02} = 0.3 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{40.85}{178.02} + \frac{8}{9} \left(\frac{26.62}{315.08} + \frac{4.90}{315.08} \right) \leq 1.0$$

$$0.31 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales laterales de la celosía del primer tramo del arco ubicado en los ejes A-B se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

4.3.2 DISEÑO DEL ARCO UBICADO EN LOS EJES A-B (TRAMO 2 +6.09m.)

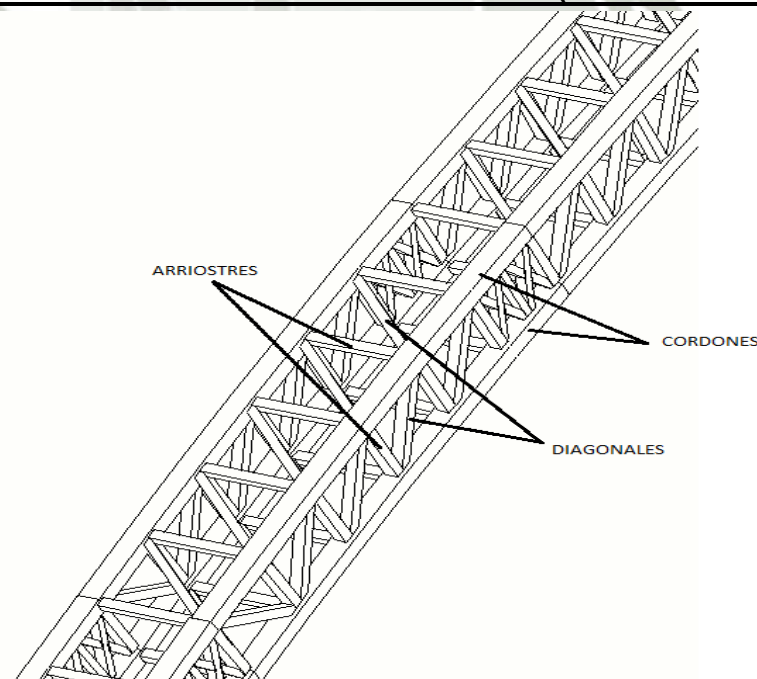


Fig 4. 4 Elementos de la celosía del arco ubicado en los ejes A-B tramo 2

4.3.2.1 Diseño de los cordones de la celosía

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este segundo tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
4620	HSS9X9X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-124,233	89,308	199,311	-0,008896	2,574	-1,632

Tabla 4. 4 Resultados para los cordones del arco ubicado en los ejes A-B tramo II. Fuente Elaboración propia

Para los cordones se propone un perfil HSS 9x9x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 8.03 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 3.56 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 26.2 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 22.7 \text{ pulg}^3$$

$$h = 9 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 41.66 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 35.8 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 41.66}{3.56}$$

$$\frac{kL}{r} = 11.70 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (E3-1)$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (E3-2)$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (E3-3)$$

$$11.70 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$11.70 \leq 118.26$ (ok) usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(11.70^2)}$$

$$F_e = 2090.06 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{46}{2090.06} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45.58 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.58 * 8.03$$

$$P_n = 365.99 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 365.99 * 0.9$$

$$\phi P_n = 329.39 \text{ kip} > 124.23 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 26.2$$

$$M_{n1} = M_p = 1205.2 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1205.2 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1084.68 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 1205.2 - \left[(1205.2 - 46 * 22.7) \left(3.57 \frac{9}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 1025.11 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 922.59 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 1205.2 - \left[(1205.2 - 46 * 22.7) \left(0.305 \frac{9}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 1257.52 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 1131.77 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 922.59 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{9}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$36 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

$$Fcr = 0.6 * Fy$$

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 35.8$$

$$T_n = 988.08 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 889.27 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 889.27 = 177.85 \text{ kip.in}$$

$$1.63 \text{ kip.in} < 177.85 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{124.23}{329.39} = 0.37 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{124.23}{329.39} + \frac{8}{9} \left(\frac{89.30}{922.59} + \frac{199.31}{922.59} \right) \leq 1.0$$

$$0.65 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los cordones de la celosía del segundo tramo del arco ubicado en los ejes A-B se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X1/4.

4.3.2.2 Diseño de diagonales

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este segundo tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
50979	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-1,768	-42,964	56,833	-0,421	0,439	0,166	

Tabla 4. 5 Resultados del análisis para las diagonales del arco ubicado en los ejes A-B tramo 2. Fuente Elaboración propia

Para las diagonales se propone un perfil HSS 4x4x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 3.37 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.52 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 4.69 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 3.9 \text{ pulg}^3$$

$$h = 4 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 39.37 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 6.56 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 39.37}{1.52}$$

$$\frac{kL}{r} = 25.90 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$25.90 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$25.90 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(25.90^2)}$$

$$F_e = 426.83 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{426.83}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 43.97 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 43.97 * 3.37$$

$$P_n = 148.18 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 148.18 * 0.9$$

$$\phi P_n = 133.36 \text{ kip} > 1.72 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 4.69$$

$$M_{n1} = M_p = 215.74 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 215.74 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 194.17 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 215.74 - \left[(215.74 - 46 * 3.9) \left(3.57 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 278.43 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 250.58 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$M_{n3} = 215.74 - \left[(215.742 - 46 * 3.9) \left(0.305 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$M_{n3} = 236.38 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n3} = 212.74 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$M_n = \min(\phi M_p; \phi M_{n2}; \phi M_{n3})$$

$$M_n = 194.17 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$T_n = F_{cr} C$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y F_{cr} queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{4}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$16 \leq 61.51$ se cumple la relación

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 6.56$$

$$T_n = 181.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 162.95 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 162.95 = 32.59 \text{ kip.in}$$

$$0.16 \text{ kip.in} < 32.59 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1.76}{133.36} = 0.65 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{1.76}{133.36} + \frac{8}{9} \left(\frac{42.96}{194.17} + \frac{56.83}{194.14} \right) \leq 1.0$$

$$0.52 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales de la celosía del segundo tramo del arco ubicado en los ejes A-B se usaran perfiles cuadrados HSS 4X4X1/4.

4.3.2.3 Diseño de arriostres

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este segundo tramo:

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
33539	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-72,802	24,902	42,545	-0,219	1,511	-3,324

Tabla 4. 6 Resultado del análisis para los arriostres del arco A-B segundo tramo. Fuente Elaboración propia

Para las diagonales se propone un perfil HSS 5x5x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.93 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 7.61 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 6.41 \text{ pulg}^3$$

$$h = 5 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 39.37 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 10.5 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 39.37}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 20.39 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_c A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$20.39 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$20.39 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(20.39^2)}$$

$$F_e = 687.83 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{687.83}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 44.73 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 44.73 * 3.37$$

$$P_n = 192.34 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 192.34 * 0.9$$

$$\phi P_n = 173.11 \text{ kip} > 72.80 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 7.61$$

$$M_{n1} = M_p = 350.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 350.06 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 315.05 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$Mn2 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(3.57 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$Mn2 = 413.89 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn2 = 372.5 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(0.305 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 378.73 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 340.85 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 315.05 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{5}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$20 \leq 61.51$ se cumple la relación

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 10.5$$

$$T_n = 289.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 260.82 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 260.82 = 52.16 \text{ kip.in}$$

$$3.32 \text{ kip.in} < 52.16 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{Pr}{P_c} = \frac{72.80}{173.11} = 0.42 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{72.80}{173.11} + \frac{8}{9} \left(\frac{24.90}{315.05} + \frac{42.54}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.61 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los arriostres de la celosía del segundo tramo del arco ubicado en los ejes A-B se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

4.3.2 DISEÑO DEL ARCO UBICADO EN LOS EJES E-F (TRAMO I 0 m. – 6.09m.)

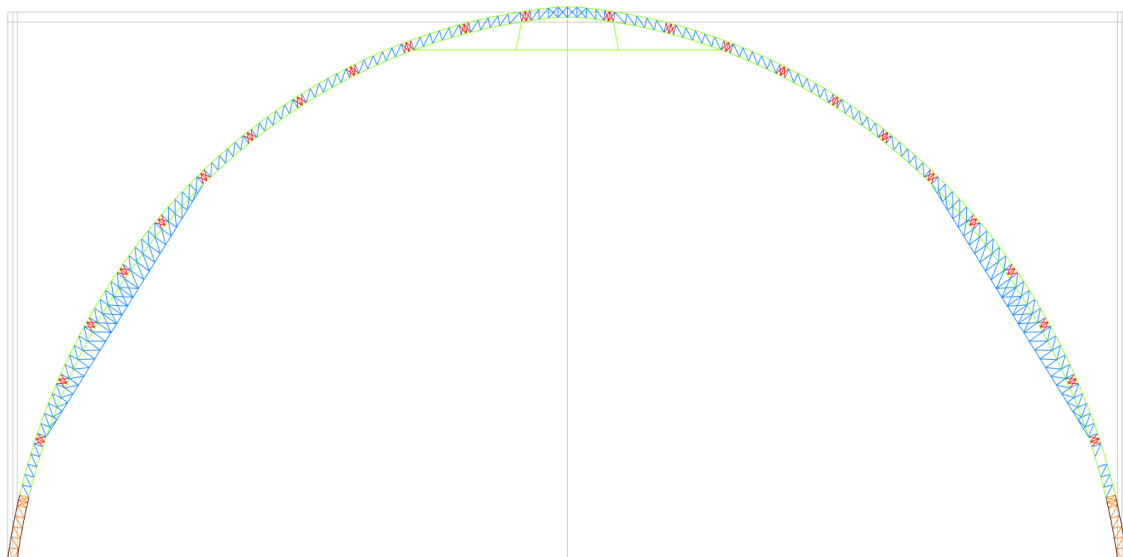


Fig 4. 5 Arco E-F

4.3.2.1 Diseño de los cordones:

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este primer tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
4180	HSS9X9X1/2	C3_1.2CM+1.6R+0.8CVi_X(+)	-394,388	413,932	10,827	-7,415	-0,085	5,653

Tabla 4. 7 Resultados de análisis de los cordones del arco E-F tramo 1. Fuente Elaboración propia

Para los cordones se propone un perfil HSS 9x9x1/2 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 15.3 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 3.45 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 48.4 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 40.6 \text{ pulg}^3$$

$$h = 9 \text{ pulg}$$

$$t = 0.5 \text{ pulg}$$

$$L = 41.66 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 67.4 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 41.66}{3.45}$$

$$\frac{kL}{r} = 12.07 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (E3-1)$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (E3-2)$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (E3-3)$$

$$12,07 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$12,07 \leq 118,26$ (ok) usaremos la formula E3.2 del AISC

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(12,07^2)}$$

$$F_e = 1962,90 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{46}{1962,90} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45,55 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.55 * 15.3$$

$$P_n = 696.93 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 696.93 * 0.9$$

$$\phi P_n = 627.24 \text{ kip} > 394.38 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 48.4$$

$$M_{n1} = M_p = 2226.4 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 2226.4 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 2003.76 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 2226.4 - \left[(2226.4 - 46 * 40.6) \left(3.57 \frac{9}{0.5} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 2743.32 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 2468.99 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 2226.4 - \left[(2226.4 - 46 * 40.6) \left(0.305 \frac{9}{0.5} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 2421.46 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 2179.31 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 2003.76 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{9}{0.5} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$18 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 67.4$$

$$T_n = 1860.24 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 1674.22 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 1674.22 = 334.84 \text{ kip.in}$$

$$5.65 \text{ kip.in} < 334.84 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{394.38}{627.24} = 0.62 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{398.38}{627.24} + \frac{8}{9} \left(\frac{413.932}{2003.76} + \frac{10.827}{2003.76} \right) \leq 1.0$$

$$0.81 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los codones de la celosía del primer tramo del arco ubicado en los ejes E-F se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X1/2.

4.3.2.2 Diseño de las diagonales

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este primer tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
58874	HSS6X6X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-75,452	-43,509	25,178	-0,521	0,114	2,652

*Tabla 4. 8 Resultados del análisis para las diagonales y arriostres del tramo 1 del arco E-F.
Fuente Elaboración propia*

Para las diagonales y arriostres se propone un perfil HSS 6x6x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$Ag = 5.24 \text{ pulg}^2$$

$$rx = ry = 2.34 \text{ pulg}$$

$$Zx = Zy = 11.2 \text{ pulg}^3$$

$$Sx = Sy = 9.54 \text{ pulg}^3$$

$$h = 6 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 31.13 \text{ pulg}$$

$$Fy = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 15.4 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 31.13}{2.34}$$

$$\frac{kL}{r} = 13.30 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$13.30 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$13.30 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(13.30^2)}$$

$$F_e = 1617.23 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{1617.23}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45.46 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.46 * 5.24$$

$$P_n = 238.19 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 238.19 * 0.9$$

$$\phi P_n = 214.37 \text{ kip} > 75.45 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 11.2$$

$$M_{n1} = M_p = 515.2 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 515.2 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 463.68 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 515.2 - \left[(515.2 - 46 * 9.54) \left(3.57 \frac{6}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$Mn2 = 560.07 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn2 = 504.06 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 515.2 - \left[(515.2 - 46 * 9.54) \left(0.305 \frac{6}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 551.15 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 496.03 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 463.68 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{6}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$24 \leq 61.51$ se cumple la relación

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 15.4$$

$$T_n = 425.04 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 382.54 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 382.54 = 76.5 \text{ kip.in}$$

$$2.65 \text{ kip.in} < 76.5 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{75.45}{214.37} = 0.35 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{75.45}{214.37} + \frac{8}{9} \left(\frac{43.50}{463.68} + \frac{25.17}{463.68} \right) \leq 1.0$$

$$0.49 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales y arriostres de la celosía del primer tramo del arco ubicado en los ejes E-F se usaran perfiles cuadrados HSS 6X6X1/4.

4.3.3 DISEÑO DEL ARCO UBICADO EN LOS EJES E-F (TRAMO II +6.09 m.)

4.3.3.1 Diseño de los cordones

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este segundo tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
8259	HSS9X9X1/4	C4_1.2CM+1.3CVi_X(+)+0.5CV+0.5R	-201,953	261,735	-73,413	-5,341	2,761	17,182	

Tabla 4. 9 Resultados del análisis de los cordones del arco E-F tramo 2.

Fuente Elaboración propia

Para los cordones se propone un perfil HSS 9x9x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 8.03 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 3.56 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 26.2 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 22.7 \text{ pulg}^3$$

$$h = 9 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 41.66 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 35.8 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 41.66}{3.56}$$

$$\frac{kL}{r} = 11.7 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$11.7 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$11.7 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(11.7^2)}$$

$$F_e = 2090.06 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{2090.06}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45.58 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.58 * 8.03$$

$$P_n = 365.99 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 365.99 * 0.9$$

$$\phi P_n = 329.39 \text{ kip} > 201.95 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 26.2$$

$$M_{n1} = M_p = 1205.2 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1205.2 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1084.68 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$Mn2 = 1205.2 - \left[(1205.2 - 46 * 22.7) \left(3.57 \frac{9}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$Mn2 = 1025.10 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn2 = 922.59 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 1205.2 - \left[(1205.2 - 46 * 22.7) \left(0.305 \frac{9}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 1257.52 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 1131.77 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 922.59 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{9}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$36 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 35.8$$

$$T_n = 988.08 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 889.27 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 889.27 = 177.85 \text{ kip.in}$$

$$17.18 \text{ kip.in} < 177.85 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes

formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{201.95}{329.39} = 0.61 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{201.95}{329.39} + \frac{8}{9} \left(\frac{261.73}{922.59} + \frac{73.41}{922.59} \right) \leq 1.0$$

$$0.93 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los codones de la celosía del segundo tramo del arco ubicado en los ejes E-F se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X1/4.

En este arco como se puede ver en las fig. 4.9 y 4.10 se propone un refuerzo interno del arco, esto con el fin de controlar y evitar deflexiones muy grandes en el mismo ya que debido a sus grandes dimensiones y peso propio, sumado con las cargas actuantes sobre la estructura este va a tender a hundirse en su punto más alto y expandirse en las zona donde su puso el refuerzo.

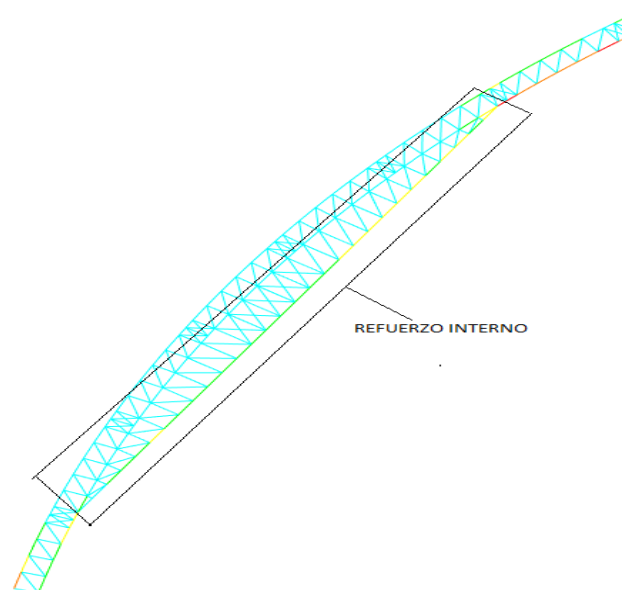


Fig 4. 6 Refuerzo interno del arco ubicado en los ejes E-F

4.3.3.2 Diseño de refuerzo interno

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este refuerzo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
687	HSS5X5X1/4	C6_0.9CM+1SX(+)	-17,25	-4,868	-3,16	-0,124	-0,035	-1,256

Fig 4. 7 Resultado del análisis para el refuerzo interno del arco E-F.

Fuente Elaboración propia

Tanto para los cordones como las diagonales de la celosía se propone un perfil HSS 5x5x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.93 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 7.61 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 6.41 \text{ pulg}^3$$

$$h = 5 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 40.55 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 10.5 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 40.55}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 21.01 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$21.01 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$21.01 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(21.01^2)}$$

$$F_e = 648.38 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{648.38}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 44.65 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 44.65 * 4.3$$

$$P_n = 192.01 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 192.01 * 0.9$$

$$\phi P_n = 172.81 \text{ kip} > 17.25 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 7.61$$

$$M_{n1} = M_p = 350.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 350.06 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 315.05 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$Mn2 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(3.57 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$Mn2 = 413.89 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn2 = 372.5 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(0.305 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 378.73 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 340.85 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 315.05 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{5}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$20 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 10.5$$

$$T_n = 289.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 260.82 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 260.82 = 52.16 \text{ kip.in}$$

$$1.25 \text{ kip.in} < 52.16 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes

formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{17.25}{172.81} = 0.46 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{17.25}{172.81} + \frac{8}{9} \left(\frac{4.86}{315.05} + \frac{3.16}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.88 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen los cordones y diagonales del refuerzo interno del arco E-F se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

4.3.3.3 Diseño de las diagonales y arriostres

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este primer tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
4702	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-117,648	-15,651	17,186	-0,208	0,063	-0,979

Tabla 4. 10 Resultado del análisis de las diagonales y arriostres del arco E-F tramo 2.

Fuente Elaboración propia

Para las diagonales y arriostres de la celosía se propone un perfil HSS 5x5x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$Ag = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.93 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 7.61 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 6.41 \text{ pulg}^3$$

$$h = 5 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 57 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 10.5 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 57}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 29.53 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$29.53 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$29.53 \leq 118.26$ (ok) usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(29.53^2)}$$

$$F_e = 328.14 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{328.14}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 43.38 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 43.38 * 4.3$$

$$P_n = 186.53 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 186.53 * 0.9$$

$$\phi P_n = 167.88 \text{ kip} > 117.64 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 7.61$$

$$M_{n1} = M_p = 350.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 350.06 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 315.05 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(3.57 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 413.89 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 372.5 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$M_{n3} = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(0.305 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$M_{n3} = 378.73 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n3} = 340.85 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$M_n = \min(\phi M_p; \phi M_{n2}; \phi M_{n3})$$

$$M_n = 315.05 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$T_n = F_{cr} C$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y F_{cr} queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{5}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

20 ≤ 61.51 se cumple la relación

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 10.5$$

$$T_n = 289.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 260.82 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 260.82 = 52.16 \text{ kip.in}$$

$$0.97 \text{ kip.in} < 52.16 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC , donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{Pr}{P_c} = \frac{117.64}{167.88} = 0.70 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{117.64}{167.88} + \frac{8}{9} \left(\frac{15.65}{315.05} + \frac{17.18}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.77 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen diagonales y arriostres del segundo tramo del arco E-F se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los ARRIOSTRE en este segundo tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
59118	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	52,025	-14,738	5,288	0,473	-0,181	0,832	

Tabla 4. 12 Resultados del análisis para los arriostres del arco ubicado en los ejes E-F tramo 2.

Fuente Elaboración propia

Para los arriostres se propone un perfil HSS 4x4x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 3.37 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.52 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 4.69 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 3.9 \text{ pulg}^3$$

$$h = 4 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 39.37 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 6.56 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 39.37}{1.52}$$

$$\frac{kL}{r} = 25.90 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_c A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$25.90 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

25.90 ≤ 118.26 (ok) usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde Fe es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(25.90^2)}$$

$$F_e = 426.83 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{426.83}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 43.97 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 43.97 * 3.37$$

$$P_n = 148.18 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 148.18 * 0.9$$

$$\phi P_n = 133.36 \text{ kip} > 52.02 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 4.69$$

$$M_{n1} = M_p = 215.74 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 215.74 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = \mathbf{194.17 \text{ kip.in}}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 215.74 - \left[(215.74 - 46 * 3.9) \left(3.57 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 278.43 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = \mathbf{250.58 \text{ kip.in}}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$M_{n3} = 215.74 - \left[(215.742 - 46 * 3.9) \left(0.305 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$M_{n3} = 236.38 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n3} = \mathbf{212.74 \text{ kip.in}}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$M_n = \min(\phi M_p; \phi M_{n2}; \phi M_{n3})$$

$$\mathbf{M_n = 194.17 \text{ kip.in}}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$T_n = F_{cr} C$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y F_{cr} queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{4}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$16 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 6.56$$

$$T_n = 181.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 162.95 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 162.95 = 32.59 \text{ kip.in}$$

$$0.83 \text{ kip.in} < 32.59 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC , donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{52.02}{133.36} = 0.39 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{52.02}{133.36} + \frac{8}{9} \left(\frac{14.74}{194.17} + \frac{5.28}{194.14} \right) \leq 1.0$$

$$0.46 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los arriostres de la celosía del segundo tramo del arco ubicado en los ejes E-F se usaran perfiles cuadrados HSS 4X4X1/4.

4.3.4 DISEÑO DE LOS ARCOS G-H, I-J (TRAMO 1)

Los arcos G-H e I-J se diseñaron idénticos ya que ambos soportan cargas similares es por eso que el siguiente apartado se centra en el diseño de uno estos arcos solamente, se escoge el arco I-J para el diseño de los miembros de la celosía.

4.3.4.1 Diseño de los cordones

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este primer tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
34772	HSS9X9X3/8	C4_1.2CM+1.3CVi_X(+)+0.5CV+0.5R	-311,926	330,49	8,419	-5,163	-0,169	0,67

Tabla 4. 13 Resultado del análisis para los cordones del arco E-F tramo1.

Fuente Elaboración propia

Con las formulas mencionadas por el manual AISC se procede con el diseño de los cordones. Se prueba con un perfil HSS 9X9X3/8 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 11.8 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 3.51 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 37.8 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 32.2 \text{ pulg}^3$$

$$h = 9 \text{ pulg}$$

$$t = 0.375 \text{ pulg}$$

$$L = 41.66 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 35.8 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 41.66}{3.51}$$

$$\frac{kL}{r} = 11.86 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (E3-1)$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (E3-2)$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (E3-3)$$

$$11.86 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$11.86 \leq 118.26$ (ok) usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(11.86^2)}$$

$$F_e = 2031.76 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{46}{2031.76} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45.57 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.57 * 11.8$$

$$P_n = 537.68 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 537.68 * 0.9$$

$$\phi P_n = 4483.91 \text{ kip} > 311.92 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 37.8$$

$$M_{n1} = M_p = 1738.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1738.8 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1564.92 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 1738.8 - \left[(1738.8 - 46 * 32.2) \left(3.57 \frac{9}{0.375} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 1890.17 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 1701.15 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$M_{n3} = 1738.8 - \left[(1738.8 - 46 * 32.2) \left(0.305 \frac{9}{0.375} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 1860.07 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 1674.06 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 1564.92 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{9}{0.375} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$24 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

$$Fcr = 0.6 * Fy$$

$$Fcr = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 35.8$$

$$T_n = 988.08 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 889.27 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 889.27 = 177.85 \text{ kip.in}$$

$$0.67 \text{ kip.in} < 177.85$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{311.92}{483.91} = 0.64 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1^a del manual AISC:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{311.92}{483.91} + \frac{8}{9} \left(\frac{330.49}{1564.92} + \frac{8.41}{1564.92} \right) \leq 1.0$$

$$0.83 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los cordones de la celosía del primer tramo del arco G-H e I-J se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X3/8.

4.3.4.2 Diseño de las diagonales y arriostres

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este primer tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
61954	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-60,586	-25,088	15,965	0,844	-0,262	-4,99	

Tabla 4. 14 Resultados del análisis para las diagonales y arriostres del primer tramo de los arcos G-H e I-J. Fuente Elaboración propia

Para las diagonales y arriostres del primer tramo celosía se propone un perfil HSS 5x5x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.93 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 7.61 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 6.41 \text{ pulg}^3$$

$$h = 5 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 48.88 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 10.5 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 48.88}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 25.32 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (E3-1)$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (E3-2)$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (E3-3)$$

$$25.32 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$25.32 \leq 118.26$ (ok) usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(25.32^2)}$$

$$F_e = 446.22 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{46}{446.22} \right] 46$$

$$F_{cr} = 44.06 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 44.06 * 4.3$$

$$P_n = 189.45 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 189.45 * 0.9$$

$$\phi P_n = 170.5 \text{ kip} > 60.58 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 7.61$$

$$M_{n1} = M_p = 350.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 350.06 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 315.05 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(3.57 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 413.89 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 372.5 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(0.305 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 378.73 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 340.85 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 315.05 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{5}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$20 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

$$Fcr = 0.6 * Fy$$

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 10.5$$

$$T_n = 289.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 260.82 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 260.82 = 52.16 \text{ kip.in}$$

$$4.99 \text{ kip.in} < 52.16 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{60.58}{170.50} = 0.35 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{60.58}{170.50} + \frac{8}{9} \left(\frac{25.08}{315.05} + \frac{15.96}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.48 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales y arriostres del primer tramo de los arcos G-H e I-J se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

4.3.5 DISEÑO DE LOS ARCOS G-H, I-J (TRAMO 2)

4.3.5.1 Diseño de los cordones de la celosía

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de los cordones en este primer tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
45138	HSS9X9X1/4	C4_1.2CM+1.3CVi_X(+)+0.5CV+0.5R	-201,457	-133,483	81,879	3,197	-10,169	34,676	

Tabla 4. 15 Resultados del análisis de los cordones del tramo 2 para los arcos G-H e I-J.

Fuente Elaboración propia

Para los cordones se propone un perfil HSS 9x9x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 8.03 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 3.56 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 26.2 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 22.7 \text{ pulg}^3$$

$$h = 9 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 41.66 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 35.8 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 41.66}{3.56}$$

$$\frac{kL}{r} = 11.7 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$11.7 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$11.7 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(11.7^2)}$$

$$F_e = 2090.06 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{2090.06}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45.58 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.58 * 8.03$$

$$P_n = 365.99 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 365.99 * 0.9$$

$$\phi P_n = 329.39 \text{ kip} > 201.45 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 26.2$$

$$M_{n1} = M_p = 1205.2 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1205.2 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1084.68 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 1205.2 - \left[(1205.2 - 46 * 22.7) \left(3.57 \frac{9}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 1025.10 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 922.59 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$M_{n3} = 1205.2 - \left[(1205.2 - 46 * 22.7) \left(0.305 \frac{9}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$M_{n3} = 1257.52 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n3} = 1131.77 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$M_n = \min(\phi M_p; \phi M_{n2}; \phi M_{n3})$$

$$M_n = 922.59 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$T_n = F_{cr} C$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y F_{cr} queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{9}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$36 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 35.8$$

$$T_n = 988.08 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 889.27 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 889.27 = 177.85 \text{ kip.in}$$

$$34.67 \text{ kip.in} < 177.85 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{201.45}{329.39} = 0.61 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{201.45}{329.39} + \frac{8}{9} \left(\frac{133.48}{922.59} + \frac{81.87}{922.59} \right) \leq 1.0$$

$$0.81 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los codones de la celosía del segundo tramo de los arcos G-H e I-J se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X1/4.

4.3.5.2 Diseño de las diagonales y arriostres de la celosía

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
27145	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-102,013	-16,181	13,299	-0,166	0,088	-0,607

Tabla 4. 16 Resultados del análisis para las diagonales y arriostres de las celosías del segundo tramo de los arcos G-H e I-J. Fuente Elaboración propia

Para las diagonales y arriostres del segundo tramo de la celosía se propone un perfil HSS 5x5x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.93 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 7.61 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 6.41 \text{ pulg}^3$$

$$h = 5 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 40.55 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 10.5 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 40.55}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 21.01 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$21.01 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$21.01 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(21.01^2)}$$

$$F_e = 648.38 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{648.38}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 44.65 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 44.65 * 4.3$$

$$P_n = 192.01 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 192.01 * 0.9$$

$$\phi P_n = 172.81 \text{ kip} > 102.01 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 7.61$$

$$M_{n1} = M_p = 350.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 350.06 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 315.05 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(3.57 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 413.89 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 372.5 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(0.305 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 378.73 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 340.85 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 315.05 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{5}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$20 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 10.5$$

$$T_n = 289.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 260.82 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 260.82 = 52.16 \text{ kip.in}$$

$$0.67 \text{ kip.in} < 52.16 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{102.01}{172.81} = 0.59 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{102.01}{172.81} + \frac{8}{9} \left(\frac{16.18}{315.05} + \frac{13.29}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.67 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales y arriostres del segundo tramo de los arcos G-H e I-J se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

4.3.5.3 Diseño de refuerzo interno del arco

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
27143	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-98,893	-12,57	13,458	-0,059	0,105	-0,904

Tabla 4. 17 Resultados del análisis para el refuerzo interno del arco G-H e I-J.

Fuente Elaboración propia

Para los refuerzos internos del arco se propone un perfil HSS 5x5x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.93 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 7.61 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 6.41 \text{ pulg}^3$$

$$h = 5 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 40.55 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 10.5 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 40.55}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 21.01 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$21.01 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$21.01 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(21.01^2)}$$

$$F_e = 648.38 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{648.38}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 44.65 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 44.65 * 4.3$$

$$P_n = 192.01 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 192.01 * 0.9$$

$$\phi P_n = 172.81 \text{ kip} > 98.89 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 7.61$$

$$M_{n1} = M_p = 350.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 350.06 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 315.05 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(3.57 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 413.89 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 372.5 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(0.305 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 378.73 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 340.85 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 315.05 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{5}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$20 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 10.5$$

$$T_n = 289.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 260.82 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 260.82 = 52.16 \text{ kip.in}$$

$$0.9 \text{ kip.in} < 52.16 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{98.89}{172.81} = 0.57 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{98.89}{172.81} + \frac{8}{9} \left(\frac{12.57}{315.05} + \frac{13.45}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.64 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los cordones y diagonales del refuerzo interno en el segundo tramo de los arcos G-H e I-J se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

De las combinaciones de cargas definidas escogemos la más crítica para la selección de las diagonales de refuerzo entre los arcos en este segundo tramo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
4193	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV (Sp)	56,126	-1,468	4,065	0	0	0,161

Tabla 4. 18 Resultados del análisis para los arriostres del arco ubicado en los ejes E-F tramo 2.
Fuente Elaboración propia

Para los arriostres se propone un perfil HSS 4x4x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 3.37 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.52 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 4.69 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 3.9 \text{ pulg}^3$$

$$h = 4 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 39.37 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 6.56 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 39.37}{1.52}$$

$$\frac{kL}{r} = 25.90 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$25.90 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$25.90 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(25.90^2)}$$

$$F_e = 426.83 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{426.83}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 43.97 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 43.97 * 3.37$$

$$P_n = 148.18 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 148.18 * 0.9$$

$$\phi P_n = 133.36 \text{ kip} > 56.12 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 4.69$$

$$M_{n1} = M_p = 215.74 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 215.74 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 194.17 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 215.74 - \left[(215.74 - 46 * 3.9) \left(3.57 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 278.43 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 250.58 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 215.74 - \left[(215.742 - 46 * 3.9) \left(0.305 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 236.38 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 212.74 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 194.17 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{4}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$16 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 6.56$$

$$T_n = 181.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 162.95 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 162.95 = 32.59 \text{ kip.in}$$

$$0.16 \text{ kip.in} < 32.59 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{56.12}{133.36} = 0.42 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{56.12}{133.36} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.47}{194.17} + \frac{4.065}{194.14} \right) \leq 1.0$$

$$0.40 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales de refuerzo entre los arcos del segundo tramo del arco ubicado en los ejes E-F se usaran perfiles cuadrados HSS 4X4X1/4.

4.3.6 DISEÑO DE ARCOS M-N, O-P (TRAMO 1)

De la misma manera que los arcos G-H e I-J los arcos M-N y O-P guardan simetría por lo que el diseño de uno será aplicado para el otro, del análisis observamos que el arco O-P está sometido a mayores esfuerzo es por esto que los siguientes cálculos hacen referencia dicho arco.

4.3.6.1 Diseño de cordones

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
47688	HSS9X9X3/8	C4_1.2CM+1.3CVi_X(+)+0.5CV+0.5R	-246,138	241,866	-3,453	-3,459	-0,185	2,659	

Tabla 4. 19 Mayores esfuerzo en los cordones del primer tramo del arco ubicado entre los ejes O-P.
Fuente Elaboración propia

Con las formulas mencionadas por el manual AISC se procede con el diseño de los cordones. Se prueba con un perfil HSS 9X9X3/8 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 11.8 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 3.51 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 37.8 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 32.2 \text{ pulg}^3$$

$$h = 9 \text{ pulg}$$

$$t = 0.375 \text{ pulg}$$

$$L = 41.66 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 35.8 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 41.66}{3.51}$$

$$\frac{kL}{r} = 11.87 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$11.87 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$11.87 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(11.87^2)}$$

$$F_e = 2031.76 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{2031.76}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45.57 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.57 * 11.8$$

$$P_n = 537.68 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 537.68 * 0.9$$

$$\phi P_n = 483.91 \text{ kip} > 246.13 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 37.8$$

$$M_{n1} = M_p = 1738.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1738.8 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1564.92 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 1738.8 - \left[(1738.8 - 46 * 32.2) \left(3.57 \frac{9}{0.375} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$M_{n2} = 1890.17 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n2} = 1701.15 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$M_{n3} = 1738.8 - \left[(1738.8 - 46 * 32.2) \left(0.305 \frac{9}{0.375} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$M_{n3} = 1860.07 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n3} = 1674.06 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$M_n = \min(\phi M_p; \phi M_{n2}; \phi M_{n3})$$

$$M_n = 1564.92 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$T_n = F_{cr} C$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y F_{cr} queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{9}{0.375} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$24 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 35.8$$

$$T_n = 988.08 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 889.27 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 889.27 = 177.85 \text{ kip.in}$$

$$2.65 \text{ kip.in} < 177.85$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{246.13}{483.91} = 0.51 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1^a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{246.13}{483.91} + \frac{8}{9} \left(\frac{241.86}{1564.92} + \frac{3.45}{1564.92} \right) \leq 1.0$$

$$0.65 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los cordones de la celosía del primer tramo del arco O-P se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X3/8.

4.3.6.2 Diseño de diagonales y arriostres

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
64881	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-53,988	-22,194	11,114	-0,273	0,021	1,054	

Tabla 4. 11 Mayores esfuerzos en las diagonales del arco ubicado entre los ejes O-P.

Fuente Elaboración propia

Para las diagonales y arriostres del arco se propone un perfil HSS 5x5x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.93 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 7.61 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 6.41 \text{ pulg}^3$$

$$h = 5 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 31.13 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 10.5 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 31.13}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 16.13 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$16.13 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$16.13 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(16.13^2)}$$

$$F_e = 1100.16 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{1100.16}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45.20 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.20 * 4.3$$

$$P_n = 194.37 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 194.37 * 0.9$$

$$\phi P_n = 174.93 \text{ kip} > 53.98 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 7.61$$

$$M_{n1} = M_p = 350.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 350.06 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 315.05 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$M_{n2} = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(3.57 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$Mn2 = 413.89 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn2 = 372.5 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(0.305 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 378.73 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 340.85 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 315.05 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{5}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$20 \leq 61.51$ se cumple la relación

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 10.5$$

$$T_n = 289.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 260.82 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 260.82 = 52.16 \text{ kip.in}$$

$$1.05 \text{ kip.in} < 52.16 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{53.98}{174.93} = 0.31 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{53.98}{174.93} + \frac{8}{9} \left(\frac{22.19}{315.05} + \frac{11.11}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.41 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales y arriostres del primer tramo del arco O-P se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

4.3.7 DISEÑO DE ARCOS M-N, O-P (TRAMO 2)

4.3.7.1 Diseño de cordones

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
47225	HSS9X9X1/4	C4_1.2CM+1.3CVi_X(+)+0.5CV+0.5R	-153,014	153,788	-83,225	-2,781	2,594	10,751

Tabla 4. 21 Resultados de esfuerzos para los cordones en el segundo tramo del arco ubicado entre los ejes O-P. Fuente Elaboración propia

Para los cordones se propone un perfil HSS 9x9x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$Ag = 8.03 \text{ pulg}^2$$

$$rx = ry = 3.56 \text{ pulg}$$

$$Zx = Zy = 26.2 \text{ pulg}^3$$

$$Sx = Sy = 22.7 \text{ pulg}^3$$

$$h = 9 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 41.66 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 35.8 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 41.66}{3.56}$$

$$\frac{kL}{r} = 11.7 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_c A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$11.7 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$11.7 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(11.7^2)}$$

$$F_e = 2090.06 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{2090.06}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 45.58 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 45.58 * 8.03$$

$$P_n = 365.99 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 365.99 * 0.9$$

$$\phi P_n = 329.39 \text{ kip} > 153.01 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 26.2$$

$$M_{n1} = M_p = 1205.2 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1205.2 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 1084.68 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$Mn2 = 1205.2 - \left[(1205.2 - 46 * 22.7) \left(3.57 \frac{9}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$Mn2 = 1025.10 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn2 = 922.59 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 1205.2 - \left[(1205.2 - 46 * 22.7) \left(0.305 \frac{9}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 1257.52 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 1131.77 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 922.59 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{9}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$36 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 35.8$$

$$T_n = 988.08 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 889.27 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 889.27 = 177.85 \text{ kip.in}$$

$$10.75 \text{ kip.in} < 177.85 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{153.01}{329.39} = 0.46 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{153.01}{329.39} + \frac{8}{9} \left(\frac{153.78}{922.59} + \frac{83.22}{922.59} \right) \leq 1.0$$

$$0.69 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los cordones de la celosía del segundo tramo del arco ubicado entre los ejes O-P y M-N se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X1/4.

4.3.7.2 Diseño de diagonales y arriostres

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
68900	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-54,085	17,221	36,218	0,438	0,758	-2,234	

Tabla 4. 22 Resultados de esfuerzos para los cordones en el segundo tramo del arco ubicado entre los ejes O-P. Fuente Elaboración propia

Para las diagonales y arriostres del arco se propone un perfil HSS 5x5x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$Ag = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$rx = ry = 1.93 \text{ pulg}$$

$$Zx = Zy = 7.61 \text{ pulg}^3$$

$$Sx = Sy = 6.41 \text{ pulg}^3$$

$$h = 5 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 39.37 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 10.5 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 31.13}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 20.39 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_c A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (o \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (o \frac{F_y}{F_e} > 2,25)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$20.39 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$20.39 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(20.39^2)}$$

$$F_e = 687.83 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{687.83}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 44.73 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 44.73 * 4.3$$

$$P_n = 192.34 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 192.34 * 0.9$$

$$\phi P_n = 173.11 \text{ kip} > 54.08 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 7.61$$

$$M_{n1} = M_p = 350.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 350.06 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 315.05 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$Mn2 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(3.57 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$Mn2 = 413.89 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn2 = 372.5 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 350.06 - \left[(350.06 - 46 * 6.41) \left(0.305 \frac{5}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 378.73 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 340.85 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 315.05 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{5}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$$20 \leq 61.51 \text{ se cumple la relación}$$

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 10.5$$

$$T_n = 289.8 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 260.82 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 260.82 = 52.16 \text{ kip.in}$$

$$2.23 \text{ kip.in} < 52.16 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{54.08}{173.11} = 0.31 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{54.08}{173.11} + \frac{8}{9} \left(\frac{17.22}{315.05} + \frac{36.21}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.46 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales y arriostres del segundo tramo del arco ubicado entre los ejes M-N y O-P se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

4.3.8 DISEÑO DE RIGIDIZADORES

A lo largo de todas las celosías de los arcos centrales del domo se propuso unas diagonales de refuerzo cada 5 metros a lo largo de todo el arco, esto con el fin de darle mayor estabilidad y resistencia en cada una de las uniones entre cordones de la celosía de cada arco.

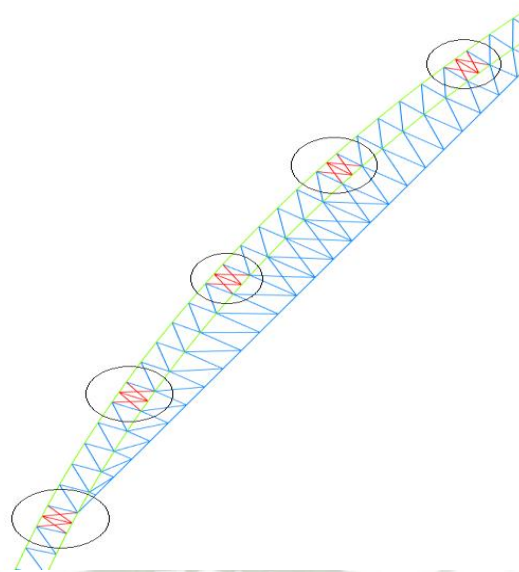


Fig 4. 8 Diagonales de refuerzo en los arcos

Para el diseño de estas se selecciona del análisis la que este solicitada a los mayores esfuerzos, se escoge un perfil que cumpla con los parámetros especificados en el manual AISC y se utiliza el perfil seleccionado de manera simétrica en todos los arcos centrales del domo

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
66256	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-8,849	-3,817	38,229	0,204	-1,903	-1,343

Tabla 4.23 Resultados del análisis para diagonales de refuerzo.

Fuente Elaboración propia

Se propone un perfil HSS 4x4x1/4 cuyas propiedades son las siguientes:

$$A_g = 3.37 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = r_y = 1.52 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 4.69 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = S_y = 3.9 \text{ pulg}^3$$

$$h = 4 \text{ pulg}$$

$$t = 0.25 \text{ pulg}$$

$$L = 57.38 \text{ pulg}$$

$$F_y = 46 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$C = 6.56 \text{ pulg}^3$$

- Hallamos la longitud efectiva del cordón:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 57.38}{1.93}$$

$$\frac{kL}{r} = 37.75 < 200 \text{ (ok)}$$

- Según el capítulo E del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a compresión nos referimos al punto E3 que indica:

$$P_n = F_c A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

$$37.75 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$37.75 \leq 118.26 \text{ (ok)}$ usaremos la formula E3.2 del AISC

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

Donde F_e es determinado por la siguiente ecuación:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(37.75^2)}$$

$$F_e = 200.85 \text{ kip}$$

Reemplazando en la ecuación E3.2 del AISC obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46}{200.85}} \right] 46$$

$$F_{cr} = 41.80 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación E3.1 del manual AISC se tiene:

$$P_n = 41.80 * 3.37$$

$$P_n = 140.85 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 140.85 * 0.9$$

$$\phi P_n = 126.76 \text{ kip} > 8.84 \text{ kip (ok)}$$

- Según el capítulo F del AISC para secciones tubulares cuadradas sometidas a flexión nos referimos al punto F7 cuyas formulas tocamos en el punto 4.2.2.1 del presente:

Por Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_{n1} = M_p = 46 * 4.69$$

$$M_{n1} = M_p = 215.74 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 215.74 * 0.9 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{n1} = \phi M_p = 194.17 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del ala:

Usamos la ecuación F7-2 del manual AISC:

$$Mn2 = 215.74 - \left[(215.71 - 46 * 3.9) \left(3.57 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 4 \right) \right]$$

$$Mn2 = 278.43 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn2 = 250.58 \text{ kip.in}$$

Pandeo local del alma:

Usamos la ecuación F7-3 del manual AISC:

$$Mn3 = 215.74 - \left[(215.74 - 46 * 3.9) \left(0.305 \frac{4}{0.25} \sqrt{\frac{46}{29000}} - 0.738 \right) \right]$$

$$Mn3 = 236.38 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mn3 = 212.74 \text{ kip.in}$$

La resistencia a la flexión nominal debe ser el menor de los valores anteriores:

$$Mn = \min(\phi Mp; \phi Mn2; \phi Mn3)$$

$$Mn = 194.17 \text{ kip.in}$$

Según la tabla 4.2 se observa que el miembro está sometido a esfuerzos de torsión se comprueba si es necesario considerarlos en nuestro análisis. Según el punto H3.2 del manual AISC si la resistencia torsional requerida es menor o igual que el 20 % de la resistencia torsional disponible los efectos torsionales no deben ser considerados.

Calculamos el esfuerzo torsional disponible de nuestro perfil seleccionado:

Nos referimos al punto H3.1 del manual AISC:

$$Tn = FcrC$$

Donde C es la constante torsional del perfil seleccionado y Fcr queda definido para tubos rectangulares por la formula H3-3 que indica la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{4}{0.25} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000}{46}}$$

$16 \leq 61.51$ se cumple la relación

Por lo tanto:

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

$$F_{cr} = 0.6 * 46 = 27.6 \text{ ksi}$$

Reemplazando en la ecuación H3-1 del manual AISC se obtiene:

$$T_n = F_{cr} C$$

$$T_n = 27.6 * 6.56$$

$$T_n = 181.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi T_n = T_n * 0.9$$

$$\phi T_n = 162.95 \text{ kip.in}$$

Para que los esfuerzos por torsión se consideren el esfuerzo de torsión requerido tiene que ser mayor que el 20% de ϕT_n :

$$0.2 * 162.95 = 32.59 \text{ kip.in}$$

$$1.34 \text{ kip.in} < 32.59 \text{ kip.in}$$

Por lo tanto los esfuerzos a torsión son despreciados en el cálculo.

Como se trata de un elemento solicitado a esfuerzos combinados, nos referimos al capítulo H del manual AISC, donde nos dice que para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se aplican las siguientes formulas H1-1a y H1-1b, descritas anteriormente. En el caso del primer tramo del cordón A-B se tiene:

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{8.84}{126.76} = 0.37 \geq 0.2$$

Como se cumple la siguiente igualdad nos referimos a la ecuación H1-1a del manual AISC:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{8.84}{126.76} + \frac{8}{9} \left(\frac{3.81}{315.05} + \frac{38.22}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.24 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los refuerzos de las celosías de los arcos centrales del domo se usaran perfiles cuadrados HSS 4X4X1/4.

ARCOS CENTRALES DEL DOMO									
TRAMO 1					TRAMO 2				
ARCO	CORDON	DIAGONALES	ARRIOSTRES	REFUERZO	CORDON	DIAGONALES	ARRIOSTRES	REFUERZOS INTERNOS	REFUERZO
A-B	HSS 9X9X3/8	HSS 4X4X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 4X4X1/4	HSS 9X9X1/4	HSS 4X4X 1/4	HSS 5X5X1/4	NA	HSS 4X4X1/4
E-F	HSS 9X9X1/2	HSS 6X6X1/4	HSS 6X6X1/4	HSS 4X4X1/4	HSS 9X9X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 4X4X1/4
G-H	HSS 9X9X3/8	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 4X4X1/4	HSS 9X9X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 4X4X1/4
I-J	HSS 9X9X3/8	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 4X4X1/4	HSS 9X9X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 4X4X1/4
M-N	HSS 9X9X3/8	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 4X4X1/4	HSS 9X9X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	NA	HSS 4X4X1/4
O-P	HSS 9X9X3/8	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 4X4X1/4	HSS 9X9X1/4	HSS 5X5X1/4	HSS 5X5X1/4	NA	HSS 4X4X1/4

Tabla 4. 12 Cuadro resumen perfiles usados en los arcos centrales del domo.

Fuente Elaboración propia

Del manual de construcción en acero del AISC obtenemos los pesos por unidad de longitud de cada perfil usado, hacemos un metrado de todos los perfiles usados por arco y el peso correspondiente de cada uno. Las tablas con los pesos por unidad de longitud, longitudes del perfil usado y peso total del arco se muestran a continuación.

ARCO	PERFIL	Peso(lb/pie)	METRADO (pulg)	PESO (lb.)	PESO (ton.)
A-B	HSS 9X9X3/8	42,72	2013,30	7167,33	3,26
	HSS 4X4X1/4	12,18	31255,27	31724,10	14,42
	HSS 5X5X1/4	15,58	41807,78	54280,43	24,67
	HSS 9X9X1/4	29,19	25112,46	61086,05	27,77
	HSS 6x6x1/4	18,99	196,40	310,80	0,14
					70,26

Tabla 4. 13 Resumen de perfiles usados para el arco A-B. Fuente Elaboración propia

ARCO	PERFIL	Peso(lb/pie)	METRADO (pulg)	PESO (lb.)	PESO (ton.)
E-F	HSS 9X9X1/2	55,53	2013,30	9316,53	4,23
	HSS 4X4X1/4	12,18	33068,07	33564,09	15,26
	HSS 5X5X1/4	15,58	60010,94	77914,20	35,42
	HSS 9X9X1/4	29,19	26866,50	65352,75	29,71
	HSS 6x6x1/4	18,99	6685,02	10579,04	4,81
					89,42

Tabla 4. 14 Resumen de perfiles usados para el arco E-F. Fuente Elaboración propia

ARCO	PERFIL	Peso(lb/pie)	METRADO (pulg)	PESO (lb.)	PESO (ton.)
G-H	HSS 9X9X3/8	42,72	2013,30	7167,33	3,26
	HSS 4X4X1/4	12,18	27371,51	27782,08	12,63
	HSS 5X5X1/4	15,58	72487,47	94112,90	42,78
	HSS 9X9X1/4	29,19	25025,27	60873,98	27,67
	HSS 6x6x1/4	18,99		0,00	0,00
					86,33

Tabla 4. 15 Resumen de perfiles usados para el arco G-H. Fuente Elaboración propia

ARCO	PERFIL	Peso(lb/pie)	METRADO (pulg)	PESO (lb.)	PESO (ton.)
I-J	HSS 9X9X3/8	42,72	2013,30	7167,33	3,26
	HSS 4X4X1/4	12,21	27431,39	27911,44	12,69
	HSS 5X5X1/4	15,58	72470,82	94091,28	42,77
	HSS 9X9X1/4	29,19	25110,10	61080,32	27,76
	HSS 6x6x1/4	18,99		0,00	0,00
					86,48

Tabla 4. 16 Resumen de perfiles usados para el arco I-J. Fuente Elaboración propia

ARCO	PERFIL	Peso(lb/pie)	METRADO (pulg)	PESO (lb.)	PESO (ton.)
M-N	HSS 9X9X3/8	42,72	2013,30	7167,33	3,26
	HSS 4X4X1/4	12,21	27292,86	27770,48	12,62
	HSS 5X5X1/4	15,58	45968,81	59682,84	27,13
	HSS 9X9X1/4	29,19	25112,52	61086,21	27,77
	HSS 6x6x1/4	18,99		0,00	0,00
					70,78

Tabla 4. 17 Resumen de perfiles usados para el arco M-N. Fuente Elaboración propia

ARCO	PERFIL	Peso(lb/pie)	METRADO (pulg)	PESO (lb.)	PESO (ton.)
O-P	HSS 9X9X3/8	42,72	2013,30	7167,34	3,26
	HSS 4X4X1/4	12,21	27410,85	27890,54	12,68
	HSS 5X5X1/4	15,58	45848,56	59526,72	27,06
	HSS 9X9X1/4	29,19	25112,52	61086,21	27,77
	HSS 6x6x1/4	18,99		0,00	0,00
					70,76

Tabla 4. 18 Resumen de perfiles usados para el arco O-P. Fuente Elaboración propia

4.3.9 DISEÑO DE ARCOS DE LOS DOMOS

La geometría de los arcos de los domos es igual a la de los arcos centrales, la única diferencia es que en los arcos centrales se usaron 2 celosías para formar un cajón que sirve como arco central, para los arcos de los domos se usara una sola celosía, en total 7 celosías que convergen en el anillo de compresión.



Fig 4. 9 Celosías de los domos de la estructura

De manera similar que en los arcos centrales se identifican 2 tramos en las celosías, el primer tramo que va desde el nivel 0 hasta los 24 metros de altura y el segundo tramo que va desde los 24 m. hasta los 54 m. de altura

4.3.9.1 Diseño de los cordones (tramo 1)

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
71684	HSS9X9X1/2	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV (Sp)	-596,196	99,556	11,063	0	0	40,345

Tabla 4. 19 Máximos esfuerzos sobre los cordones del tramo 1 de la celosía de los domos.
Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{596.196}{627.24} + \frac{8}{9} \left(\frac{99.55}{2003.76} + \frac{11.06}{2003.76} \right) \leq 1.0$$

$$0.94 < 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los cordones de las celosías de los arcos de los domo del primer tramo se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X1/2.

4.3.9.2 Diseño de los cordones (tramo 2)

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
61120	HSS9X9X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-126,093	98,302	485,726	0,016	13,494	-54,158

Tabla 4. 20 Máximos esfuerzos sobre los cordones del tramo 2 de la celosía de los domos.
Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{126.09}{329.39} + \frac{8}{9} \left(\frac{98.30}{922.59} + \frac{485.72}{922.59} \right) \leq 1.0$$

$$0.94 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los cordones de las celosías de los arcos de los domo del segundo tramo se usaran perfiles cuadrados HSS 9X9X1/4.

4.3.9.3 Diseño de las diagonales

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
69609	HSS5X5X1/4	C4_1.2CM+1.3CVi_X(+)+0.5CV+0.5R	54,599	-25,637	5,106	-0,874	0,137	-0,935

Tabla 4. 21 Máximos esfuerzos sobre las diagonales de la celosía de los domos.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{54.59}{167.88} + \frac{8}{9} \left(\frac{25.63}{315.05} + \frac{5.10}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.39 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales de las celosías de los arcos de los domo del primer y segundo tramo se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

4.3.10 DISEÑO DE LOS ANILLOS DE COMPRESIÓN

El anillo de compresión está compuesto por tres tipos de perfiles, un perfil que sería el cordón de la celosía semicircular (color verde), las diagonales internas de la celosías y los perfiles que reciben los arcos de los domos (color naranja) y los arriostres entre las dos celosías semicirculares (color azul)



Fig 4. 10 Anillo de compresión

El diseño y selección de cada uno de los perfiles que conforman el anillo de compresión demuestra a continuación:

4.3.10.1 Diseño de los cordones del anillo de compresión

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
11049	HSS7X7X1/4	C4_1.2CM+1.3CVi_Y(+)+0.5CV+0.5R	-83,609	67,675	-56,325	2,477	-2,705	-12,543

Tabla 4. 22 Máximos esfuerzos sobre los cordones que conforman el anillo.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{83.60}{248.07} + \frac{8}{9} \left(\frac{67.67}{641.7} + \frac{56.32}{641.7} \right) \leq 1.0$$

$$0.50 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para los cordones que conforman el anillo de compresion se usaran perfiles cuadrados HSS 7X7X1/4.

4.3.10.2 Diseño de las diagonales del anillo de compresión

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
2748	HSS6X6X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-53,376	-153,225	-22,611	-4,467	-0,446	-2,75

Tabla 4. 23 Máximos esfuerzos sobre las diagonales que conforman el anillo.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{53.37}{209.58} + \frac{8}{9} \left(\frac{153.22}{463.68} + \frac{22.61}{463.68} \right) \leq 1.0$$

$$0.58 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales que conforman el anillo de compresion se usaran perfiles cuadrados HSS 6X6X1/4.

4.3.10.3 Diseño de los arriostres del anillo de compresión

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
1923	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	0,394	55,306	-78,19	0,428	-0,736	-1,486

Tabla 4. 24 Máximos esfuerzos sobre las diagonales que conforman el anillo.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{0.39}{172.89} + \frac{8}{9} \left(\frac{55.3}{315.05} + \frac{78.19}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.42 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Como se ve el perfil seleccionado cumple para resistir los esfuerzos combinados a flexión y compresión.

En resumen para las diagonales que conforman el anillo de compresión se usaran perfiles cuadrados HSS 5X5X1/4.

4.3.11 DISEÑO DE CELOSÍAS TRIANGULARES

Como vigas de soporte de los canales que soportan la cobertura y arriostre entre los arcos tanto principales como los arcos de los domos se usaran polines espaciales, el comportamiento de este tipo de estructura es parecido al de una viga de alma abierta, mientras que las cuerdas superiores soportan los efectos de compresión debido a los momentos flectores, la cuerda o cordón inferior soportan los esfuerzos de tracción o tensión.

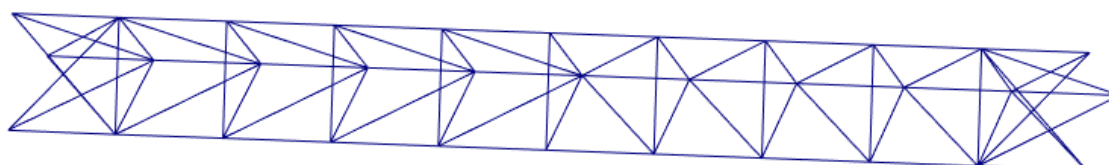


Fig 4. 11 Celosía triangular

Las celosías triangulares que se usaran en el proyecto han sido agrupadas en 7 grupos distintos, debido a los diferentes esfuerzos a lo que se encuentran sometidos

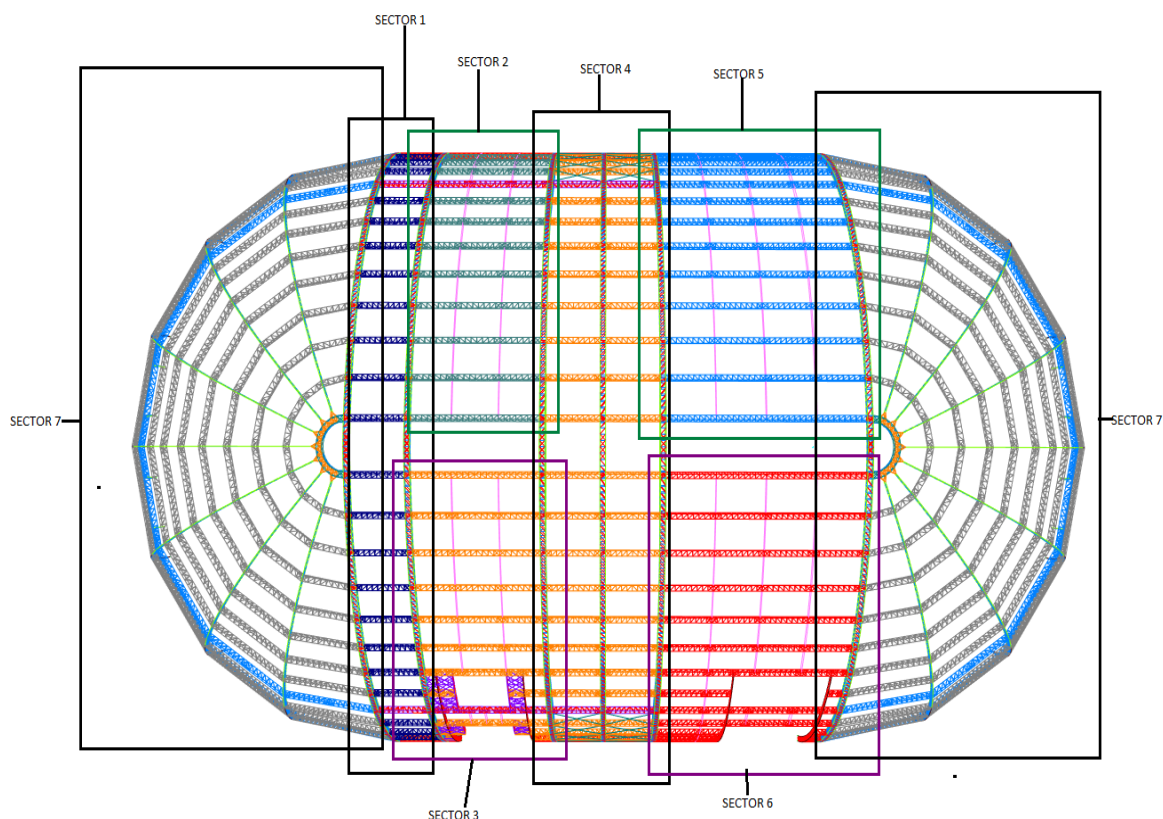


Fig 4. 12 Sectores definidos para las celosías triangulares

El **sector 1** son las celosías que se encuentran entre los arcos M-N y O-P, el **sector 2** son las celosías que se encuentran entre los arcos I-J y M-N en la parte frontal de la cobertura, el **sector 3** son las celosías que se encuentran entre los arcos I-J y M-N en la parte posterior de la cobertura, el **sector 4** son las celosías que se encuentran entre los arcos E-F e I-J, el **sector 5** son las celosías que se encuentran entre los arcos A-B y E-F en la parte frontal de la cobertura, el **sector 6** son las celosías entre los arcos A-B y E-F en la parte posterior de la cobertura y el **sector 7** son las celosías que se ubican entre los arcos de los domos.

4.3.11.1 Diseño de celosías en el sector 1.

En este sector se identifican 4 diferentes tipos de celosías triangulares, en la figura 4.17 se muestra los diferentes tipos de celosías del sector 1 de arriostres de la mitad de la cobertura, siendo simétrica para la otra cara de la estructura.

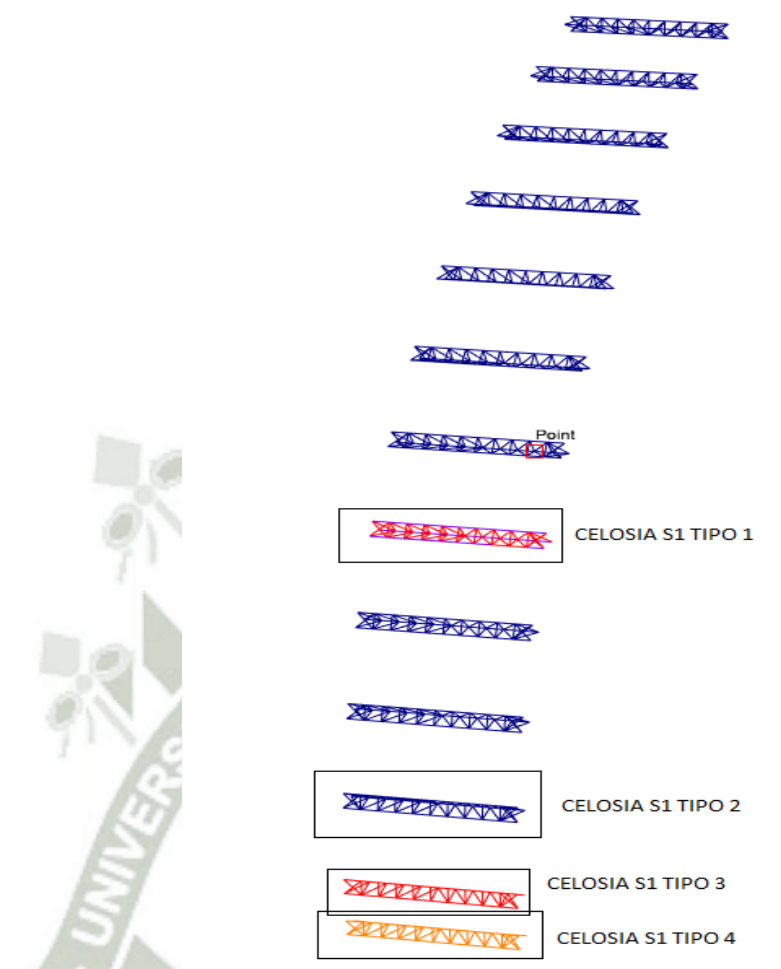


Fig 4. 13 Celosías típicas del sector 1

4.3.11.1.1 Celosías tipo 1

Para este tipo de celosía se escogieron un perfil para los cordones y otro para las diagonales, ya que las diagonales están sometidas a esfuerzos menores, escoger el mismo perfil para las diagonales que los cordones significaría aumento de peso y por ende costo de la estructura.

- Cordones a compresión**

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
32620	HSS5X5X3/8	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	54,9	14,42	-29,627	-0,445	1,015	3,614	

Tabla 4. 25 Mayores esfuerzos de los cordones sometidos a compresión en la celosía S1-T1.
Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{54.9}{248.34} + \frac{8}{9} \left(\frac{14.42}{438.84} + \frac{29.62}{438.84} \right) \leq 1.0$$

$$0.30 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

- Diagonales**

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
31355	HSS4X4X1/4	C4_1.2CM+1.3CVi_X(+)+0.5CV+0.5R	-0,453	-2,814	22,576	-0,147	1,064	2,545

Tabla 4. 26 Mayores esfuerzos de las diagonales en la celosía S1-T1. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{0.45}{133.36} + \frac{8}{9} \left(\frac{2.81}{194.16} + \frac{22.57}{194.16} \right) \leq 1.0$$

$$0.13 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.1.2 Celosías Tipo 2

- Diseño de Cordones y Diagonales**

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
30445	HSS3X3X3/16	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-55,435	-2,874	-7,479	-0,057	0,132	-1,842

Tabla 4. 27 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S1-T2.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{55.431}{77.66} + \frac{8}{9} \left(\frac{2.87}{81.55} + \frac{7.41}{81.55} \right) \leq 1.0$$

$$0.88 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.1.3 Celosías Tipo 3

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
33013	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-19,592	-21,601	4,021	-0,379	-0,146	0,107

Tabla 4. 28 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S1-T3.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{19.59}{167.93} + \frac{8}{9} \left(\frac{21.60}{315.05} + \frac{4.02}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.20 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.1.4 Celosías Tipo 4

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
2920	HSS4X4X1/4	C4_1.2CM+1.3CVI_Y(+)+0.5CV+0.5R	32,047	-9,159	-8,274	-0,234	-0,364	-2,646

Tabla 4. 29 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S1-T4.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{32.04}{167.93} + \frac{8}{9} \left(\frac{9.16}{315.05} + \frac{8.27}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.236 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.2 Diseño de celosías en el sector 2.

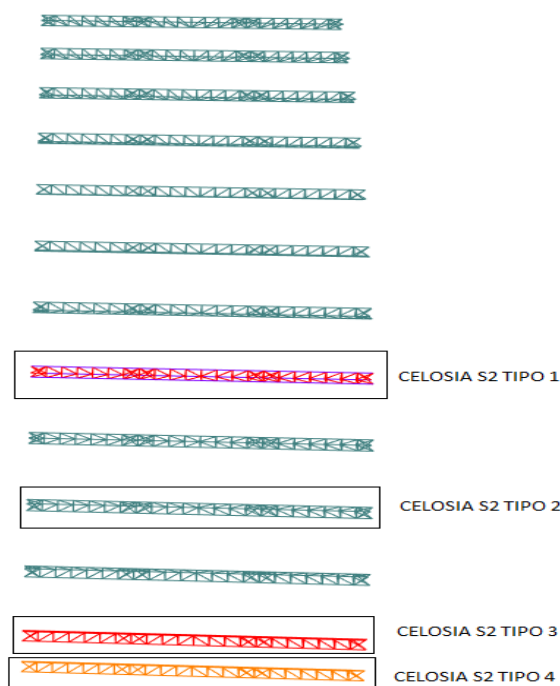


Fig 4. 14 Celosías Sector 2

4.3.11.2.1 Celosías Tipo 1

- Cordones a compresión

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
10252	HSS5X5X3/8	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	35,628	-44,76	-49,505	-0,204	-0,355	-0,153	

Tabla 4. 30 Mayores esfuerzos de los cordones sometidos a compresión en la celosía S2-T1.
Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcy} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{35.62}{255.14} + \frac{8}{9} \left(\frac{44.76}{438.84} + \frac{49.505}{438.84} \right) \leq 1.0$$

$$0.375 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

- **Diagonales**

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	Kip-in
41681	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SY(+)+0.5CV	0,126	-5,186	-49,998	-0,251	-2,394	3,768	

Tabla 4. 31 Mayores esfuerzos de las diagonales en la celosía S2-T1. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{0.12}{132.65} + \frac{8}{9} \left(\frac{5.18}{194.16} + \frac{49.99}{194.16} \right) \leq 1.0$$

$$0.28 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.2.2 Celosías Tipo 2

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	Kip-in
33334	HSS4X4X3/8	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-56,691	-77,703	-105,178	0,641	0,652	0,77	

Tabla 4. 32 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S2-T2.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{56.69}{178.95} + \frac{8}{9} \left(\frac{77.70}{264.55} + \frac{105.17}{264.55} \right) \leq 1.0$$

$$0.91 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.2.3 Celosías Tipo 3

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
6720	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SY(+)+0.5CV	-8,258	35,244	20,622	0,081	-0,178	-4,245

Tabla 4. 33 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S2-T3.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{8.25}{132.65} + \frac{8}{9} \left(\frac{35.24}{194.16} + \frac{20.62}{194.16} \right) \leq 1.0$$

$$0.31 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.2.4 Celosías Tipo 4

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
2528	HSS4X4X1/4	C3_1.2CM+1.6R+0.8CVi_X(-)	-42,347	36,938	3,768	1,17	0,145	-0,311

Tabla 4. 34 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S2-T4.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{42.35}{132.65} + \frac{8}{9} \left(\frac{36.94}{197.16} + \frac{3.77}{194.16} \right) \leq 1.0$$

$$0.506 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.3 Diseño de celosías en el Sector 3.

En el sector 3 al igual que en el 6, se dejaron aberturas para que no exista interferencia con las torres del “Stacker”, en este punto también se toca el diseño de los arriostres y los arcos intermedios que sirven como soporte y para dar estabilidad a las celosías triangulares que atraviesan el Stacker.

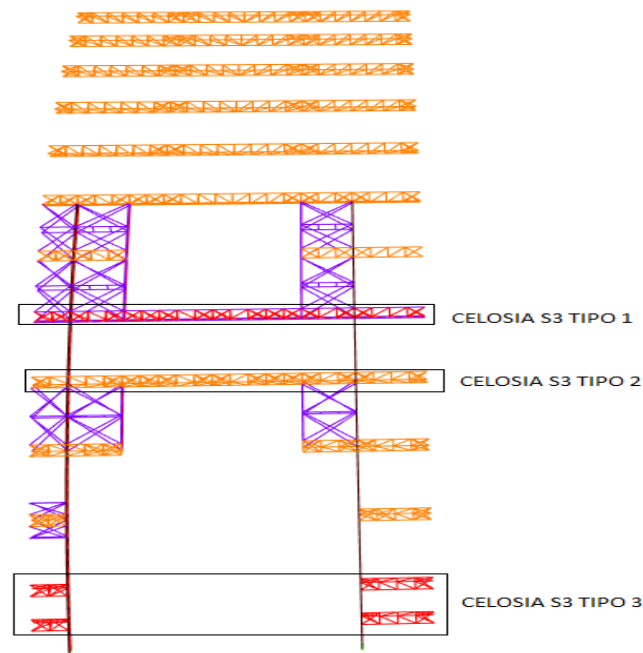


Fig 4. 15 Celosías Sector 3

4.3.11.3.1 Celosía Tipo 1

- Diseño de cordones

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
10739	HSS5X5X3/8	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	53,729	-38,252	-51,888	-1,09	-1,566	2,46

Tabla 4. 35 Mayores esfuerzos de los cordones en la celosía S3-T1. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{53.729}{255.14} + \frac{8}{9} \left(\frac{38.25}{438.84} + \frac{51.88}{438.84} \right) \leq 1.0$$

$$0.39 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

- Diseño de diagonales

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
56286	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SY(+)+0.5CV	0,126	-5,736	54,795	0,172	-1,993	7,402

Tabla 4. 36 Mayores esfuerzos de las diagonales en la celosía S3-T1. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{0.12}{135.65} + \frac{8}{9} \left(\frac{5.73}{194.16} + \frac{54.79}{194.16} \right) \leq 1.0$$

$$0.31 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.3.2 Celosía Tipo 2

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
47959	HSS3X3X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-40,314	16,224	-40,235	-0,485	1,341	-0,292

Tabla 4. 37 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S3-T2.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{40.31}{98.64} + \frac{8}{9} \left(\frac{16.22}{102.67} + \frac{40.23}{102.67} \right) \leq 1.0$$

$$0.92 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.3.3 Celosía Tipo 3

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
3292	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	3,798	14,585	-12,024	-0,578	0,523	3,438

Tabla 4. 38 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S3-T3.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{3.79}{135.65} + \frac{8}{9} \left(\frac{14.58}{194.16} + \frac{12.02}{194.16} \right) \leq 1.0$$

$$0.15 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.3.4 Arcos intermedios y arriostres

- **Diseño de arcos**

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
16205	HSS9X9X3/8	C3_1.2CM+1.6R+0.8CVi_X(+)	-292,055	270,914	-3,459	-7,077	0,064	-0,326

Tabla 4. 39 Mayores esfuerzos de las cordones en el primer tramo de los arcos de soporte para alas aberturas del Stacker. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{292.05}{486.97} + \frac{8}{9} \left(\frac{270.91}{1564.92} + \frac{3.45}{1564.92} \right) \leq 1.0$$

$$0.92 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
19307	HSS9X9X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-192,369	135,876	18,788	-0,681	0,132	-3,912

Tabla 4. 40 Mayores esfuerzos de las cordones en el segundo tramo de los arcos de soporte para alas aberturas del stacker. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{192.36}{329.39} + \frac{8}{9} \left(\frac{135.87}{922.59} + \frac{18.78}{922.59} \right) \leq 1.0$$

$$0.88 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

- **Diagonales**

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
35673	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-70,139	18,875	12,104	0,439	0,68	-0,773

Tabla 4. 41 Mayores esfuerzos de las diagonales en el primer y segundo tramo de los arcos de soporte para alas aberturas del Stacker. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{70.13}{173.11} + \frac{8}{9} \left(\frac{18.87}{315.05} + \frac{12.10}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.49 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
50278	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-51,406	9,17	-8,721	0,012	0,061	-1,39

Tabla 4. 42 Mayores esfuerzos de las diagonales de refuerzo en el primer y segundo tramo de los arcos de soporte para alas aberturas del Stacker. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcy} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{51.40}{132.65} + \frac{8}{9} \left(\frac{9.17}{194.17} + \frac{8.72}{194.17} \right) \leq 1.0$$

$$0.46 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.4 Diseño de celosías en el sector 4

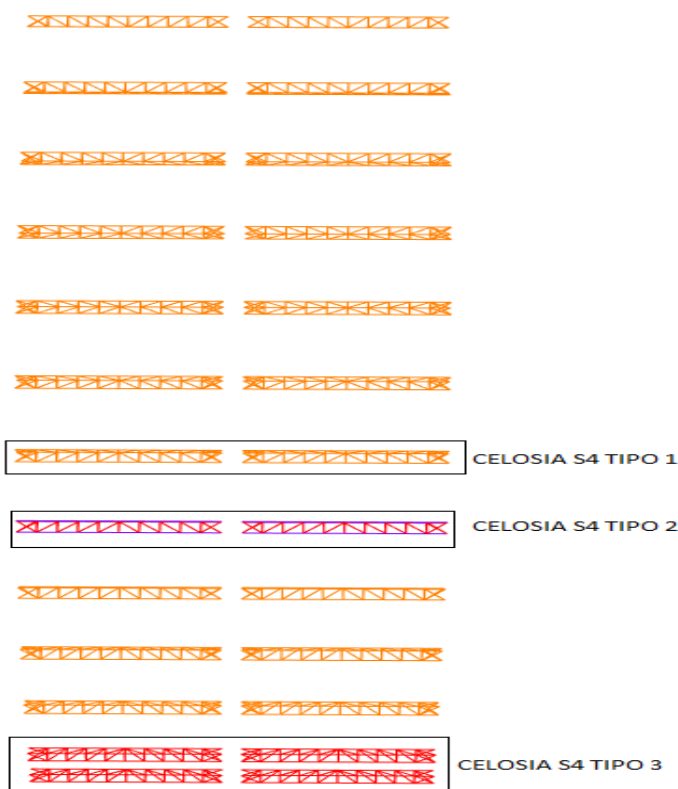


Fig 4. 16 celosías sector 4

4.3.11.4.1 Celosías Tipo 1

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
10478	HSS3X3X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	19,101	-25,381	33,172	3,477	-8,413	8,049

Tabla 4. 43 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S4-T1.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{19.10}{92.82} + \frac{8}{9} \left(\frac{25.38}{102.67} + \frac{33.17}{102.67} \right) \leq 1.0$$

$$0.66 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.4.2 Celosías Tipo 2

• Cordones

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
10549	HSS5X5X3/8	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	46,081	28,84	27,556	0,277	0,507	1,094

Tabla 4. 44 Mayores esfuerzos de los cordones en la celosía S4-T2. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{46.08}{255.14} + \frac{8}{9} \left(\frac{28.84}{438.84} + \frac{27.55}{438.84} \right) \leq 1.0$$

$$0.21 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

• Diagonales

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
10562	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	9,252	5,639	7,679	0,084	0,062	1,861

Tabla 4. 45 Mayores esfuerzos de las diagonales en la celosía S4-T2. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{9.25}{132.65} + \frac{8}{9} \left(\frac{5.63}{194.17} + \frac{7.67}{194.17} \right) \leq 1.0$$

$$0.10 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.4.3 Celosías Tipo 3

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
34996	HSS4X4X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-7,837	-23,017	6,998	0,939	-0,249	-1,246

Tabla 4. 46 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S4-T3. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{7.83}{132.65} + \frac{8}{9} \left(\frac{23.07}{194.17} + \frac{6.99}{194.17} \right) \leq 1.0$$

$$0.18 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.5 Diseño de celosías en el sector 5



Fig 4. 17 Celosías en el sector 5

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
2125	HSS5X5X1/4	C3_1.2CM+1.6R+0.8CVi_X(+)	-193,111	30,312	-16,098	-0,233	0,768	0,513

Tabla 4. 47 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S5-T1.

Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$0.942 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.6 Diseño de celosías en el sector 6

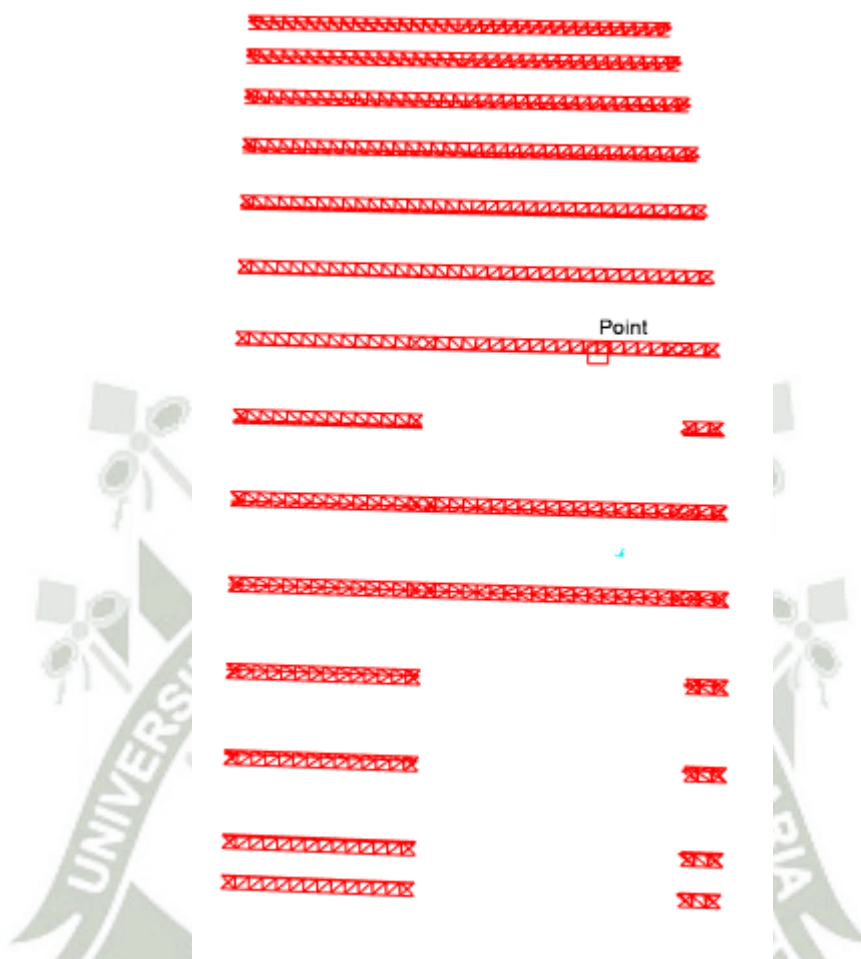


Fig 4. 18 Celosías en el Sector 6

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
48133	HSS4X4X1/4	C4_1.2CM+1.3CVi_X(+)+0.5CV+0.5R	-69,521	-39,882	60,302	1,489	-2,243	-9,001

Tabla 4. 48 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S6-T1. Fuente
Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{69.52}{132.65} + \frac{8}{9} \left(\frac{39.88}{194.16} + \frac{60.30}{194.16} \right) \leq 1.0$$

$$0.64 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.7 Diseño celosías en el sector 7

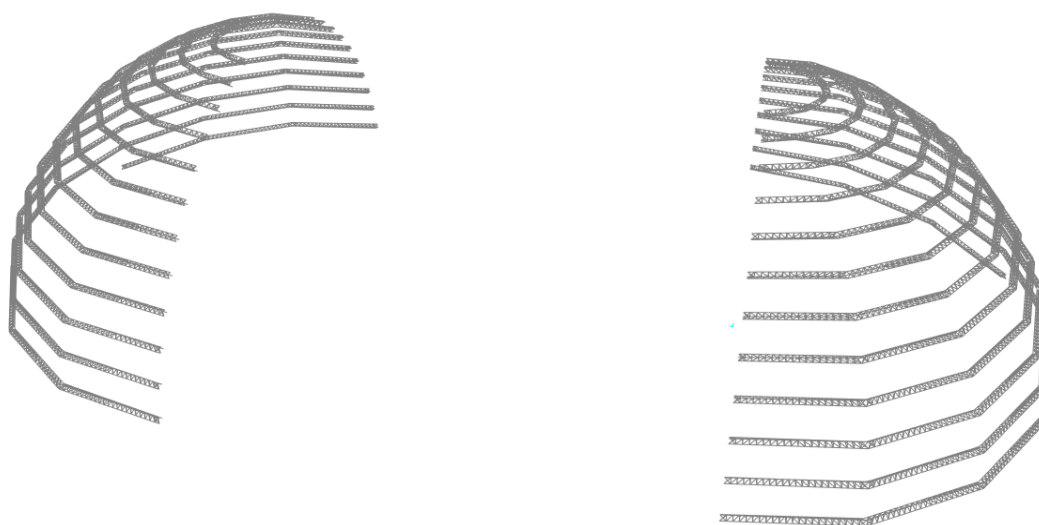


Fig 4. 19 Celosías en el sector 7

DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
HSS2X2X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	48,847	2,413	-2,709	-0,087	0,118	0,269

Tabla 4. 49 Mayores esfuerzos de las diagonales y cordones en la celosía S7-T1. Fuente
Elaboración propia

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{48.84}{49.91} + \frac{8}{9} \left(\frac{2.41}{39.91} + \frac{2.70}{39.91} \right) \leq 1.0$$

$$0.89 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.11.8 DISEÑO DE LAS VIGAS DE UNION ENTRE CELOSÍAS

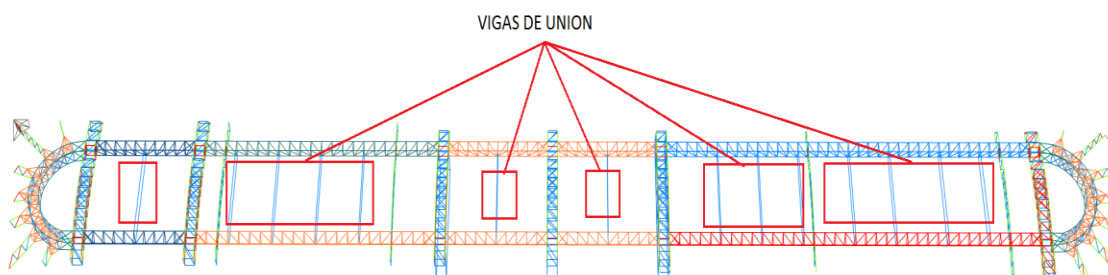


Fig 4. 20 Vigas de unión entre celosías superiores

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
46619	HSS5X5X1/4	C4_1.2CM+1.3CVI_X(+)+0.5CV+0.5R	-27,502	78,86	7,817	0,344	0,049	2,145

Tabla 4. 50 Mayores esfuerzos de las vigas de unión entre celosías. Fuente Elaboración propia

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{27.502}{173.11} + \frac{8}{9} \left(\frac{78.86}{315.05} + \frac{7.82}{315.05} \right) \leq 1.0$$

$$0.403 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

4.3.12 DISEÑO DE UNIONES SOLDADAS Y EMPERNADAS

Por muchos años, el método más usado para unir los diferentes elementos estructurales que conforman una estructura de acero, era el remachado.

Sin embargo, en los últimos años este proceso fue dejado de lado, debido a la aparición ya los nuevos estudios del atornillado y la soldadura. Ambos sistemas muestran ventajas tanto estructurales como económicas con respecto al remachado.

Además, ambos sistemas (soldadura y atornillado) pueden realizarse conjuntamente en la unión de miembros estructurales, dando una mejor resistencia a las uniones. Claro que hay que tomar en cuenta las diferentes especificaciones que indique el ingeniero estructural, así como las normas que rigen el diseño en acero, manual LRFD y el AISC.

Por ejemplo, cuando se van a usar conjuntamente el atornillado y la soldadura, es recomendable de acuerdo a investigaciones, el realizar primero el atornillado antes que la soldadura, ya que, si se realiza primero la soldadura, el calor de este puede distorsionar la conexión de modo que no se obtenga la resistencia al deslizamiento crítico que se desea.

❖ Conexiones atornilladas

En el caso del atornillado, tenemos dos grupos en los que podemos clasificar los mismos, estos son:

- Tornillos ordinarios de acero

En el caso del primer grupo son los más comunes como su propio nombre lo indica, son usados generalmente en edificios de poca altura y estructuras ligeras. Los proyectistas a veces indican colocar tornillos de alta resistencia en estructuras donde los tornillos ordinarios pueden servir adecuadamente y soportar los esfuerzos propios de la estructura. Esto es para estar del lado de la seguridad. Estos tornillos ordinarios son designados por la ASTM como tornillos A 307.

- Tornillos de alta resistencia

En este caso existen básicamente dos tipos: los A325 y los A490 de mayor resistencia. Estos tornillos pueden ser usados en todo tipo de estructuras desde edificios ligeros hasta puentes. En este tipo de tornillo es necesario apretarlos hasta alcanzar esfuerzos grandes de tensión, en estructuras de gran envergadura. Además, en ocasiones son fabricados tornillos de alta resistencia a partir de acero A449, con diámetros mayores a 1 1/2", que es el diámetro mayor de los tornillos A325 y A490.

Los tornillos de alta resistencia pueden ser apretados sin holgura y totalmente tensados.

Los tornillos apretados sin holgura deben indicarse en los planos de construcción.

En el caso de estructuras sometidas a fatiga, los tornillos deben ser totalmente tensados, ya que los tornillos apretados sin holgura pueden mostrar pequeños deslizamientos.

El proceso de tornillos apretados sin holgura, los costos son bajos ya que solo es necesario que un operario con una llave de tuercas apriete el tornillo, la instalación es rápida y no se requieren grandes controles de calidad, solo se realiza una inspección visual.

En cambio, en los tornillos apretados totalmente tensados es un proceso más tedioso, más costoso y se requieren grandes controles de calidad.

Lo más adecuado es usar en la mayoría de casos tornillo apretados sin holgura.

Los ingenieros creían que las uniones con tornillos presentarían mayores desplazamientos respecto a las conexiones remachadas, sin embargo, las investigaciones experimentales han demostrado que las uniones atornilladas presentan desplazamientos equiparables e incluso menores.

Cuando los tornillos se aprietan totalmente tensados, los elementos conectados quedan abrazados fuertemente entre sí, lo que da una considerable resistencia al deslizamiento.

Es así que se puede definir dos tipos de conexiones. El tipo fricción es cuando la fuerza cortante es menor que la resistencia permisible por fricción. Cuando la fuerza cortante es mayor que la resistencia permisible por fricción entonces habrá un pequeño desplazamiento con un posible degollamiento de los tornillos.

A continuación, se muestra una figura de lo explicado anteriormente:

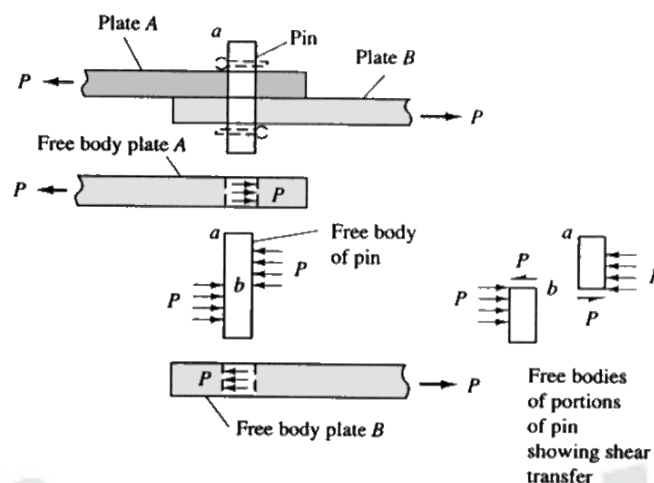


Fig 4. 21 Esfuerzos cortantes en los pernos . Fuente AISC Steel Construction Manual

❖ Conexiones soldadas

La soldadura es el proceso mediante el cual se unen dos o más elementos estructurales, mediante la aplicación de calor a los elementos de acero, en donde las partes fluyen y al final del proceso en el enfriamiento los elementos estructurales trabajan como una sola pieza.

Esto se logra con un par de terminales conectados a un generador de voltaje, es así que con los llamados electrodos ubicados en las puntas de los terminales se genera un arco eléctrico, el cual a su vez genera el calor necesario para que el acero fluya y las partes se junten.

Exactamente no está determinado cuando se utilizó por primera vez la soldadura, y muchos ingenieros desconfiaban de la utilización de este proceso, ya que consideraban que no era eficaz, es decir pensaban que este tipo de conexiones no soportarían los esfuerzos a los que se sometería la estructura y que este para llegar a los esfuerzos solicitados el proceso de soldadura sería altamente caro, además de tener que pasar por demasiados controles de calidad. Además de pensar que las conexiones soldadas no resistirían los esfuerzos por fatiga.

Actualmente los ingenieros reconocen que las conexiones soldadas tienen resistencia considerable a la fatiga.

Además, con las especificaciones de la AWS (American Welding Society), la inspección de la soldadura es un problema menos difícil.

Entre las ventajas de la soldadura, podemos mencionar que es menos costosa que las uniones remachadas y atornilladas, además se genera una continuidad en los elementos ya que son prácticamente unidos formando una sola unidad. Además, las estructuras soldadas son más rígidas.

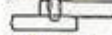
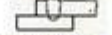
 TOPE SIN BISEL	 TOPE CON BISEL	 TOPE CON DOBLE BISEL	 TOPE CON UNA PLANCHA BISELADA	 TOPE CON UNA PLANCHA DOBLE BISEL
 TOPE BISEL EN U	 TOPE DOBLE BISEL EN U	 TOPE BISEL EN J EN UNA PLANCHA	 TOPE DOBLE BISEL J EN UNA PLANCHA	 FILETE SIMPLE
 FILETE SIMPLE	 DOBLE FILETE	 DOBLE FILETE	 UNION V DE LADOS DOBLADOS	 UNION DE FLANGE
 CORDON	 TAPON	 PUNTO DE ARCO SENCILLO		

Fig 4. 22 Diferentes tipos de uniones soldadas

❖ Selección de las conexiones

Para escoger el tipo de conexiones se debe tener en cuenta una serie de aspectos y criterios, como son el tipo de cargas a la que estará sometido la estructura, la envergadura de la estructura, el costo del tipo de conexión, si se cuentan con los materiales necesarios en el lugar, si se cuenta con la mano de obra con experiencia, entre otros.

Por ejemplo, si la estructura es provisional y se piensa reutilizar las piezas, lo mejor sería usar conexiones atornilladas en lugar de conexiones soldadas, así como este ejemplo se tiene cientos de casos en las que el proyectista deberá tomar la mejor opción.

Podemos definir dos grupos de conexiones:

1. Las conexiones tipo FR comúnmente se designan como conexiones rígidas o continuas propias de marcos. Se supone que son suficientemente rígidas o que tienen un grado de restricción tal, que los ángulos originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambio bajo cargas.
2. Las conexiones tipo PR tienen una rigidez insuficiente para mantener sin cambio a los ángulos originales bajo carga. Se incluyen en esta clasificación las conexiones simples y semirrígidas descritas en detalle en esta sección.

Una conexión simple es una conexión tipo PR en la cual se ignora la restricción. Se supone completamente flexible y libre para rotar y por ello, sin capacidad resistente a momentos.

En realidad, no existe conexión totalmente rígida o completamente flexible, todas las conexiones son parcialmente restringidas o PR en menor o mayor grado.

A continuación, se muestra diferentes conexiones, en las que se ha utilizado soldadura.

4.3.12.1 CONEXIONES SOLDADAS

Para el diseño de uniones entre perfiles tubulares nos referimos al capítulo K del manual AISC 360-10, los puntos K.2 “Conexiones de enrejados con perfiles tubulares” y K.3 “Conexiones de momento para perfiles tubulares”

Para nuestro proyecto se han seleccionado las uniones más comunes entre perfiles tubulares y los valores obtenidos se han comparado con los resultados más críticos obtenidos del análisis usando el software SAP200

Para esta unión según el manual se tiene que comprobar la fluencia de la rama o ramas debido a una distribución dispareja

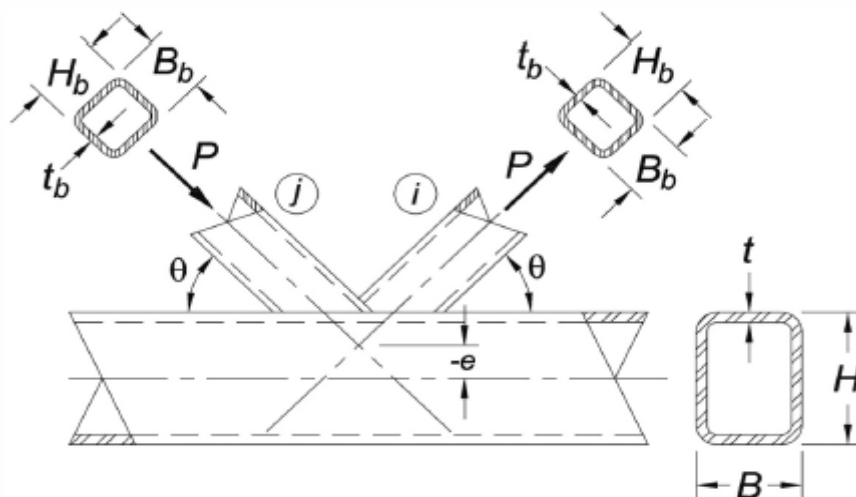


Fig 4. 23 Unión de ramas traslapadas. Fuente AISC 360-10

$$\Phi = 0,95 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 1,58 \text{ (ASD)}$$

Cuando $25\% \leq O_v < 50\%$:

$$P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} \left[\frac{O_v}{50} (2H_{bi} - 4t_{bi}) + b_{eoi} + b_{eov} \right] \quad (K2-17)$$

El primer paso es calcular el porcentaje de traslape de las ramas que se unen al cordón con la siguiente formula:

$$O.V. = \frac{Lop}{Lov} * 100\%$$

Donde:

Lop: Longitud proyectada de la rama de traslape en el cordón.

Lov: Longitud de traslape medida a lo largo de cara de la conexión del cordón entre las dos ramas.

Con el porcentaje de traslape definido hallamos la resistencia de diseño de la conexión con las formulas K2-17, K2-18 o K2-19, dependiendo del caso que se presente.

Conexiones de momento tubo-tubo:

Esta conexión consiste en una o dos ramas que están directamente soldadas a un cordón, y con la rama o ramas cargadas por momentos de flexión. La resistencia disponible es el menor valor de los estados límites aplicables mostrados en la tabla K3.2

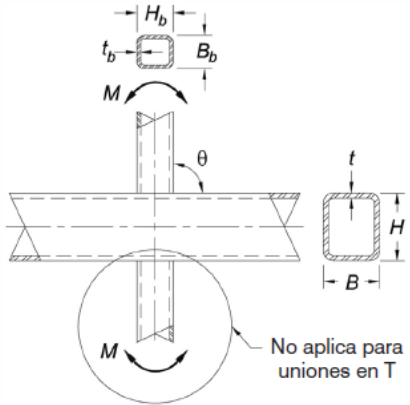
TABLA K3.2 Resistencia Disponible de Conexiones de Momento Tubo-a-Tubo con Secciones Tubulares Rectangulares	
Tipo de Conexión	Resistencia a Flexión Disponible de la Conexión
Rama(s) solicitadas por Flexión en el plano Conexiones en T y en Cruz 	Estado límite: plastificación de la pared del cordón, cuando $\beta \leq 0,85$ $M_n = F_y t^2 H_b \left[\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{(1-\beta)} \right] Q_f \quad (K3-6)$ $\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)
	Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados del cordón, cuando $\beta > 0,85$ $M_n = 0,5 F_y t (H_b + 5t)^2 \quad (K3-7)$ $\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)
	Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga, cuando $\beta > 0,85$ $M_n = F_{yb} \left[Z_b - \left(1 - \frac{b_{col}}{B_b} \right) B_b H_b t_b \right] \quad (K3-8)$ $\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)

Fig 4. 24 Conexiones de momento en el plano. Fuente AISC 360-10

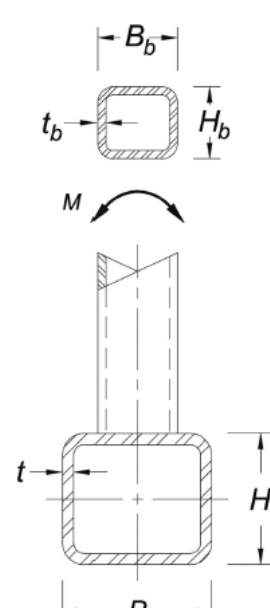
Rama(s) solicitadas por Flexión fuera del plano Conexiones en T y en Cruz 	Estado límite: Plastificación de la pared del cordón, cuando $\beta \leq 0,85$ $M_n = F_y t^2 \left[\frac{0,5 H_b (1 + \beta)}{(1 - \beta)} + \sqrt{\frac{2 B B_b (1 + \beta)}{(1 - \beta)}} \right] Q_f \quad (K3-9)$ $\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD) Estado límite: Fluencia de la pared del cordón, cuando $\beta > 0,85$ $M_n = F_y t (B - t) (H_b + 5t) \quad (K3-10)$ $\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD) Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga, cuando $\beta > 0,85$ $M_n = F_y \left[Z_b - 0,5 \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right)^2 B_b^2 t \right] \quad (K3-11)$ $\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD) Estado límite: falla por distorsión del cordón, para conexiones en T y conexiones en Cruz desbalanceadas $M_n = 2 F_y t \left[H_b t + \sqrt{B H t (B + H)} \right] \quad (K3-12)$ $\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)

Fig 4. 25 Conexiones de momento fuera del plano. Fuente AISC 360-10

Como se observa se tiene que comprobar para momentos en el plano y momentos fuera del plano, tomando como referencia el cordón al que están unidos las ramas.

La resistencia disponible de las conexiones de las ramas debe ser determinada para el estado límite de no-uniformidad de transferencia de carga a lo largo de la línea de soldado, debido a las diferencias de rigidez relativa de las paredes de los tubos y en las conexiones tubo a tubo y entre los elementos en conexiones placa a tubo como sigue:

$$R_n \text{ o } P_n = F_{nw} * T_w * L_e$$

$$M_{nip} = F_{nw} * S_{ip}$$

$$M_{nop} = F_{nw} * S_{op}$$

Donde:

F_{nw} : Tensión nominal del metal soldado (Capítulo J)

S_{ip} : Modulo elástico efectivo de la sección de soldaduras para la flexión en el plano

Sop: Modulo elástico efectivo de la sección de soldaduras para la flexión fuera del plano

Le: Longitud total efectiva de soldaduras de filete para secciones tubulares rectangulares para el cálculo de resistencia de la soldadura.

Tw: Garganta efectiva de soldadura de menor tamaño alrededor del perímetro de la rama o plancha.

4.3.12.1.1 Unión Entre Diagonales y Cordones de Arcos Centrales

Para las uniones soldadas entre los perfiles que conforman los arcos centrales se identificaron tres tipos de uniones típicas que serán necesarias para la fabricación de dicho arco.

Dichos detalles están indicados en el plano principal de el arco central A-B, “ARCO EJES A Y B”.

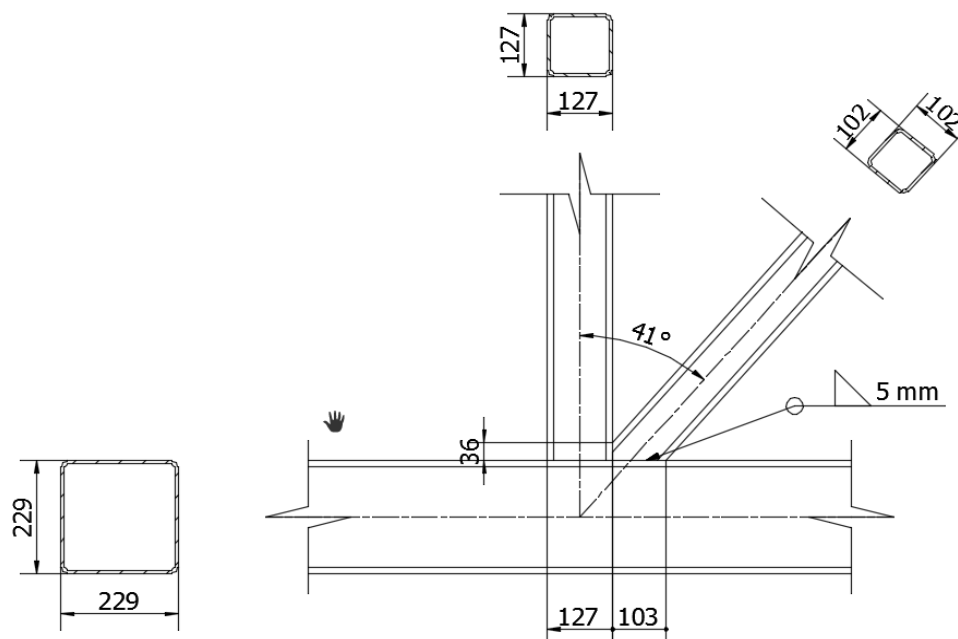


Fig 4. 26 Esquema de unión entre perfiles del arco central. Fuente Elaboración propia

Conexiones de tubo en enrejados

$$O.V. = \frac{Lop}{Lov} * 100\%$$

$$O.V. = \frac{2.6059}{8.7357} * 100\%$$

$$O.V. = 29.83 \%$$

Usamos la formula K2-17, $25\% \leq OV \leq 50\%$

$$Pni = Fybi * tbi * \left(\frac{OV}{50} * (2Hbi - 4tbi) + beoi + beov \right)$$

Donde:

Fybi: Tensión de fluencia del material de la rama tubular (Ksi)

tbi: Espesor de pared de la rama tubular (pulg.)

OV: Porcentaje de traslape.

Hbi: Altura total de la rama de sección tubular(pulg.).

$$beoi = \frac{10}{B/t} * \left(\frac{Fy * t}{Fybi * tbi} \right) * Bbi < Bbi$$

$$beov = \frac{10}{Bbj/tbj} * \left(\frac{Fybj * tbj}{Fybi * tbi} \right) * Bbi < Bbi$$

Los subíndices “i” y “j” se refieren a la rama que traslapa y a la rama traslapada respectivamente.

Reemplazando obtenemos:

$$beoi = \frac{10}{9/0.375} * \left(\frac{46 * 0.375}{46 * 0.25} \right) * 4 < 6$$

$$beoi = 2.5 < 6$$

$$beov = \frac{10}{5/0.25} * \left(\frac{46 * 0.25}{46 * 0.25} \right) * 4 < 6$$

$$beov = 2 < 6$$

Por lo tanto la resistencia de diseño de la conexión es:

$$Pni = 46 * 0.25 * \left(\frac{29.83}{50} * (2 * 4 - 4 * 0.25) + 2.5 + 2 \right)$$

$$Pni = 99.77 \text{ kips}$$

Conexiones de momento en el plano

Según la tabla K3.2 se tiene que hallar la resistencia disponible menor de los siguientes valores:

- **Para la rama perpendicular al cordón:**

Estado limite plastificación de la pared del cordón:

$$Mn = Fyt^2 Hb \left[\frac{1}{2n} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{n}{(1-\beta)} \right]$$

$$n = \frac{Hb}{B * \text{sen}\theta}$$

$$n = \frac{5}{9 * \text{sen}90}$$

$$n = 0.55$$

$$\beta = \frac{Bb}{B}$$

$$\beta = \frac{5}{9}$$

$$\beta = 0.55$$

$$Mn1 = 46 * 0.375^2 * 6 \left[\frac{1}{2 * 0.55} + \frac{2}{\sqrt{1-0.55}} + \frac{0.55}{(1-0.55)} \right]$$

$$Mni1 = 198.43 \text{ kip.in}$$

Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados del cordón

$$Mn2 = 0.5Fy * t(Hb + 5t)^2$$

$$Mn2 = 0.5 * 46 * 0.375(6 + 5 * 0.375)^2$$

$$Mni2 = 534.88 \text{ kip.in}$$

Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga

$$Mn3 = Fyb \left[Zb - \left(1 - \frac{beoi}{Bb} \right) * Bb * Hb * tb \right]$$

$$Mn3 = 46 \left[7.75 - \left(1 - \frac{2.5}{5} \right) * 5 * 5 * 0.25 \right]$$

$$Mni3 = 212.75 \text{ kip.in}$$

$$Mn = \min(Mn1; Mn2; Mn3)$$

$$Mni = 198.43 \text{ kip.in}$$

- **Para la rama con un ángulo de inclinación respecto del cordón**

Estado límite plastificación de la pared del cordón:

$$Mn = Fyt^2 Hb \left[\frac{1}{2n} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{n}{(1-\beta)} \right]$$

$$n = \frac{Hb}{B * \sin \theta}$$

$$n = \frac{4}{9 * \sin 41}$$

$$n = 0.67$$

$$\beta = \frac{Bb}{B}$$

$$\beta = \frac{4}{9}$$

$$\beta = 0.44$$

$$Mnj1 = 46 * 0.375^2 * 6 \left[\frac{1}{2 * 0.97} + \frac{2}{\sqrt{1-0.67}} + \frac{0.97}{(1-0.67)} \right]$$

$$Mnj1 = 179.13 \text{ kip.in}$$

Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados del cordón

$$Mnj2 = 0.5 Fy * t (Hb + 5t)^2$$

$$Mnj2 = 0.5 * 46 * 0.375 (4 + 5 * 0.375)^2$$

$$M_{nj2} = 297.69 \text{ kip.in}$$

Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga

$$M_{nj3} = F_y b \left[Z_b - \left(1 - \frac{beoi}{Bb} \right) * Bb * Hb * tb \right]$$

$$M_{nj3} = 46 \left[4.69 - \left(1 - \frac{2.5}{4} \right) * 4 * 4 * 0.25 \right]$$

$$M_{nj3} = 146.74 \text{ kip.in}$$

$$M_n = \min(M_{n1}; M_{n2}; M_{n3})$$

$$M_{nj} = 146.74 \text{ kip.in}$$

Conexiones de momento fuera del plano

Estado límite: plastificación de la pared del cordón

$$M_n = F_y * t^2 \left[\frac{0.5Hb(1 + \beta)}{(1 - \beta)} + \sqrt{\frac{2BBb(1 + \beta)}{(1 - \beta)}} \right]$$

$$M_n = 46 * 0.375^2 \left[\frac{0.5 * 4(1 + 0.44)}{(1 - 0.44)} + \sqrt{\frac{2 * 9 * 4(1 + 0.44)}{(1 - 0.44)}} \right]$$

$$M_{ni,j1} = 121.28 \text{ kip.in}$$

Estado límite: fluencia de la pared del cordón

$$M_n = F_y * t(B - t)(Hb + 5t)$$

$$M_n = 46 * 0.375(9 - 0.375)(4 + 5 * 0.375)$$

$$M_{ni,j2} = 874.08 \text{ kip.in}$$

Estado límite: fluencia local de las ramas debido a una distribución desigual de cargas

$$M_n = F_y b Z_b - 0.5 \left(1 - \frac{beoi}{Bb} \right)^2 Bb^2 tb$$

$$Mn = 46 * 4.69 - 0.5 \left(1 - \frac{2.5}{4}\right)^2 4^2 0.25$$

$$Mni, j3 = 215.45 \text{ kip.in}$$

$$Mn = \min(Mni, j1; Mni, j2; Mni, j3)$$

$$Mni, j = 121.28 \text{ kip.in}$$

Calculo de la resistencia de la soldadura:

Para una rama traslapada y con un porcentaje de traslape de 29.83% nos referimos a la tabla K4.1 del manual AISC360-10, formula K4.10:

Cuando $25\% \leq O_v < 50\%$:

$$l_{e,i} = \frac{2O_v}{50} \left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right) \right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (K4-10)$$

Reemplazando obtenemos

$$Lei = \frac{2 * 29.83}{50} \left[\left(1 - \frac{29.83}{100}\right) \left(\frac{4}{\sin(41)}\right) + \frac{29.83}{100} \left(\frac{4}{\sin(90 + 41)}\right) \right] + 2.5 + 2$$

$$Lei = 11.49 \text{ pulg}$$

$$l_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\sin\theta_j} + 2b_{eoj} \quad (K4-13)$$

Reemplazando se obtiene:

$$Lej = \frac{2 * 5}{\sin(90)} + 2 * 3.125$$

$Lej = 16.25 \text{ pulg}$ Por lo tanto la longitud total del cordón de soldadura es $lei + lej$ de 27.74 pulg. Se prueba con una longitud de cordón de 27 pulg. La resistencia de diseño de la soldadura es:

$$Rn \text{ o } Pn = Fnw * Tw * Le$$

$$Rn \text{ o } Pn = 0.6 * Fexx * 0.707 * t * Le$$

$$Rn \text{ o } Pn = 0.6 * 70 * 0.707 * 0.1875 * 27$$

$$Rn \text{ o } Pn = 150.32 \text{ kip}$$

$$\phi Rn = 112.74 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño de la soldadura para las ramas cargadas por momentos de flexión viene definida por las siguientes formulas:

$$M_{nip} = F_{nw} * S_{ip}$$

$$M_{nop} = F_{nw} * S_{op}$$

Donde:

$$S_{ip} = \frac{T_w}{3} \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right)^2 + T_w * b_{eoi} * \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right)$$

$$S_{ip} = \frac{0.707 * 0.1875}{3} \left(\frac{5}{\sin 90} \right)^2 + 0.707 * 0.1875 * 2.5 * \left(\frac{5}{\sin 90} \right)$$

$$S_{ip} = 2.76 \text{ pulg}^3$$

$$S_{op} = T_w \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right) B_b + \frac{T_w}{3} B_b^2 - \frac{\left(\frac{T_w}{3} \right) (B_b - b_{eoi})^3}{B_b}$$

$$S_{op} = 0.707 * 0.1875 \left(\frac{5}{\sin 90} \right) 5 + \frac{0.707 * 0.1875}{3} 5^2 - \frac{\left(\frac{0.707 * 0.1875}{3} \right) (5 - 2.5)^3}{5}$$

$$S_{op} = 4.36 \text{ pulg}^3$$

Por lo tanto la resistencia de diseño de la soldadura para momentos en el plano es:

$$M_{nip} = F_{nw} * S_{ip}$$

$$M_{nip} = 0.6 * 70 * 2.76$$

$$M_{nip} = 115.92 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{nip} = 86.94 \text{ kip.in}$$

La resistencia de la soldadura para momentos fuera del plano es:

$$M_{nop} = F_{nw} * S_{op}$$

$$M_{nop} = 0.6 * 70 * 4.36$$

$$M_{nop} = 181.44 \text{ kip.in}$$

$$\phi M_{nop} = 136.08 \text{ kip.in}$$

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
33539	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-72,802	24,902	42,545	-0,219	1,511	-3,324

Tabla 4. 51 Mayor esfuerzo axial de la conexión. Fuente Elaboración propia

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
792	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-18,799	57,029	-6,62	-2,829	0,298	-2,861

Tabla 4. 52 Mayor momento en el plano de la conexión. Fuente Elaboración propia

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
48137	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-6,545	13,223	104,392	-0,093	-0,195	-0,22

Tabla 4. 53 Mayor momento fuera del plano de la conexión. Fuente Elaboración propia

En resumen para las uniones entre las ramas y el cordón de los arcos centrales en el primer tramo se usará un cordón de 3/16 con una longitud de 36 pulgadas.

4.3.12.1.2 SOLDADURA ENTRE RAMAS Y CORDON DE LOS ARCOS CENTRALES TRAMO 2

Para el tramo 2 de los arcos centrales las ramas que se usan a lo largo de toda la celosía son tubos HSS 5X5X1/4 y los cordones son HSS 9x9x1/4, a continuación se propone el diseño de la unión para este tramo de la celosía.

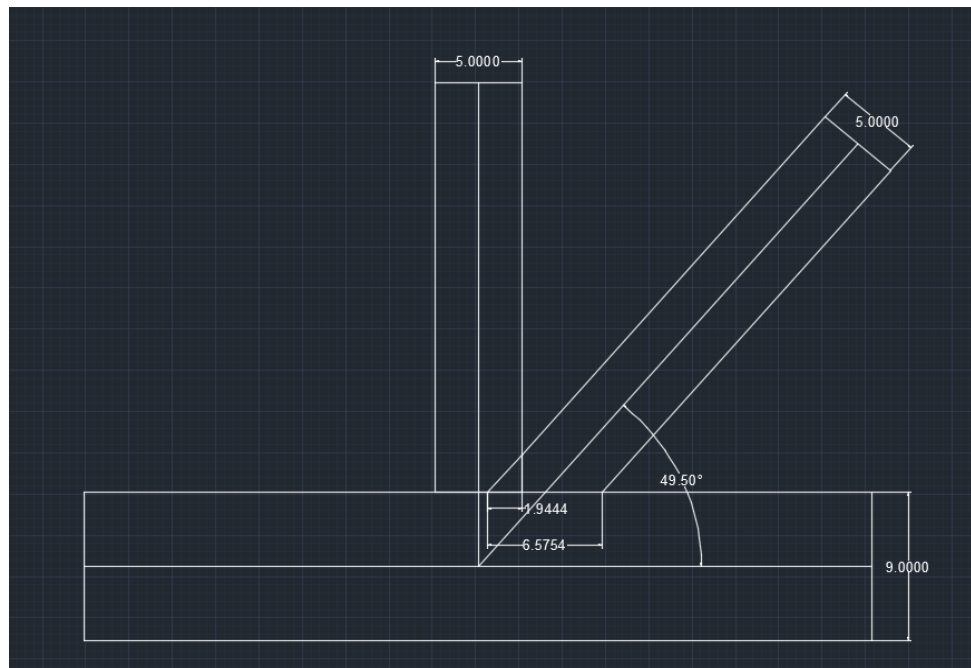


Fig 4. 27 Esquema de unión entre celosías del arco central. Fuente Elaboración propia

De la figura anterior la rama perpendicular tomara el subíndice “i” y la rama inclinada tomara el subíndice “j”

$$O.V. = \frac{Lop}{Lov} * 100\%$$

$$O.V. = \frac{1.9444}{6.5754} * 100\%$$

$$O.V. = 29.57 \%$$

Usamos la formula K2-17, $25\% \leq OV \leq 50\%$

$$Pni = Fybi * tbi * \left(\frac{OV}{50} * (2Hbi - 4tbi) + beoi + beov \right)$$

Donde:

Fybi: Tensión de fluencia del material de la rama tubular (Ksi)

tbi: Espesor de pared de la rama tubular (pulg.)

OV: Porcentaje de traslape.

Hbi: Altura total de la rama de sección tubular(pulg).

$$beoi = \frac{10}{B/t} * \left(\frac{Fy * t}{Fybi * tbi} \right) * Bbi < Bbi$$

$$beov = \frac{10}{Bbj/tbj} * \left(\frac{Fybj * tbj}{Fybi * tbi} \right) * Bbi < Bbi$$

Los subíndices “i” y “j” se refieren a la rama que traslapa y a la rama traslapada respectivamente.

Reemplazando obtenemos:

$$beoi = \frac{10}{9/0.25} * \left(\frac{46 * 0.25}{46 * 0.25} \right) * 5 < 5$$

$$beoi = 1.39 < 5$$

$$beov = \frac{10}{5/0.25} * \left(\frac{46 * 0.25}{46 * 0.25} \right) * 5 < 5$$

$$beov = 2.5 < 5$$

Por lo tanto la resistencia de diseño de la conexión es:

$$Pni = 46 * 0.25 * \left(\frac{29.57}{50} * (2 * 5 - 4 * 0.25) + 1.39 + 2.5 \right)$$

$$Pni = 105.93 \text{ kips}$$

$$\phi Pni = 100.64 \text{ kips}$$

Conexiones de momento en el plano

Según la tabla K3.2 se tiene que hallar la resistencia disponible menor de los siguientes valores:

- **Para la rama perpendicular al cordón:**

Estado limite plastificación de la pared del cordón:

$$Mn = Fyt^2 Hb \left[\frac{1}{2n} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{n}{(1-\beta)} \right]$$

$$n = \frac{Hb}{B * \text{sen}\theta}$$

$$n = \frac{5}{9 * \text{sen}90}$$

$$n = 0.55$$

$$\beta = \frac{Bb}{B}$$

$$\beta = \frac{5}{9}$$

$$\beta = 0.55$$

$$Mn1 = 46 * 0.25^2 * 5 \left[\frac{1}{2 * 0.55} + \frac{2}{\sqrt{1 - 0.55}} + \frac{0.55}{(1 - 0.55)} \right]$$

$$\mathbf{Mni1 = 74.03 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados del cordón

$$Mn2 = 0.5Fy * t(Hb + 5t)^2$$

$$Mn2 = 0.5 * 46 * 0.25(5 + 5 * 0.25)^2$$

$$\mathbf{Mni2 = 224.60 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga

$$Mn3 = Fyb \left[Zb - \left(1 - \frac{beoi}{Bb} \right) * Bb * Hb * tb \right]$$

$$Mn3 = 46 \left[7.61 - \left(1 - \frac{1.39}{5} \right) * 5 * 5 * 0.25 \right]$$

$$\mathbf{Mni3 = 284.62 \text{ kip.in}}$$

$$Mn = \min(Mn1; Mn2; Mn3)$$

$$Mni = 74.03 \text{ kip.in}$$

$$\mathbf{\phi Mni = 74.03 \text{ kip.in}}$$

- **Para la rama con un ángulo de inclinación respecto del cordón**

Estado limite plastificación de la pared del cordón:

$$Mn = Fyt^2 Hb \left[\frac{1}{2n} + \frac{2}{\sqrt{1 - \beta}} + \frac{n}{(1 - \beta)} \right]$$

$$n = \frac{Hb}{B * \sin \theta}$$

$$n = \frac{5}{9 * \text{sen}49.45}$$

$$n = 0.73$$

$$\beta = \frac{Bb}{B}$$

$$\beta = \frac{5}{9}$$

$$\beta = 0.55$$

$$Mnj1 = 46 * 0.25^2 * 6 \left[\frac{1}{2 * 0.73} + \frac{2}{\sqrt{1 - 0.55}} + \frac{0.73}{(1 - 0.55)} \right]$$

$$\mathbf{Mnj1 = 76.60 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados del cordón

$$Mnj2 = 0.5Fy * t(Hb + 5t)^2$$

$$Mnj2 = 0.5 * 46 * 0.25 * (5 + 5 * 0.25)^2$$

$$\mathbf{Mnj2 = 224.60 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga

$$Mnj3 = Fyb \left[Zb - \left(1 - \frac{beoi}{Bb} \right) * Bb * Hb * tb \right]$$

$$Mnj3 = 46 \left[7.61 - \left(1 - \frac{1.39}{5} \right) * 5 * 5 * 0.25 \right]$$

$$\mathbf{Mnj3 = 284.62 \text{ kip.in}}$$

$$Mn = \min(Mn1; Mn2; Mn3)$$

$$\mathbf{\varnothing Mnj = 76.60 \text{ kip.in}}$$

Conexiones de momento fuera del plano

Estado límite: plastificación de la pared del cordón

$$Mn = Fy * t^2 \left[\frac{0.5Hb(1 + \beta)}{(1 - \beta)} + \sqrt{\frac{2BBb(1 + \beta)}{(1 - \beta)}} \right]$$

$$Mn = 46 * 0.25^2 \left[\frac{0.5 * 5(1 + 0.55)}{(1 - 0.55)} + \sqrt{\frac{2 * 9 * 5(1 + 0.55)}{(1 - 0.55)}} \right]$$

$$\mathbf{Mni,j1 = 76.18 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia de la pared del cordón

$$Mn = Fy * t(B - t)(Hb + 5t)$$

$$Mn = 46 * 0.25(9 - 0.25)(5 + 5 * 0.25)$$

$$\mathbf{Mni,j2 = 628.90 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de las ramas debido a una distribución desigual de cargas

$$Mn = FybZb - 0.5 \left(1 - \frac{beoi}{Bb} \right)^2 Bb^2 tb$$

$$Mn = 46 * 7.61 - 0.5 \left(1 - \frac{1.39}{5} \right)^2 5^2 0.25$$

$$\mathbf{Mni,j3 = 347.51 \text{ kip.in}}$$

$$Mn = \min(Mni,j1; Mni,j2; Mni,j3)$$

$$\mathbf{Mni,j = 76.18 \text{ kip.in}}$$

Calculo de la resistencia de la soldadura :

Para una rama traslapada y con un porcentaje de traslape de 29.57% nos referimos a la tabla K4.1 del manual AISC360-10, formula K4.10:

Cuando $25\% \leq O_v < 50\%$:

$$I_{e,j} = \frac{2O_v}{50} \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin \theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (\text{K4-10})$$

Reemplazando obtenemos

$$Le_i = \frac{2 * 29.57}{50} \left[\left(1 - \frac{29.57}{100} \right) \left(\frac{5}{\sin(43.38)} \right) + \frac{29.57}{100} \left(\frac{5}{\sin(90 + 43.38)} \right) \right] + 1.39 + 2.5$$

$$Le_i = 12.36 \text{ pulg}$$

$$l_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\sin\theta_j} + 2b_{ej} \quad (K4-13)$$

Reemplazando se obtiene:

$$Le_j = \frac{2 * 6}{\sin(90)} + 2 * 3.75$$

$$Le_j = 12.77 \text{ pulg}$$

Por lo tanto la longitud total del cordón de soldadura es de 25.14 pulg.

La resistencia de diseño de la soldadura es:

$$Rn \text{ o } Pn = F_{nw} * T_w * Le$$

$$Rn \text{ o } Pn = 0.6 * F_{exx} * 0.707 * t * Le$$

$$Rn \text{ o } Pn = 0.6 * 70 * 0.707 * 0.1875 * 25.14$$

$$Rn \text{ o } Pn = 139.95 \text{ kip}$$

$$\phi Rn = 104.96 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño de la soldadura para las ramas cargadas por momentos de flexión viene definida por las siguientes formulas:

$$M_{nip} = F_{nw} * S_{ip}$$

$$M_{nop} = F_{nw} * S_{op}$$

Donde:

$$S_{ip} = \frac{T_w}{3} \left(\frac{H_b}{\sin\theta} \right)^2 + T_w * b_{eoi} * \left(\frac{H_b}{\sin\theta} \right)$$

$$S_{ip} = \frac{0.707 * 0.1875}{3} \left(\frac{5}{\sin 90} \right)^2 + 0.707 * 0.1875 * 3.75 * \left(\frac{5}{\sin 90} \right)$$

$$S_{ip} = 2.02 \text{ pulg}^3$$

$$Sop = Tw \left(\frac{Hb}{\sin \theta} \right) Bb + \frac{Tw}{3} Bb^2 - \frac{\left(\frac{Tw}{3} \right) (Bb - beoi)^3}{Bb}$$

$$Sop = 0.707 * 0.1875 \left(\frac{5}{\sin 90} \right) 5 + \frac{0.707 * 0.1875}{3} 5^2 - \frac{\left(\frac{0.707 * 0.1875}{3} \right) (5 - 1.39)^3}{5}$$

$$Sop = 4 \text{ pulg}^3$$

Por lo tanto la resistencia de diseño de la soldadura para momentos en el plano es:

$$Mnip = Fnw * Sip$$

$$Mnip = 0.6 * 70 * 2.02$$

$$Mnip = 85.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mnip = 63.79 \text{ kip.in}$$

La resistencia de la soldadura para momentos fuera del plano es:

$$Mnop = Fnw * Sop$$

$$Mnop = 0.6 * 70 * 4$$

$$Mnop = 168.10 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mnop = 126.08 \text{ kip.in}$$

4.3.12.1.3 SOLDADURA ENTRE RAMAS Y CORDON DE LOS ARCOS CENTRALES TRAMO 2

Para el tramo 2 de los arcos centrales las ramas que se usan a lo largo de toda la celosía son tubos HSS 5X5X1/4 y los cordones son HSS 9x9x1/4, a continuación se propone el diseño de la unión para este tramo de la celosía.

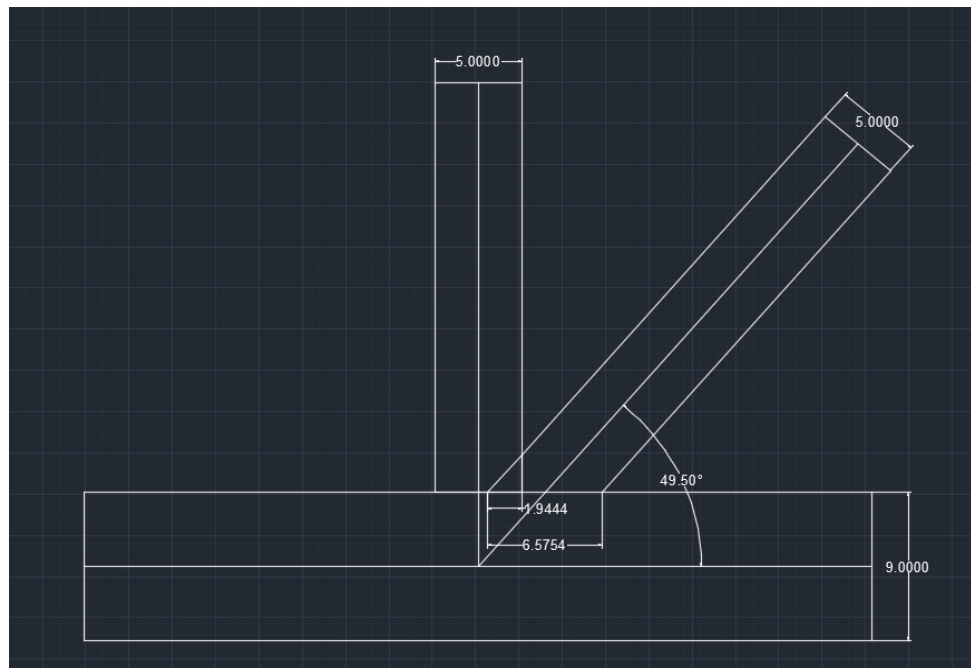


Fig 4. 28 Esquema de unión para celosías del arco central tramo 2. Fuente Elaboración propia

De la figura anterior la rama perpendicular tomara el subíndice “i” y la rama inclinada tomara el subíndice “j”

$$O.V. = \frac{Lop}{Lov} * 100\%$$

$$O.V. = \frac{1.9444}{6.5754} * 100\%$$

$$O.V. = 29.57 \%$$

Usamos la formula K2-17, $25\% \leq OV \leq 50\%$

$$Pni = Fybi * tbi * \left(\frac{OV}{50} * (2Hbi - 4tbi) + beoi + beov \right)$$

Donde:

Fybi: Tensión de fluencia del material de la rama tubular (Ksi)

tbi: Espesor de pared de la rama tubular (pulg.)

OV: Porcentaje de traslape.

Hbi: Altura total de la rama de sección tubular(pulg.).

$$beoi = \frac{10}{B/t} * \left(\frac{Fy * t}{Fybi * tbi} \right) * Bbi < Bbi$$

$$beov = \frac{10}{Bbj/tbj} * \left(\frac{Fybj * tbj}{Fybi * tbi} \right) * Bbi < Bbi$$

Los subíndices “i” y “j” se refieren a la rama que traslapa y a la rama traslapada respectivamente.

Reemplazando obtenemos:

$$beoi = \frac{10}{9/0.25} * \left(\frac{46 * 0.25}{46 * 0.25} \right) * 5 < 5$$

$$beoi = 1.39 < 5$$

$$beov = \frac{10}{5/0.25} * \left(\frac{46 * 0.25}{46 * 0.25} \right) * 5 < 5$$

$$beov = 2.5 < 5$$

Por lo tanto la resistencia de diseño de la conexión es:

$$Pni = 46 * 0.25 * \left(\frac{29.57}{50} * (2 * 5 - 4 * 0.25) + 1.39 + 2.5 \right)$$

$$Pni = 105.93 \text{ kips}$$

$$\phi Pni = 100.64 \text{ kips}$$

Conexiones de momento en el plano

Según la tabla K3.2 se tiene que hallar la resistencia disponible menor de los siguientes valores:

- **Para la rama perpendicular al cordón:**

Estado limite plastificación de la pared del cordón:

$$Mn = Fyt^2 Hb \left[\frac{1}{2n} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{n}{(1-\beta)} \right]$$

$$n = \frac{Hb}{B * \text{sen}\theta}$$

$$n = \frac{5}{9 * \text{sen}90}$$

$$n = 0.55$$

$$\beta = \frac{Bb}{B}$$

$$\beta = \frac{5}{9}$$

$$\beta = 0.55$$

$$Mn1 = 46 * 0.25^2 * 5 \left[\frac{1}{2 * 0.55} + \frac{2}{\sqrt{1 - 0.55}} + \frac{0.55}{(1 - 0.55)} \right]$$

$$\mathbf{Mni1 = 74.03 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados del cordón

$$Mn2 = 0.5Fy * t(Hb + 5t)^2$$

$$Mn2 = 0.5 * 46 * 0.25(5 + 5 * 0.25)^2$$

$$\mathbf{Mni2 = 224.60 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga

$$Mn3 = Fyb \left[Zb - \left(1 - \frac{beoi}{Bb} \right) * Bb * Hb * tb \right]$$

$$Mn3 = 46 \left[7.61 - \left(1 - \frac{1.39}{5} \right) * 5 * 5 * 0.25 \right]$$

$$\mathbf{Mni3 = 284.62 \text{ kip.in}}$$

$$Mn = \min(Mn1; Mn2; Mn3)$$

$$Mni = 74.03 \text{ kip.in}$$

$$\mathbf{\phi Mni = 74.03 \text{ kip.in}}$$

- **Para la rama con un ángulo de inclinación respecto del cordón**

Estado limite plastificación de la pared del cordón:

$$Mn = Fyt^2 Hb \left[\frac{1}{2n} + \frac{2}{\sqrt{1 - \beta}} + \frac{n}{(1 - \beta)} \right]$$

$$n = \frac{Hb}{B * \sin \theta}$$

$$n = \frac{5}{9 * \text{sen}49.45}$$

$$n = 0.73$$

$$\beta = \frac{Bb}{B}$$

$$\beta = \frac{5}{9}$$

$$\beta = 0.55$$

$$Mnj1 = 46 * 0.25^2 * 6 \left[\frac{1}{2 * 0.73} + \frac{2}{\sqrt{1 - 0.55}} + \frac{0.73}{(1 - 0.55)} \right]$$

$$\mathbf{Mnj1 = 76.60 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados del cordón

$$Mnj2 = 0.5Fy * t(Hb + 5t)^2$$

$$Mnj2 = 0.5 * 46 * 0.25 * (5 + 5 * 0.25)^2$$

$$\mathbf{Mnj2 = 224.60 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga

$$Mnj3 = Fyb \left[Zb - \left(1 - \frac{beoi}{Bb} \right) * Bb * Hb * tb \right]$$

$$Mnj3 = 46 \left[7.61 - \left(1 - \frac{1.39}{5} \right) * 5 * 5 * 0.25 \right]$$

$$\mathbf{Mnj3 = 284.62 \text{ kip.in}}$$

$$Mn = \min(Mn1; Mn2; Mn3)$$

$$\mathbf{\emptyset Mnj = 76.60 \text{ kip.in}}$$

Conexiones de momento fuera del plano

Estado límite: plastificación de la pared del cordón

$$Mn = Fy * t^2 \left[\frac{0.5Hb(1 + \beta)}{(1 - \beta)} + \sqrt{\frac{2BBb(1 + \beta)}{(1 - \beta)}} \right]$$

$$Mn = 46 * 0.25^2 \left[\frac{0.5 * 5(1 + 0.55)}{(1 - 0.55)} + \sqrt{\frac{2 * 9 * 5(1 + 0.55)}{(1 - 0.55)}} \right]$$

$$\mathbf{Mni,j1 = 76.18 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia de la pared del cordón

$$Mn = Fy * t(B - t)(Hb + 5t)$$

$$Mn = 46 * 0.25(9 - 0.25)(5 + 5 * 0.25)$$

$$\mathbf{Mni,j2 = 628.90 \text{ kip.in}}$$

Estado límite: fluencia local de las ramas debido a una distribución desigual de cargas

$$Mn = FybZb - 0.5 \left(1 - \frac{beoi}{Bb} \right)^2 Bb^2 tb$$

$$Mn = 46 * 7.61 - 0.5 \left(1 - \frac{1.39}{5} \right)^2 5^2 0.25$$

$$\mathbf{Mni,j3 = 347.51 \text{ kip.in}}$$

$$Mn = \min(Mni,j1; Mni,j2; Mni,j3)$$

$$\mathbf{Mni,j = 76.18 \text{ kip.in}}$$

Calculo de la resistencia de la soldadura :

Para una rama traslapada y con un porcentaje de traslape de 29.57% nos referimos a la tabla K4.1 del manual AISC360-10, formula K4.10:

Cuando $25\% \leq O_v < 50\%$:

$$l_{e,i} = \frac{2O_v}{50} \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin \theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (\text{K4-10})$$

Reemplazando obtenemos

$$Lei = \frac{2 * 29.57}{50} \left[\left(1 - \frac{29.57}{100} \right) \left(\frac{5}{\text{sen}(43.38)} \right) + \frac{29.57}{100} \left(\frac{5}{\text{sen}(90 + 43.38)} \right) \right] + 1.39 + 2.5$$

$$Lei = 12.36 \text{ pulg}$$

$$I_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\sin\theta_j} + 2b_{ej} \quad (K4-13)$$

Reemplazando se obtiene:

$$Lej = \frac{2 * 6}{\text{sen}(90)} + 2 * 3.75$$

$$Lej = 12.77 \text{ pulg}$$

Por lo tanto la longitud total del cordón de soldadura es de 25.14 pulg.

La resistencia de diseño de la soldadura es:

$$Rn \text{ o } Pn = Fnw * Tw * Le$$

$$Rn \text{ o } Pn = 0.6 * Fexx * 0.707 * t * Le$$

$$Rn \text{ o } Pn = 0.6 * 70 * 0.707 * 0.1875 * 25.14$$

$$Rn \text{ o } Pn = 139.95 \text{ kip}$$

$$\phi Rn = 104.96 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño de la soldadura para las ramas cargadas por momentos de flexión viene definida por las siguientes formulas:

$$Mnip = Fnw * Sip$$

$$Mnop = Fnw * Sop$$

Donde:

$$Sip = \frac{Tw}{3} \left(\frac{Hb}{\text{sen}\theta} \right)^2 + Tw * beoi * \left(\frac{Hb}{\text{sen}\theta} \right)$$

$$Sip = \frac{0.707 * 0.1875}{3} \left(\frac{5}{\text{sen}90} \right)^2 + 0.707 * 0.1875 * 3.75 * \left(\frac{5}{\text{sen}90} \right)$$

$$Sip = 2.02 \text{ pulg}^3$$

$$Sop = Tw \left(\frac{Hb}{\sin \theta} \right) Bb + \frac{Tw}{3} Bb^2 - \frac{\left(\frac{Tw}{3} \right) (Bb - beoi)^3}{Bb}$$

$$Sop = 0.707 * 0.1875 \left(\frac{5}{\sin 90} \right) 5 + \frac{0.707 * 0.1875}{3} 5^2 - \frac{\left(\frac{0.707 * 0.1875}{3} \right) (5 - 1.39)^3}{5}$$

$$Sop = 4 \text{ pulg}^3$$

Por lo tanto la resistencia de diseño de la soldadura para momentos en el plano es:

$$Mnip = Fnw * Sip$$

$$Mnip = 0.6 * 70 * 2.02$$

$$Mnip = 85.06 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mnip = 63.79 \text{ kip.in}$$

La resistencia de la soldadura para momentos fuera del plano es:

$$Mnop = Fnw * Sop$$

$$Mnop = 0.6 * 70 * 4$$

$$Mnop = 168.10 \text{ kip.in}$$

$$\phi Mnop = 126.08 \text{ kip.in}$$

4.3.12.2 CONEXIONES EMPERNADAS

4.3.12.2.1 CONEXIONES EN VIGAS TRIANGULARES

Para las conexiones entre perfiles tubulares cuadrados de las celosías espaciales triangulares que usan en el domo se usaron bridas atornilladas en solo dos lados que cumplen con resistir los esfuerzos a tracción del elemento atornillado

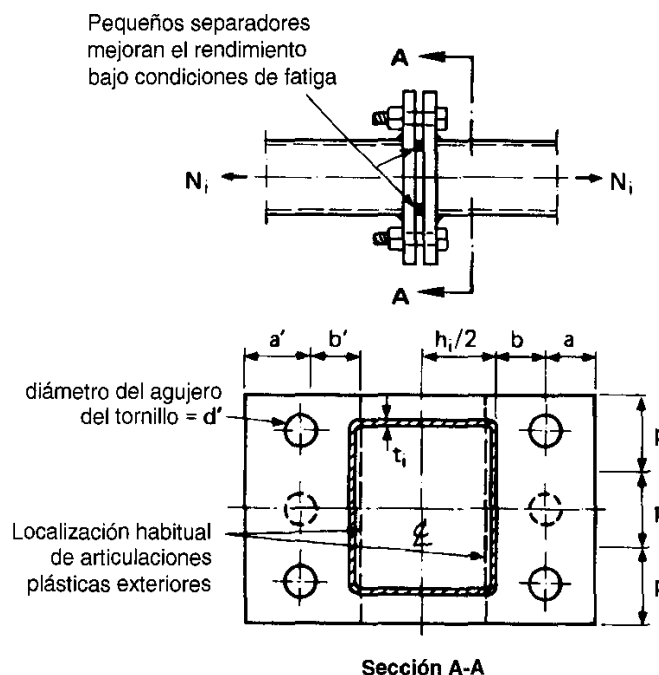


Fig 4. 29 Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares rectangulares RHS bajo cargas predominantemente estáticas. J.A. Parker, J. Wardeneir, Y. Kurobane, D. Dutta, N. Yeomans

Se establecen una serie de parámetros para el diseño de la placa de sujeción así como formulas empíricas obtenidas luego de varias pruebas realizadas.

- Selección de tipo de tornillo, teniendo en cuenta que solo la carga externa aplicada por tornillo deberá ser solamente entre 60 y 80% de la resistencia a tracción del tornillo.
- El número de tornillos se calcula de la relación entre la carga aplicada y la resistencia a tracción del tornillo seleccionado que depende del grado y diámetro del mismo

$$\#de\ tornillos = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

Donde:

Pu: Carga aplicada (Kips)

Tr: Resistencia a la tracción del tornillo (Kips)

- Se calcula la relación *Pf* que es la resistencia a tracción por tornillo.

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

Donde:

Pf: Resistencia a la tracción por tornillo (kip)

Pu: Carga aplicada (kip)

- Se calcula la relación entre el área neta en la línea de tornillos y el área bruta junto a la cara del tubo:

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

Donde:

d: diámetro del agujero del tornillo(in).

P: distancia entre pernos (in).

- Se ajusta la distancia *b* por una *b'*, para reflejar la localización observada de la línea interna de articulación plástica:

$$b' = b - \frac{d}{2} + to$$

Donde:

b: Distancia del centro del agujero al perfil cuadrado (in).

to: Espesor del perfil tubular cuadrado (in).

- Se determina el parámetro *k* :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * fy * p}$$

Donde:

fy: Esfuerzo de fluencia de la placa (ksi)

- Se determina el espesor *tp* de la placa:

$$tmin = \sqrt{\frac{k * Pf}{1 + \delta}}$$

$$tmax = \sqrt{k * Pf}$$

- Se calcula la relación entre el momento flector por unidad de ancho de placa en la línea de tornillos y el momento flector por unidad de ancho de placa en la articulación plástica interna (α).

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * Tr}{tp^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + to)} \right]$$

- Calcular la resistencia de diseño de la unión:

$$No = tp^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

Donde:

n : número de tornillos usados en la unión.

No : Resistencia de diseño de la unión (kip).

Se tiene que cumplir:

$$No > Pu$$

- Comprobar la tracción real del tornillo por el efecto palanca Tf :

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

Donde:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

Se tiene que cumplir:

$$Tf > Pf$$

$$Tf < Tr$$

Consideraciones para el dimensionamiento de la placa de conexión:

Para el pre dimensionamiento de la placa de unión se tienen que tener en cuenta ciertos parámetros constructivos:

1. El diámetro del agujero será igual al diámetro del vástago del tornillo mas:
 - a) 1mm para tornillos de 12 a 14 mm.
 - b) 1 o 2 mm para tornillos de 16 a 24 mm.
 - c) 2 o 3 mm para tornillos de 27 mm o mayores.

2. La distancia al borde desde el centro del agujero al extremo frontal según la dirección de la transmisión de la carga tiene que ser mayor que:

$$e1 > 1.2 * do$$

Donde:

do: Diámetro del agujero (in).

3. La separación entre agujeros (p) debe ser mayor o igual a:

$$p > 2.2 * do$$

CALCULO DE LA RESISTENCIA DE UN TORNILLO

- a) Resistencia a cortante y tracción

Se da cuando un tornillo esta solicitado en la dirección normal de su eje por un esfuerzo cortante F_v , y este no puede ser mayor que los siguientes valores:

- La resistencia al cortante del tornillo (F_{vb}).
- La resistencia al aplastamiento de la pieza en la zona contigua al tornillo (F_{bp}).

- Calculo de la resistencia la cortante del tornillo(F_{vb})

Para tornillos de grado 4.6, 5.6, 8.8:

$$F_{vb} = \frac{0.6 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

Para tornillos de grado 4.8, 5.8, 6.8, 10.9:

$$Fvb = \frac{0.5 * fub * As}{\gamma mb}$$

Donde:

As: Área resistente a la tracción del tornillo (pulg²).

fub: Tensión última de tracción del tornillo (kip).

Ymb: Coeficiente parcial de seguridad (1.25).

- Cálculo de la resistencia de aplastamiento (Fbp)

La resistencia al aplastamiento de la pieza en la zona contigua al tornillo viene dado por la siguiente fórmula:

$$Fbp = \frac{2.5 * \alpha * fub * d * t}{\gamma mb}$$

Siendo α el menor valor de:

$$\min = \left(\frac{e1}{3 * do} \right); \frac{p1}{3 * do} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1$$

Donde:

d: Diámetro del tornillo (pulg).

t: Espesor de la placa (pulg).

e1: Distancia al extremo fontral (pulg).

do: Diámetro del agujero (pulg).

P1: Separación entre tornillos (pulg).

As: área resistente a la tracción (pulg²).

A: Área de la sección transversal (pulg²).

- Cálculo de la resistencia a la tracción:

Cuando un tornillo esta solicitado en dirección de su eje por un esfuerzo Ft(Pu), el mismo no puede ser mayor que el menor d los siguientes valores:

- La resistencia a tracción del tornillo (Ftb).

$$Ftb = \frac{0.9 * fub * As}{\gamma mb}$$

- La resistencia al punzonamiento de la placa bajo la tuerca o cabeza del tornillo (B_p)

$$B_b = \frac{0.6 * \pi * d_m * t * f_u}{\gamma_{mb}}$$

Donde:

f_u : Resistencia a tracción del acero de la placa (kip)

d_m : Diámetro menor entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo (pulg).

t : Espesor de la placa bajo la cabeza del tornillo o bajo la tuerca.(pulg).

Si se cumple la siguiente relación, no es necesario comprobar el punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

- Resistencia a Cortante + Tracción:

Los pernos solicitados a ambas acciones deberán cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

Donde:

P_v : Esfuerzo cortante que actúa sobre el tornillo (kip).

F_{vb} : Resistencia a cortante del tornillo (kip).

P_u : Esfuerzo axial que actúa sobre el tornillo (kip).

F_{tb} : Resistencia a tracción del tornillo (kip).

4.3.12.2.1.1 Conexión con Bridas en Celosía S1-T1

Las celosías ubicadas en el sector (S1) Tipo 1 (T1), a una altura de 28.29 m. entre los ejes “N” y “O”, tienen una longitud de 10 m. y están conformadas por perfiles HSS 5X5X3/8 para los cordones y HSS 4X4X1/4 para las diagonales internas y arriostres de la misma.

Las uniones de las celosías ubicadas en este sector serán por medio de bridas cuadradas con pernos en los extremos de los cordones de la celosía, de las cuales un primer tramo estará soldado directamente a los cordones de los arcos centrales, seguido por las bridas cuyo diseño se detalla a continuación las cuales van empernadas al resto de la celosía triangular.

Este tipo de unión entre celosías y arcos se usara para toda la estructura, dependiendo el diseño de las placas de unión (bridas) de los esfuerzos internos a los que están sometidos los cordones de las celosías.

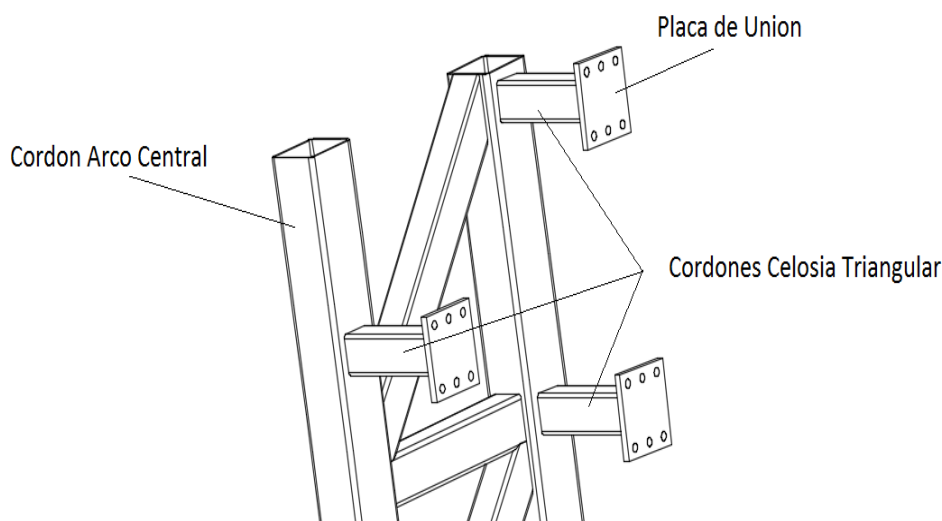


Fig 4. 30 Detalle de unión de las celosías con los cordones de los arcos centrales

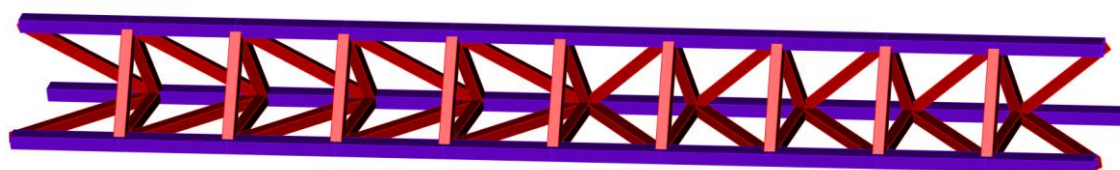


Fig 4. 31 Detalle Celosía S1-T1

Teniendo en cuenta lo dispuesto anteriormente se propone una disposición tentativa del detalle de la placa de unión (todas las longitudes en mm.).

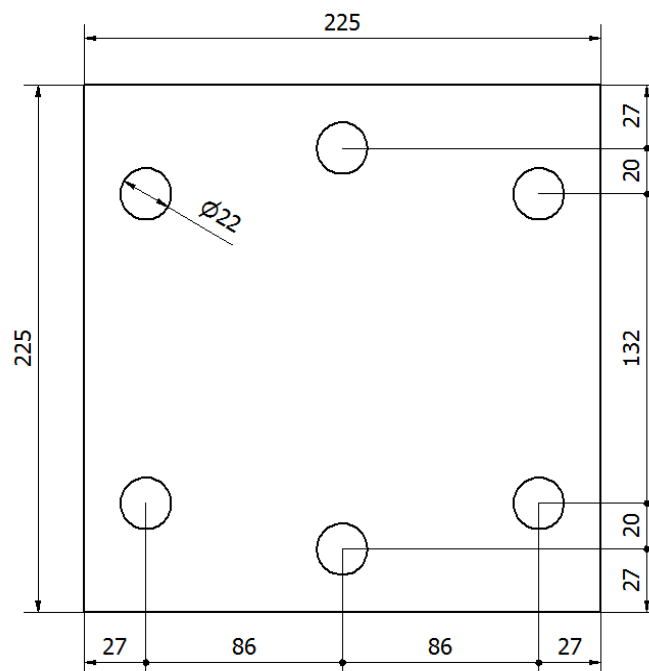


Fig 4.32 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS5X5X3/8 tiene una carga axial de (Tabla 4.27):

$$Pu = 105.18 \text{ kip}$$

Usaremos tornillos ASTM A325 de 3/4 pulgada de diámetro, de la tabla 7-2 del manual AISC se obtiene su resistencia la tracción:

$$Tr = 29.8 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\#de \text{ tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\#de \text{ tornillos} = \frac{105.18}{29.8 * 0.8}$$

$$\#de \text{ tornillos} = 4.41 \approx 6$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$Pf = \frac{105.18}{6}$$

$$Pf = 17.53 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{22}{66}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 22 - \frac{22}{2} + 9.525$$

$$b' = 20.53 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 20.53}{0.9 * 0.058 * 66}$$

$$k = 23.83$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * Pf}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * Pf}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{29.13 * 17.53}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{29.13 * 17.53}{1 + 0.59}}$$

$$t_{max} = 21 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 16 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 20 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * Tr}{tp^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + to)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{23.83 * 29.8}{20^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{27 + \frac{22}{2}}{0.67 * (27 + 22 + 9.525)} \right]$$

$$\alpha = 1.16$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$No = tp^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$No = 20^2 * (1 + 0.67 * 1.16) * \frac{6}{23.83}$$

$$No = 178.98 \text{ kip} > 105.18 \text{ kip (ok)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 22 * 1.25 + \frac{22}{2}$$

$$a' = 38.5 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{23.83 * 17.53}{20^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.40$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 17.53 * \left[1 + \left(\frac{20.53}{38.5} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.40}{1 + 0.67 * 0.40} \right) \right]$$

$$Tf = 19.50 \text{ kip} > 17.53 \text{ kip}$$

$$Tf = 19.50 \text{ kip} < 29.8 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 5X5X3/8 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 6 tornillos ASTM A325 de 3/4 pulg. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{\gamma mb}$$

Donde los datos son:

$fub = 120 \text{ ksi.}$

$As = 0.44 \text{ pulg}^2$

$\gamma mb = 1.25$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.44 * 6}{1.25}$$

$$Fvb = 152.06 \text{ kip} > 6 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$Ftb = \frac{0.9 * fub * As}{\gamma mb}$$

$$Ftb = \frac{0.9 * 120 * 0.44 * 6}{1.25}$$

$$Ftb = 228.1 \text{ kip} > 214.82 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{6}{152.06} + \frac{214.82}{1.4 * 228.1} < 1$$

$$0.71 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_u * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e_1}{3 * d_o} \right); \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.5; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.5$$

Por lo tanto:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * 0.5 * 58 * 0.75 * 0.71}{1.25}$$

$$F_{bp} = 66.96 \text{ kip} > 6 \text{ kip (ok)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

$$t_{min} \geq \frac{0.75 * 120}{6 * 58}$$

$$t_{min} \geq 0.27 \text{ pulg} < 0.78 \text{ pulg (ok)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es:

$$\phi R_n = F_{nw} * A_{we}$$

Dónde:

F_{nw} : tensión nominal del metal de soldadura.

$$F_{nw} = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

F_{exx} : Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

A_{we} : área efectiva de la soldadura.

ϕ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$F_{nw} = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_{nw} = 0.6 * 70 (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_{nw} = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada sería tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 5$$

$$l = 20 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$R_{dw} \geq \frac{P_u}{l}$$

$$R_{dw} \geq \frac{105.18}{20}$$

$$R_{dw} \geq 5.26 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al R_{dw} de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 5/16 (8 mm.) con un $R_{dw}=6.96$ kip/pulg., por lo tanto.

$$P_{ud} \geq 6.96 * 20$$

$$P_{ud} \geq 139.2 \text{ kip} > 105.18 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 5/16 con en una longitud de 20 pulgadas.

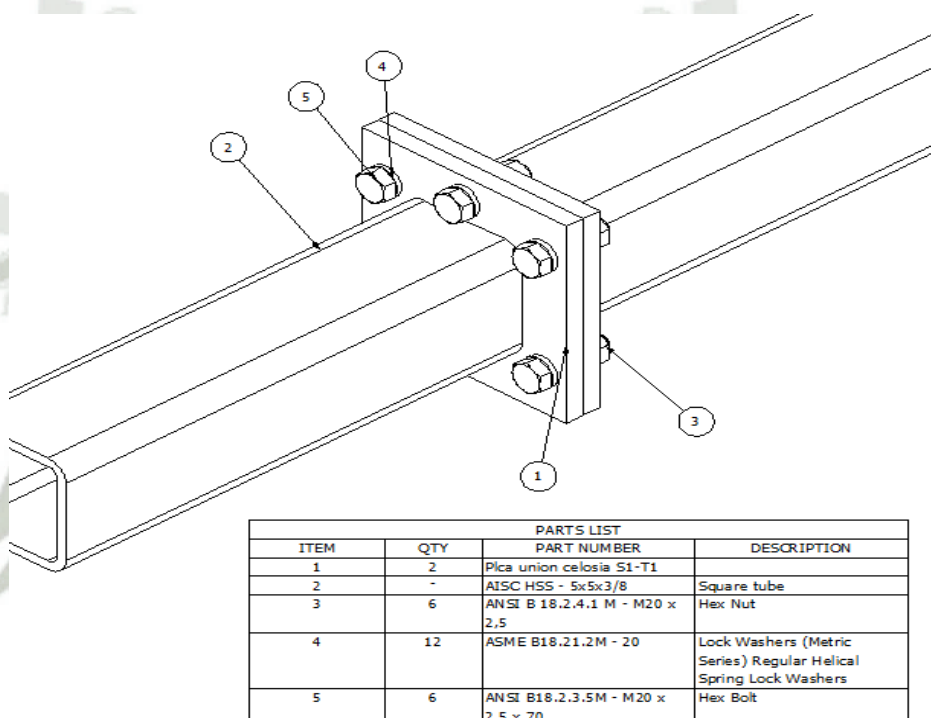


Fig 4. 33 Ensamble de unión típica de perfiles HSS 5X5X3/8 en celosía triangular

En resumen para la unión entre perfiles HSS 5X5X3/8 se utilizara una placa de 20 mm. de espesor junto con 6 pernos ASTM A325 de 3/4 pulg.

4.3.12.2.1.2 Conexión con Bridas en Celosía S1-T2



Fig 4. 34 puntos de unión entre la celosía triangular HSS 3X3X3/16

Teniendo en cuenta lo dispuesto anteriormente se propone una disposición tentativa del detalle de la placa de unión (todas las longitudes en pulg.).

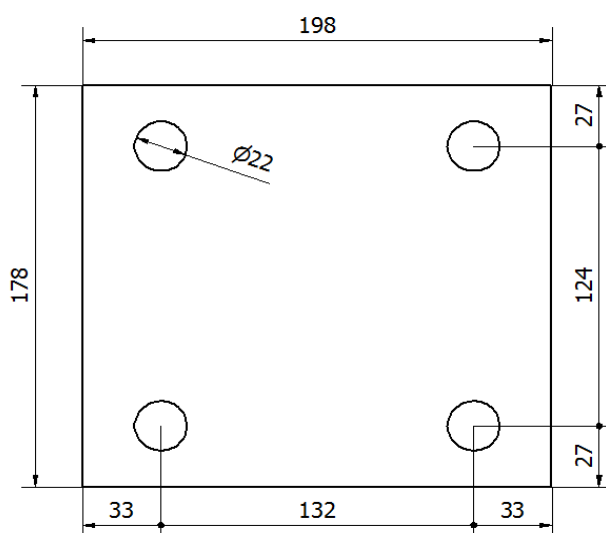


Fig 4. 35 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS4X4X3/8 tiene una carga axial de (Tabla 4.28):

$$Pu = 55.43 \text{ kip}$$

Usando pernos ASTM A325 de $\frac{3}{4}$ de pulgadas y de la tabla 7-2 del manual AISC se obtiene su resistencia a la tracción:

$$Tr = 29.8 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\#de\ tornillos = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\#de\ tornillos = \frac{74.42}{29.8 * 0.8}$$

$$\#de\ tornillos = 3.12 \approx 4$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# de\ tornillos}$$

$$Pf = \frac{74.42}{4}$$

$$Pf = 18.60\ kip/tornillo$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{22}{66}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 22 - \frac{22}{2} + 4.7625$$

$$b' = 15.76\ mm.$$

- Hallamos la relación k:

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 15.76}{0.9 * 0.058 * 66}$$

$$k = 18.301$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * Pf}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * Pf}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{18.301 * 18.60}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{18.301 * 18.6}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 19 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 14 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$tp = 16 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * Tr}{tp^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + to)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{18.301 * 29.8}{16^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{1 + \frac{22}{2}}{0.67 * (27 + 22 + 4.7625)} \right]$$

$$\alpha = 0.72$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$No = tp^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$No = 16^2 * (1 + 0.67 * 0.72) * \frac{4}{18.301}$$

$$No = 105.1 \text{ kip} > 74.42 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 22 * 1.25 + \frac{22}{2}$$

$$a' = 38.50 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{18.301 * 18.6}{16^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.08$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 18.6 * \left[1 + \left(\frac{15.76}{38.50} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.08}{1 + 0.67 * 0.08} \right) \right]$$

$$Tf = 18.97 \text{ kip} > 18.6 \text{ kip}$$

$$Tf = 18.97 \text{ kip} < 29.8 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 3X3X3/16 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 4 pernos ASTM A325 de 3/4 pulg. de diámetro. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{Ymb}$$

Donde los datos son:

$fub = 120 \text{ ksi}$.

$As = 0.44 \text{ pulg}^2$

$Ymb = 1.25$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.442 * 4}{1.25}$$

$$Fvb = 101.376 \text{ kip} > 50 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$F_{tb} = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tb} = \frac{0.9 * 120 * 0.442 * 4}{1.25}$$

$$F_{tb} = 152.06 \text{ kip} > 100 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{50}{101.376} + \frac{100}{1.4 * 152.06} < 1$$

$$0.96 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e_1}{3 * d_o} \right); \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.5; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.5$$

Por lo tanto:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * 0.5 * 58 * 0.75 * 0.71}{1.25}$$

$$F_{bp} = 66.96 \text{ kip} > 50 \text{ kip (OK)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

$$t_{min} \geq \frac{0.75 * 90}{6 * 58}$$

$$t_{min} \geq 0.27 \text{ pulg} < 0.71 \text{ pulg} \text{ (OK)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es:

$$\phi R_n = F_{nw} * A_{we}$$

Dónde:

F_{nw} : tensión nominal del metal de soldadura.

$$F_{nw} = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

F_{exx} : Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

A_{we} : área efectiva de la soldadura.

ϕ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$F_{nw} = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_{nw} = 0.670 (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_{nw} = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada seria tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 3 * 4$$

$$l = 12 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$Rdw \geq \frac{Pu}{l}$$

$$Rdw \geq \frac{74.42}{12}$$

$$Rdw \geq 6.20 \text{ kip/pulg.}$$

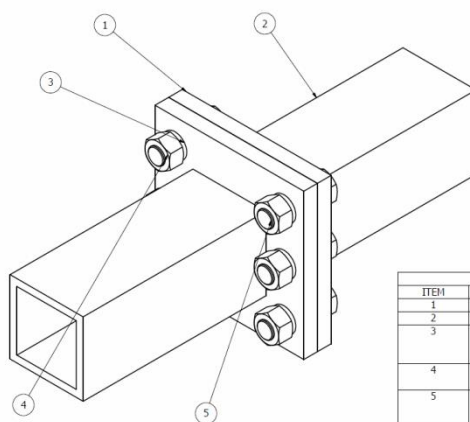
Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al Rdw de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 5/16 (8 mm.) con un Rdw=6.96 kip/pulg., por lo tanto.

$$Pud \geq 6.96 * 12$$

$$Pud \geq 83.52 \text{ kip} > 74.42 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 5/16 con en una longitud de 12 pulgadas.



PARTS LIST			
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION
1	2	PLC/4	
2	2	HSS4X3/8	
3	12	NF E 25-515 - W22	Single coil spring washers - Standard serie - Symbol W
4	6	ISO 4032 - M22	Hexagon nuts, style 1; Product grades A and B
5	6	ISO 8676 - M22 x 1,5 x 70 - A	Hexagon head screws with metric fine pitch thread

Fig 4. 36 Unión típica entre perfiles HSS 3x3x3/16 en una celosía triangular

En resumen para la unión entre perfiles HSS 3X3X3/16 se utilizara un placa de 18 mm. de espesor junto con 4 Pernos ASTM A325 de ¾ pulg.

4.3.12.2.1.3 Conexión con Bridas en Celosía S1-T3

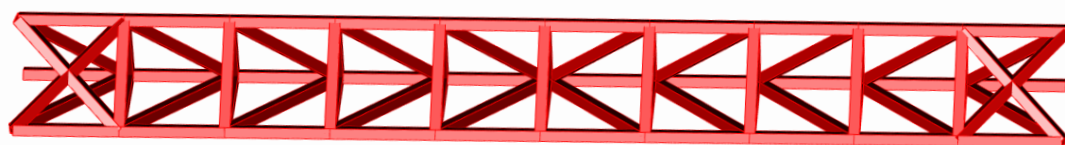


Fig 4. 37 Puntos de unión entre celosía triangular HSS 4X4X1/4

Teniendo en cuenta lo dispuesto anteriormente se propone una disposición tentativa del detalle de la placa de unión (todas las longitudes en mm.).

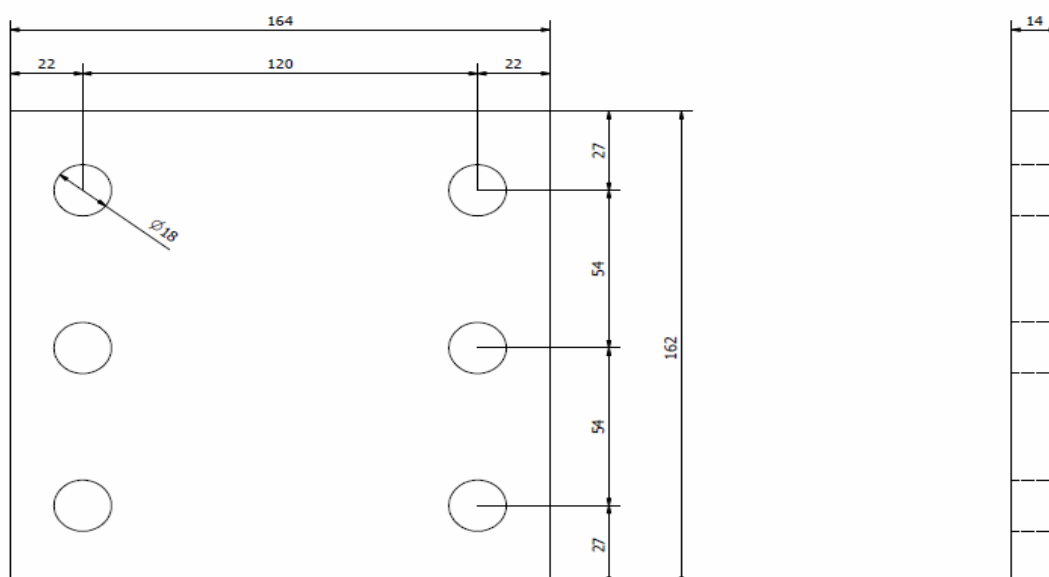


Fig 4. 38 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS4X4X1/4 tiene una carga axial de:

$$Pu = 51.11 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 5/8, con una resistencia la tracción de:

$$Tr = 20.7 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\#de\ tornillos = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\#de\ tornillos = \frac{51.11}{20.7 * 0.8}$$

$$\#de\ tornillos = 3.08 \approx 4$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\#de\ tornillos}$$

$$Pf = \frac{51.11}{4}$$

$$Pf = 12.78\ kip/tornillo$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{18}{54}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 20 - \frac{18}{2} + 6.35$$

$$b' = 17.35\ mm.$$

- Hallamos la relación k:

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * fy * p}$$

$$k = \frac{4 * 17.35}{0.9 * 0.058 * 54}$$

$$k = 24.62$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * Pf}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * Pf}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{24.62 * 12.78}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{24.62 * 12.78}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 18 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 14 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$tp = 16 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * Tr}{tp^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + to)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{24.62 * 20.7}{16^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{22 + \frac{16}{2}}{0.67 * (22 + 20 + 6.35)} \right]$$

$$\alpha = 0.95$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$No = tp^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$No = 16^2 * (1 + 0.67 * 0.95) * \frac{4}{24.62}$$

$$No = 68.01 \text{ kip} > 51.11 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 20 * 1.25 + \frac{18}{2}$$

$$a' = 34 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{24.62 * 12.78}{16^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.34$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 12.78 * \left[1 + \left(\frac{17.35}{34} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.34}{1 + 0.67 * 0.34} \right) \right]$$

$$Tf = 13.99 \text{ kip} > 12.78 \text{ kip}$$

$$Tf = 13.99 \text{ kip} < 20.7 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 4X4X1/4 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 4 tornillos ASTM A325 de 5/8 (16 mm). Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{\gamma mb}$$

Donde los datos son:

$fub = 120 \text{ ksi.}$

$As = 0.31 \text{ pulg}^2$

$\gamma mb = 1.25$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.31 * 4}{1.25}$$

$$Fvb = 70.71 \text{ kip} > 4.35 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$Ftb = \frac{0.9 * fub * As}{\gamma mb}$$

$$F_{tb} = \frac{0.9 * 120 * 0.31 * 4}{1.25}$$

$$F_{tb} = 106.6 \text{ kip} > 55.3 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{4.35}{70.71} + \frac{55.3}{1.4 * 106.6} < 1$$

$$0.43 < 1 \text{ (OK)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e_1}{3 * d_o} \right); \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.5; 0.76; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.5$$

Por lo tanto:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * 0.5 * 58 * 0.625 * 0.63}{1.25}$$

$$F_{bp} = 47.61 \text{ kip} > 4.35 \text{ kip (OK)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

$$t_{min} \geq \frac{0.625 * 90}{6 * 58}$$

$$t_{min} \geq 0.22 \text{ pulg} < 0.625 \text{ pulg} (OK)$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\phi R_n = F_n w * A_w e$$

Dónde:

$F_n w$: tensión nominal del metal de soldadura.

$$F_n w = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

F_{exx} : Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

$A_w e$: área efectiva de la soldadura.

ϕ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$F_n w = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_n w = 0.670 (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_n w = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada sería tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 4$$

$$l = 16 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$R_{dw} \geq \frac{P_u}{l}$$

$$R_{dw} \geq \frac{51.11}{16}$$

$$R_{dw} \geq 3.19 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al R_{dw} de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 3/16 (5 mm.) con un $R_{dw}=4.18$ kip/pulg., por lo tanto.

$$P_{ud} \geq 4.18 * 16$$

$$P_{ud} \geq 66.88 \text{ kip} > 51.11 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 3/16 con en una longitud de 16 pulgadas.

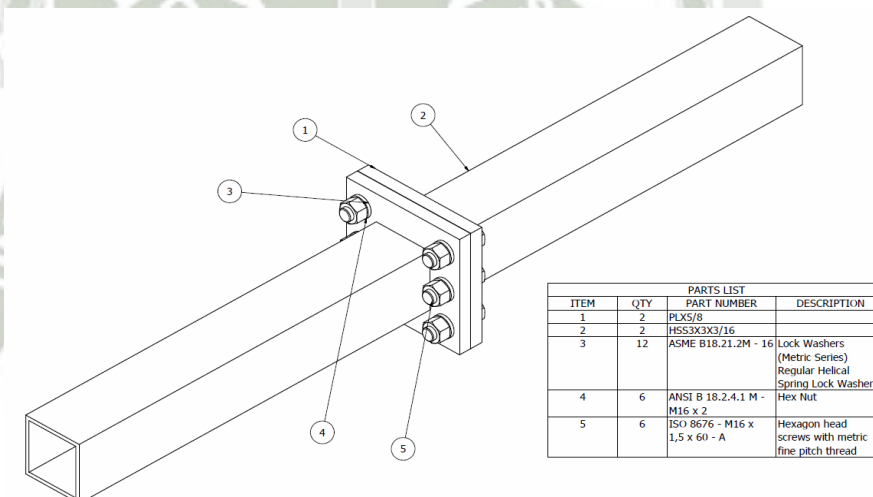


Fig 4. 39 Unión típica entre perfiles HSS 3x3x3/16 de la celosía triangular

En resumen para la unión entre perfiles HSS 4X4X1/4 se utilizara una placa de 18 mm. de espesor junto con 4 Pernos ASTM A325 de 5/8.

4.3.12.2.1.4 Conexión con Bridas en Celosía S1-T4

La conexión con bridas para las celosías de este sector se harán de forma idéntica a las celosías del sector S1-T3, esto es, usando una placa de 16 mm. de espesor, 4 pernos ASTM A325 de 5/8, además la unión de la placa con el perfil HSS 3X3X1/4 se hará mediante una soldadura de filete de 3/16 con una longitud de 16 pulg.

4.3.12.2.1.5 Conexión con Bridas en Celosía S2-T1



Fig 4. 40 Puntos de unión en la celosía triangular HSS 5X5X3/8

Teniendo en cuenta lo dispuesto anteriormente se propone una disposición tentativa del detalle de la placa de unión (todas las longitudes en pulg.).

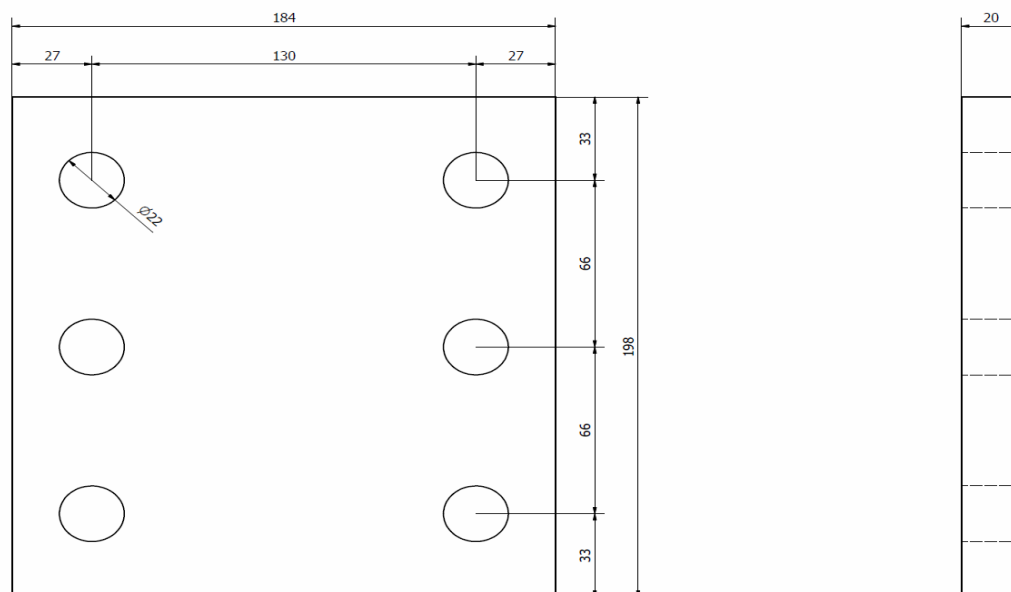


Fig 4. 41 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS5X5X3/8 tiene una carga axial de:

$$P_u = 123.21 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 con un diámetro de $\frac{3}{4}$ y una resistencia la tracción de:

$$T_r = 29.8 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{P_u}{T_r * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{123.21}{29.8 * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = 5.16 \approx 6$$

- Hallamos P_f :

$$P_f = \frac{P_u}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$P_f = \frac{123.21}{6}$$

$$P_f = 20.53 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{22}{66}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 22 - \frac{22}{2} + 9.525$$

$$b' = 20.53 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 20.53}{0.9 * 0.058 * 66}$$

$$k = 23.83$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * P f}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * P f}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{23.83 * 20.53}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{223.83 * 20.53}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 22 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 17 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 18 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * T r}{t_p^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + t_o)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{23.83 * 29.8}{18^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{27 + \frac{20}{2}}{0.675 * (27 + 22 + 9.525)} \right]$$

$$\alpha = 1.16$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$N_o = t_p^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$N_o = 18^2 * (1 + 0.67 * 1.16) * \frac{6}{23.83}$$

$$N_o = 144.70 \text{ kip} > 123.21 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 22 * 1.25 + \frac{20}{2}$$

$$a' = 38.50 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{23.83 * 20.53}{18^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.77$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 20.53 * \left[1 + \left(\frac{20.53}{38.50} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.77}{1 + 0.67 * 0.77} \right) \right]$$

$$Tf = 24.23 \text{ kip} > 20.53 \text{ kip}$$

$$Tf = 24. \text{kip} < 29.8 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 5X5X3/8 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 6 tornillos ASTM A325 de 3/4 (20 mm). Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{\gamma mb}$$

Donde los datos son:

$$\begin{aligned}fub &= 120 \text{ ksi.} \\As &= 0.44 \text{ pulg}^2 \\Ymb &= 1.25\end{aligned}$$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.44 * 6}{1.25}$$

$$Fvb = 152.67 \text{ kip} > 48.039 \text{ kip (OK)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$Ftb = \frac{0.9 * fub * As}{Ymb}$$

$$Ftb = \frac{0.9 * 120 * 0.442 * 6}{1.25}$$

$$Ftb = 229.0 \text{ kip} > 111.88 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{Pv}{Fvb} + \frac{Pu}{1.4 * Ftb} < 1$$

$$\frac{48.039}{152.67} + \frac{111.88}{1.4 * 229} < 1$$

$$0.20 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$Fbp = \frac{2.5 * \alpha * fub * d * t}{Ymb}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e1}{3 * do} \right); \frac{p1}{3 * do} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.5; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.5$$

Por lo tanto:

$$Fbp = \frac{2.5 * 0.5 * 58 * 0.75 * 0.71}{1.25}$$

$$Fbp = 66.96 \text{ kip} > 48.039 \text{ kip (ok)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$tmin \geq \frac{d * fub}{6 * fu}$$

$$tmin \geq \frac{0.75 * 120}{6 * 58}$$

$$tmin \geq 0.27 \text{ pulg} < 0.71 \text{ pulg (OK)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\Phi Rn = Fnw * Awe$$

Dónde:

Fnw: tensión nominal del metal de soldadura.

$$Fnw = 0.6Fexx(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(\theta))$$

Fexx: Resistencia de clasificación del metal de relleno.

Θ: Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

Awe: área efectiva de la soldadura.

Φ: 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$Fnw = 0.6Fexx(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$Fnw = 0.670(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(90))$$

$$Fnw = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada sería tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 3$$

$$l = 12 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$Rdw \geq \frac{Pu}{l}$$

$$Rdw \geq \frac{123.23}{20}$$

$$Rdw \geq 6.16 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al Rdw de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 5/16 (8 mm.) con un Rdw=6.96 kip/pulg., por lo tanto.

$$Pud \geq 6.96 * 20$$

$$Pud \geq 139.2 \text{ kip} > 123.21 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 5/16 con en una longitud de 20 pulgadas.

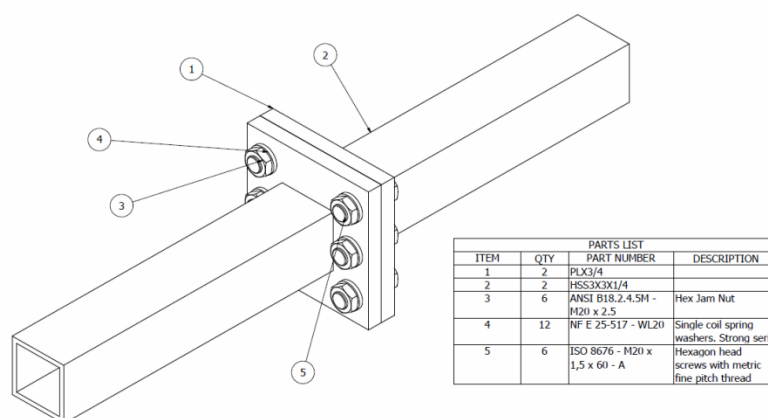


Fig 4. 42 Unión típica entre perfiles HSS 5X5X3/8 de una celosía triangular

En resumen para la unión entre perfiles HSS 5X5X3/8 se utilizara una placa de 18mm. de espesor junto con 6 Pernos ASTM A325 de $\frac{3}{4}$.

4.3.12.2.1.6 Conexión con Bridas en Celosía S2-T2



Fig 4. 43 Puntos de unión en la celosía triangular HSS 4X4X3/8

Teniendo en cuenta lo dispuesto anteriormente se propone una disposición tentativa del detalle de la placa de unión (todas las longitudes en pulg.).

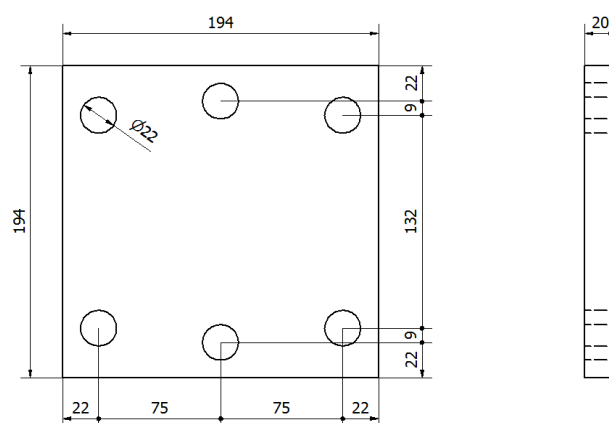


Fig 4. 44 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS2X2X1/4 tiene una carga axial de:

$$Pu = 142.98 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 3/8 pulgadas de diámetro con una resistencia a la tracción de:

$$Tr = 29.8 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{142.98}{29.8 * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = 5.99 \approx 6$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$Pf = \frac{142.98}{6}$$

$$Pf = 23.83 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{22}{66}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 24 - \frac{22}{2} + 9.525$$

$$b' = 22.53 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k:

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 22.53}{0.9 * 0.058 * 66}$$

$$k = 26.15$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * P f} \quad t_{min} = \sqrt{\frac{k * P f}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{26.15 * 23.83} \quad t_{min} = \sqrt{\frac{26.15 * 23.83}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 25 \text{ mm.} \quad t_{min} = 19 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 20 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * Tr}{t_p^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + t_o)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{26.15 * 29.8}{20^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{27 + \frac{20}{2}}{0.67 * (27 + 24 + 9.525)} \right]$$

$$\alpha = 0.89$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$N_o = t_p^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$N_o = 20^2 * (1 + 0.67 * 0.89) * \frac{6}{26.15}$$

$$N_o = 146.41 \text{ kip} > 142.98 \text{ kip (ok)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 24 * 1.25 + \frac{20}{2}$$

$$a' = 41 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{26.15 * 23.83}{20^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.84$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 23.83 * \left[1 + \left(\frac{22.53}{41} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.84}{1 + 0.67 * 0.84} \right) \right]$$

$$Tf = 28.52 \text{ kip} > 23.83 \text{ kip}$$

$$Tf = 28.52 \text{ kip} < 29.8 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 4X4X3/8 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

- Resistencia al corte

Se utilizaron 4 tornillos ASTM A325 de 3/4. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{\gamma mb}$$

Donde los datos son:

$$fub = 120 \text{ ksi.}$$

$$A_s = 0.44 \text{ pulg}^2$$

$$Y_{mb} = 1.25$$

$$F_{vb} = \frac{0.6 * 120 * 0.44 * 6}{1.25}$$

$$F_{vb} = 152.66 \text{ kip} > 0.96 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$F_{tb} = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{Y_{mb}}$$

$$F_{tb} = \frac{0.9 * 120 * 0.44 * 6}{1.25}$$

$$F_{tb} = 229 \text{ kip} > 49.914 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{0.96}{152.66} + \frac{49.914}{1.4 * 229} < 1$$

$$0.2 < 1 \text{ (OK)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{Y_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e_1}{3 * d_o} \right); \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.5; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.5$$

Por lo tanto:

$$Fbp = \frac{2.5 * 0.5 * 58 * 0.75 * 0.79}{1.25}$$

$$Fbp = 74.40 \text{ kip} > 0.96 \text{ kip (OK)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$tmin \geq \frac{d * fub}{6 * fu}$$

$$tmin \geq \frac{0.625 * 120}{6 * 58}$$

$$tmin \geq 0.27 \text{ pulg} < 0.79 \text{ pulg (OK)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\Phi Rn = Fnw * Awe$$

Dónde:

Fnw : tensión nominal del metal de soldadura.

$$Fnw = 0.6Fexx(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$Fexx$: Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

Awe : área efectiva de la soldadura.

Φ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$Fnw = 0.6Fexx(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$Fnw = 0.670(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(90))$$

$$Fnw = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada sería tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 4$$

$$l = 16 \text{ Pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$Rdw \geq \frac{Pu}{l}$$

$$Rdw \geq \frac{142.98}{16}$$

$$Rdw \geq 8.93 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al Rdw de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 7/16 (11 mm.) con un Rdw=9.74 kip/pulg., por lo tanto.

$$Pud \geq 9.74 * 16$$

$$Pud \geq 155.84 \text{ kip} > 142.98 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 7/16 con en una longitud de 16 pulgadas.

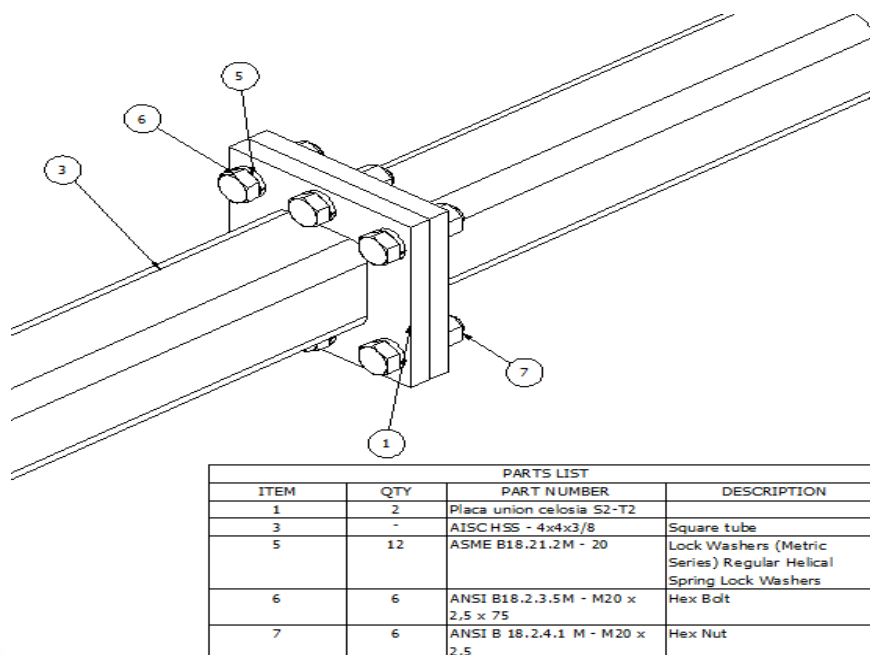


Fig 4. 45 Unión típica entre perfiles HSS 4X4X3/8 de celosías triangulares S2-T2

En resumen para la unión entre perfiles HSS 4X4X3/8 se utilizara una placa de 20 mm. de espesor junto con 6 Pernos ASTM A325 de $\frac{3}{4}$.

4.3.12.2.1.7 Conexión con Bridas en Celosía S2-T3



Fig 4. 46 Puntos de unión en la celosía triangular HSS 4X4X1/4

Teniendo en cuenta lo dispuesto anteriormente se propone una disposición tentativa del detalle de la placa de unión (todas las longitudes en pulg.).

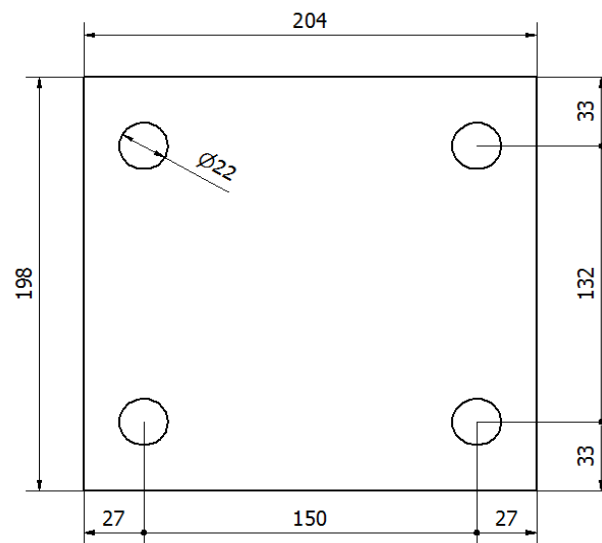


Fig 4. 47 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS4X4X1/4 tiene una carga axial de:

$$Pu = 76.54 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 3/4 con una resistencia a la tracción de:

$$Tr = 29.8 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{76.54}{29.8 * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = 3.21 \approx 4$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$Pf = \frac{76.54}{4}$$

$$Pf = 19.14 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{22}{66}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 22 - \frac{22}{2} + 6.35$$

$$b' = 17.35 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 17.35}{0.9 * 0.058 * 66}$$

$$k = 20.14$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * P_f}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * P_f}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{20.14 * 19.14}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{20.14 * 19.14}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 19.63 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 15.21 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 16 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * T_r}{t_p^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + t_o)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{20.14 * 29.8}{16^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{27 + \frac{22}{2}}{0.67 * (27 + 22 + 6.35)} \right]$$

$$\alpha = 0.88$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$No = tp^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$No = 16^2 * (1 + 0.67 * 0.88) * \frac{4}{20.14}$$

$$No = 102.0 \text{ kip} > 76.54 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 22 * 1.25 + \frac{22}{2}$$

$$a' = 38.50 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{20.14 * 19.14}{18^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.28$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 19.14 * \left[1 + \left(\frac{17.35}{38.5} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.28}{1 + 0.67 * 0.28} \right) \right]$$

$$Tf = 20.51 \text{ kip} > 19.14 \text{ kip}$$

$$Tf = 20.51 \text{ kip} < 29.8 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 4X4X1/4 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

- Resistencia al corte

Se utilizaron 4 tornillos ASTM A325 de 3/4. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$F_{vb} = \frac{0.6 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

Donde los datos son:

$f_{ub} = 120 \text{ ksi.}$

$A_s = 0.44 \text{ pulg}^2$

$\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{vb} = \frac{0.6 * 120 * 0.44 * 4}{1.25}$$

$$F_{vb} = 101.78 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$F_{tb} = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tb} = \frac{0.9 * 120 * 0.44 * 4}{1.25}$$

$$F_{tb} = 152.67 > 221.22 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{6.831}{203.47} + \frac{221.22}{1.4 * 305.208} < 1$$

$$0.55 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e1}{3 * do} \right); \frac{p1}{3 * do} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.41; 0.75; 1.55; 1]$$

$$\alpha = 0.41$$

Por lo tanto:

$$Fbp = \frac{2.5 * 0.41 * 58 * 1 * 1.1}{1.25}$$

$$Fbp = 61.95 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$tmin \geq \frac{d * fub}{6 * fu}$$

$$tmin \geq \frac{1 * 90}{6 * 58}$$

$$tmin \geq 0.26 \text{ pulg} < 1 \text{ pulg (ok)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\Phi Rn = Fnw * Awe$$

Dónde:

Fnw : tensión nominal del metal de soldadura.

$$Fnw = 0.6 Fexx (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$Fexx$: Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

Awe : área efectiva de la soldadura.

Φ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$Fnw = 0.6 Fexx (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_{nw} = 0.670(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_{nw} = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada sería tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 4$$

$$l = 16 \text{ pulg.}$$

Finalmente, el tamaño del cordón de la soldadura de filete queda definido por la siguiente ecuación:

$$w \geq \frac{P_u}{\phi F_{nw}(0.707)l}$$

$$w \geq \frac{221.22}{0.75 * 63(0.707)16}$$

$$w \geq 0.41 \text{ pulg.}$$

Según la tabla J2.4 del manual el tamaño mínimo de la soldadura de filete para un espesor de 0.25 pulgadas de pared es de 3/16, siendo este menor que el hallado.

Por lo tanto se usará una soldadura de filete de 1/2 con en una longitud de 16 pulgadas.

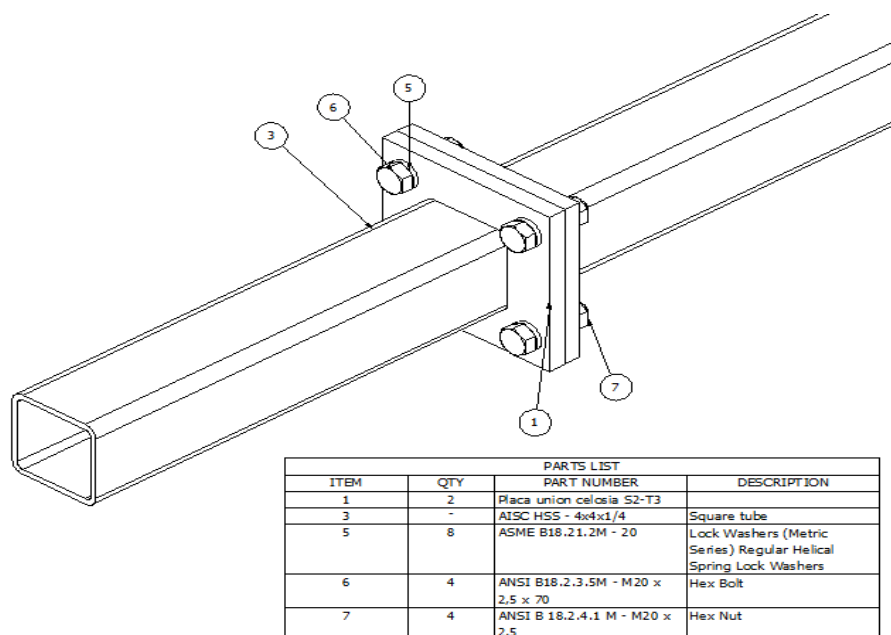


Fig 4. 48 Unión típica de perfiles HSS 4X4X1/4 en celosías triangulares

En resumen para la unión entre perfiles HSS 4X4X1/4 se utilizara un placa de 1 pulgada de espesor junto con 6 Pernos ASTM A325 de 1 pulgada de diámetro.

4.3.12.2.1.8 Conexión con Bridas en Celosía S2-T4



Fig 4. 49 Unión entre cordones de arcos centrales

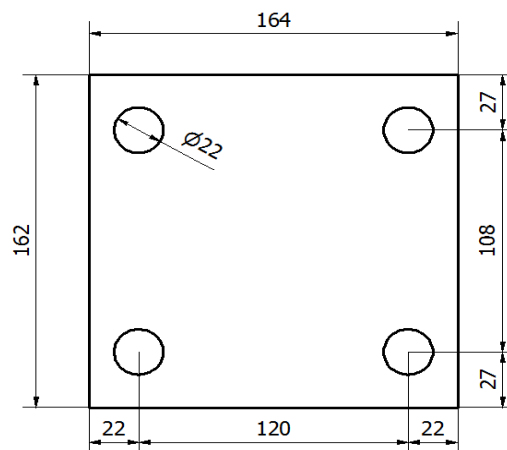


Fig 4. 50 Detalle placa de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS3X3X1/4 tiene una carga axial de:

$$Pu = 48.18 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 5/8 con una resistencia a la tracción de:

$$Tr = 20.7 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{48.18}{20.7 * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = 2.9 \approx 4$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$Pf = \frac{148.18}{4}$$

$$Pf = 12.04 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{18}{54}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 22 - \frac{18}{2} + 6.35$$

$$b' = 19.35 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 19.35}{0.9 * 0.058 * 54}$$

$$k = 27.45$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * P_f}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * P_f}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{27.45 * 12.04}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{27.45 * 12.04}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 19 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 14 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 16 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * T_r}{t_p^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + t_o)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{27.45 * 20.7}{16^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{22 + \frac{18}{2}}{0.67 * (22 + 22 + 6.35)} \right]$$

$$\alpha = 0.70$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$No = tp^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$No = 16^2 * (1 + 0.67 * 0.70) * \frac{4}{27.45}$$

$$No = 69.12 \text{ kip} > 48.18 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 22 * 1.25 + \frac{18}{2}$$

$$a' = 36.50 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{27.45 * 12.04}{18^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.03$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 12.04 * \left[1 + \left(\frac{19.35}{36.5} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.03}{1 + 0.67 * 0.03} \right) \right]$$

$$Tf = 12.18 \text{ kip} > 12.04 \text{ kip}$$

$$Tf = 12.18 \text{ kip} < 20.7 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 3X3X1/4 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

- Resistencia al corte

Se utilizaron 4 tornillos ASTM A325 de 5/8. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{Ymb}$$

Donde los datos son:

$fub = 120 \text{ ksi.}$

$As = 0.31 \text{ pulg}^2$

$Ymb = 1.25$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.31 * 4}{1.25}$$

$$Fvb = 70.71 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$Ftb = \frac{0.9 * fub * As}{Ymb}$$

$$Ftb = \frac{0.9 * 120 * 0.31 * 4}{1.25}$$

$$Ftb = 106.6 > 221.22 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{Pv}{Fvb} + \frac{Pu}{1.4 * Ftb} < 1$$

$$\frac{6.831}{207.84} + \frac{221.22}{1.4 * 311.76} < 1$$

$$0.54 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$Fbp = \frac{2.5 * \alpha * fub * d * t}{Ymb}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e1}{3 * do} \right); \frac{p1}{3 * do} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.46; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.46$$

Por lo tanto:

$$Fbp = \frac{2.5 * 0.46 * 58 * 0.625 * 0.71}{1.25}$$

$$Fbp = 53.56kip > 6.831 kip (ok)$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$tmin \geq \frac{d * fub}{6 * fu}$$

$$tmin \geq \frac{1 * 120}{6 * 58}$$

$$tmin \geq 0.30 pulg < 0.71 pulg (ok)$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\Phi Rn = Fnw * Awe$$

Dónde:

Fnw: tensión nominal del metal de soldadura.

$$Fnw = 0.6Fexx(1 + 0.5seno^{1.5}(\theta))$$

Fexx: Resistencia de clasificación del metal de relleno.

Θ: Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

Awe: área efectiva de la soldadura.

Φ: 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$Fnw = 0.6Fexx(1 + 0.5seno^{1.5}(\theta))$$

$$Fnw = 0.670(1 + 0.5seno^{1.5}(90))$$

$$F_{nw} = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada sería tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 3$$

$$l = 12 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$R_{dw} \geq \frac{P_u}{l}$$

$$R_{dw} \geq 48.18$$

$$R_{dw} \geq 4.01 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al R_{dw} de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 1/4 (6 mm.) con un $R_{dw}=5.57$ kip/pulg., por lo tanto.

$$P_{ud} \geq 5.57 * 12$$

$$P_{ud} \geq 66.84 \text{ kip} > 48.18 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usará una soldadura de filete de 1/4 con en una longitud de 12 pulgadas.

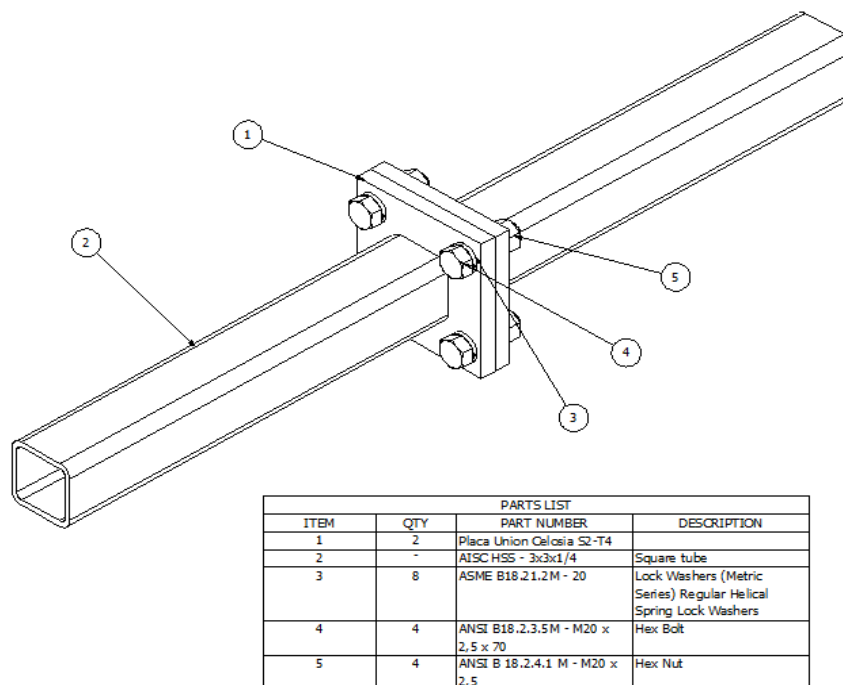


Fig 4. 51 Unión típica de perfiles HSS 4X4X1/4 en celosías triangulares

4.3.12.2.1.9 Conexión con Bridas en Celosía S3-T1



Fig 4. 52 Celosía ubicada en el sector S3-T1

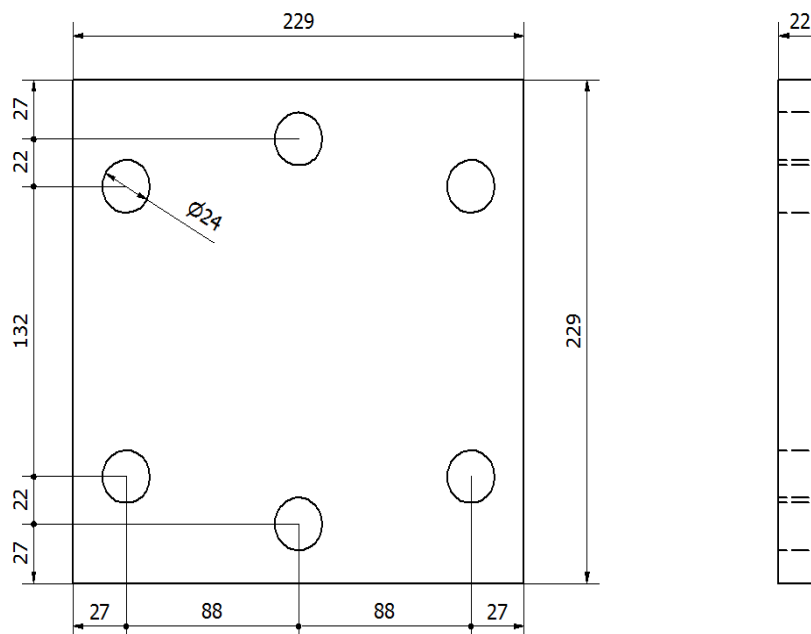


Fig 4. 53 Detalle placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS5X4X1/4 tiene una carga axial de:

$$Pu = 163.53 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 7/8 con una resistencia a la tracción de:

$$Tr = 40.6 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\#de \text{ tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\#de \text{ tornillos} = \frac{163.53}{40.6 * 0.8}$$

$$\#de \text{ tornillos} = 5.03 \approx 6$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$Pf = \frac{163.53}{6}$$

$$Pf = 27.25 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{24}{72}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 22 - \frac{24}{2} + 6.35$$

$$b' = 16.35 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k:

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 16.35}{0.9 * 0.058 * 72}$$

$$k = 17.40$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * Pf}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * Pf}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{17.40 * 27.25}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{17.40 * 27.25}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 22 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 17 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$tp = 20 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * Tr}{tp^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + to)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{17.40 * 40.6}{20^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{27 + \frac{22}{2}}{0.67 * (27 + 22 + 6.35)} \right]$$

$$\alpha = 0.82$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$No = tp^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$No = 20^2 * (1 + 0.67 * 0.82) * \frac{6}{17.40}$$

$$No = 213.47 \text{ kip} > 163.53 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 22 * 1.25 + \frac{22}{2}$$

$$a' = 39.50 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{17.40 * 27.25}{20^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.28$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 27.25 * \left[1 + \left(\frac{16.35}{39.5} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.28}{1 + 0.67 * 0.28} \right) \right]$$

$$Tf = 29.02 \text{ kip} > 27.25 \text{ kip}$$

$$Tf = 29.02 \text{ kip} < 40.6 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 3X3X1/4 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 6 tornillos ASTM A325 de 7/8. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{\gamma mb}$$

Donde los datos son:

$fub = 120 \text{ ksi.}$

$As = 0.6 \text{ pulg}^2$

$\gamma mb = 1.25$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.6 * 6}{1.25}$$

$$Fvb = 207.84 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$Ftb = \frac{0.9 * fub * As}{\gamma mb}$$

$$Ftb = \frac{0.9 * 120 * 0.6 * 6}{1.25}$$

$$Ftb = 311.76 > 221.22 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{Pv}{Fvb} + \frac{Pu}{1.4 * Ftb} < 1$$

$$\frac{6.831}{207.84} + \frac{221.22}{1.4 * 311.76} < 1$$

$$0.54 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e_1}{3 * d_o} \right); \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.46; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.46$$

Por lo tanto:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * 0.46 * 58 * 0.87 * 0.79}{1.25}$$

$$F_{bp} = 75.02 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

$$t_{min} \geq \frac{1 * 120}{6 * 58}$$

$$t_{min} \geq 0.30 \text{ pulg} < 0.79 \text{ pulg (ok)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\phi R_n = F_{nw} * A_{we}$$

Dónde:

F_{nw} : tensión nominal del metal de soldadura.

$$F_{nw} = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

F_{exx} : Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

A_{we} : área efectiva de la soldadura.

$$\Phi: 0.75$$

Reemplazando obtenemos:

$$F_{nw} = 0.6F_{exx}(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_{nw} = 0.670(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_{nw} = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada sería tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 3$$

$$l = 12 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$R_{dw} \geq \frac{P_u}{l}$$

$$R_{dw} \geq \frac{163.53}{12}$$

$$R_{dw} \geq 8.93 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al R_{dw} de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 7/16 (11 mm.) con un $R_{dw}=9.74$ kip/pulg., por lo tanto.

$$P_{ud} \geq 9.74 * 16$$

$$P_{ud} \geq 155.84 \text{ kip} > 142.98 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 7/16 con en una longitud de 16 pulgadas.

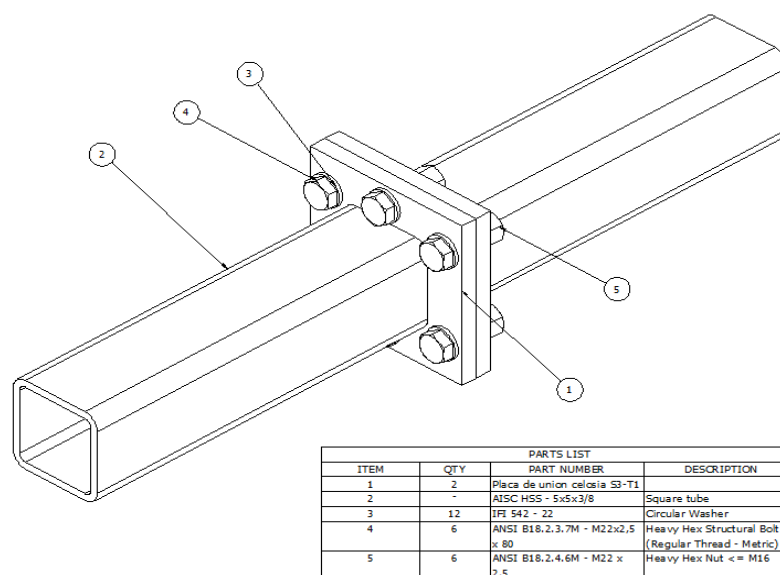


Fig 4. 54 Unión típica de perfiles HSS 5X5X3/8en celosías triangulares

4.3.12.2.1.10 Conexión con Bridas en Celosía S3-T2



Fig 4. 55 Celosías ubicada en el sector S3-T2

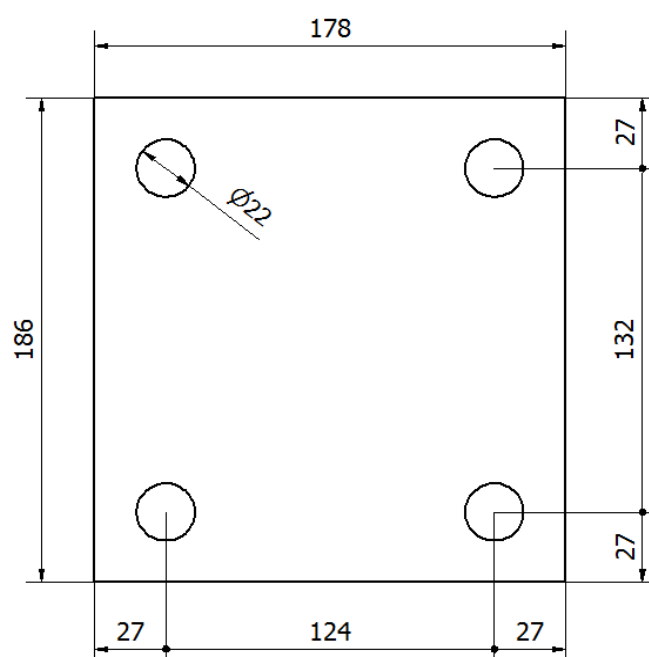


Fig 4. 56 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS3X3X1/4 tiene una carga axial de:

$$Pu = 74.93 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 3/4 con una resistencia a la tracción de:

$$Tr = 29.8 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\#de \text{ tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\#de \text{ tornillos} = \frac{74.93}{29.8 * 0.8}$$

$$\#de \text{ tornillos} = 3.14 \approx 4$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\#de \text{ tornillos}}$$

$$Pf = \frac{74.93}{4}$$

$$Pf = 18.73 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{22}{66}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 22 - \frac{22}{2} + 6.35$$

$$b' = 17.35 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 17.35}{0.9 * 0.058 * 66}$$

$$k = 20.14$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * P_f} \quad t_{min} = \sqrt{\frac{k * P_f}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{20.14 * 18.73} \quad t_{min} = \sqrt{\frac{20.14 * 18.73}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 20 \text{ mm.} \quad t_{min} = 15 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 16 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * T_r}{t_p^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + t_o)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{20.14 * 29.8}{16^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{27 + \frac{22}{2}}{0.67 * (27 + 22 + 6.35)} \right]$$

$$\alpha = 0.88$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$N_o = t_p^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$N_o = 16^2 * (1 + 0.67 * 0.88) * \frac{4}{20.14}$$

$$N_o = 102 \text{ kip} > 74.93 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 22 * 1.25 + \frac{22}{2}$$

$$a' = 38.50 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{20.14 * 18.73}{18^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.25$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 18.73 * \left[1 + \left(\frac{17.35}{38.5} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.25}{1 + 0.67 * 0.25} \right) \right]$$

$$Tf = 19.93 \text{ kip} > 18.73 \text{ kip}$$

$$Tf = 19.93 \text{ kip} < 29.8 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 3X3X1/4 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 4 tornillos ASTM A325 de 3/4. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{Ymb}$$

Donde los datos son:

$$fub = 120 \text{ ksi.}$$

$$As = 0.44 \text{ pulg}^2$$

$$Ymb = 1.25$$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.44 * 4}{1.25}$$

$$Fvb = 101.78 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$F_{tb} = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tb} = \frac{0.9 * 120 * 0.44 * 4}{1.25}$$

$$F_{tb} = 152.67 > 221.22 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{6.831}{207.84} + \frac{221.22}{1.4 * 311.76} < 1$$

$$0.54 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e_1}{3 * d_o} \right); \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.5; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.5$$

Por lo tanto:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * 0.5 * 58 * 0.75 * 0.71}{1.25}$$

$$F_{bp} = 66.93 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

$$t_{min} \geq \frac{1 * 120}{6 * 58}$$

$$t_{min} \geq 0.27 \text{ pulg} < 0.71 \text{ pulg} (ok)$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\phi R_n = F_{nw} * A_{we}$$

Dónde:

F_{nw} : tensión nominal del metal de soldadura.

$$F_{nw} = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

F_{exx} : Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

A_{we} : área efectiva de la soldadura.

ϕ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$F_{nw} = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_{nw} = 0.670 (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_{nw} = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada sería tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 3$$

$$l = 12 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$R_{dw} \geq \frac{P_u}{l}$$

$$R_{dw} \geq \frac{74.93}{12}$$

$$Rdw \geq 6.24 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al Rdw de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 5/16 (8 mm.) con un $Rdw=6.96$ kip/pulg., por lo tanto.

$$Pud = 6.96 * 12$$

$$Pud \geq 83.52 \text{ kip} > 74.93 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 5/16 con en una longitud de 12 pulgadas.

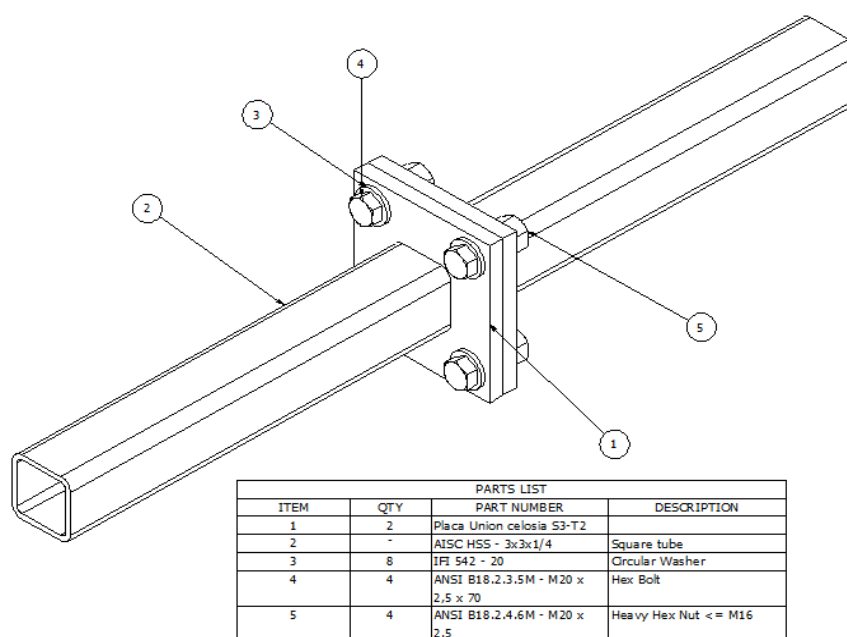


Fig 4. 57 Unión típica de perfiles HSS 3X3X1/4 en celosías triangulares

4.3.12.2.1.11 Conexión con Bridas en Celosía S4-T1

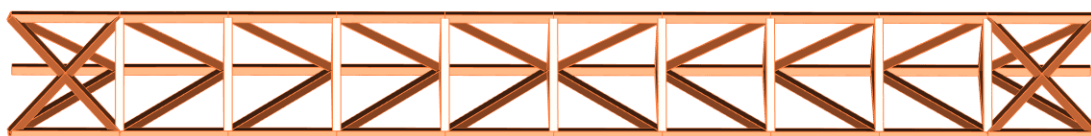


Fig 4. 58 Celosías ubicadas en el sector S4-T1

La conexión con bridas para las celosías de este sector se harán de forma idéntica a las celosías del sector S3-T2, esto es, usando una placa de 16 mm. de espesor , 4 pernos ASTM A325 de 3/4, además la unión de la placa con el perfil HSS 3X3X1/4 se hará mediante una soldadura de filete de 5/16 con una longitud de 12 pulg.

4.3.12.2.1.12 Conexión con Bridas en Celosía S4-T2

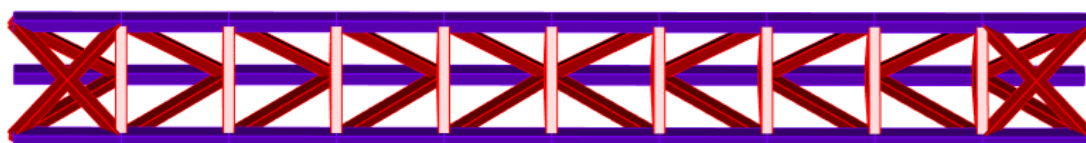


Fig 4. 59 Celosías ubicadas en el sector S4-T2

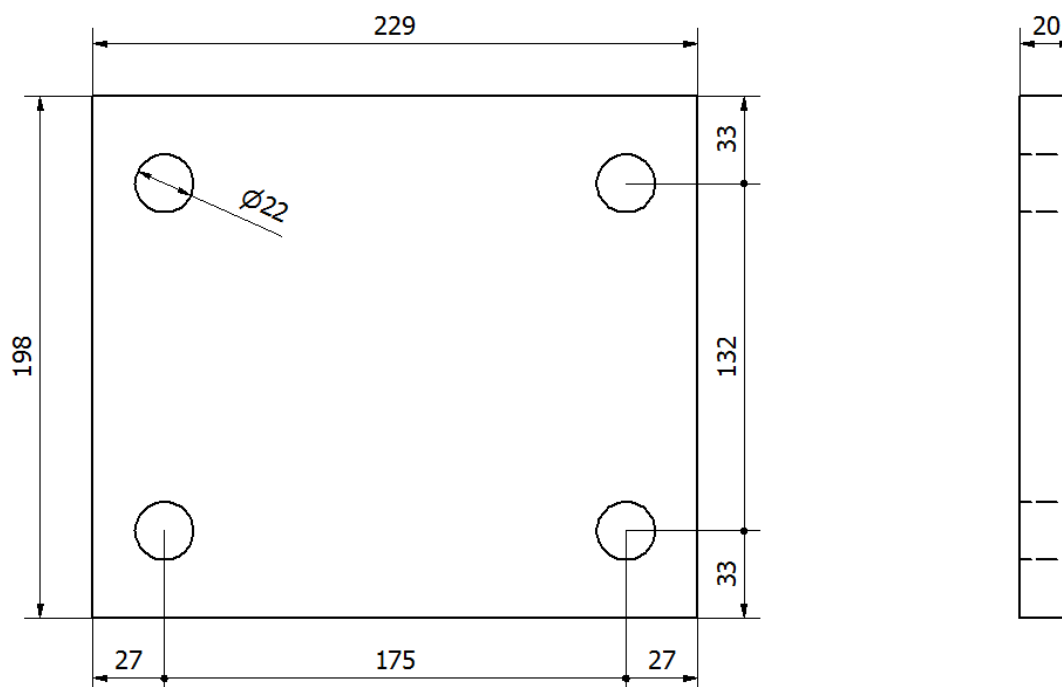


Fig 4. 60 Detalle placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS5X5X3/8 tiene una carga axial de:

$$Pu = 88.69 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 3/4 con una resistencia a la tracción de:

$$Tr = 29.8 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{88.69}{29.8 * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = 3.72 \approx 4$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$Pf = \frac{88.69}{4}$$

$$Pf = 22.17 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{22}{66}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 22 - \frac{22}{2} + 9.525$$

$$b' = 20.53 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 20.53}{0.9 * 0.058 * 66}$$

$$k = 23.83$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * P f} \qquad t_{min} = \sqrt{\frac{k * P f}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{23.83 * 22.17} \qquad t_{min} = \sqrt{\frac{23.83 * 22.17}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 23 \text{ mm.} \qquad t_{min} = 18 \text{ mm}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 20 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * T r}{t p^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + t_o)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{23.83 * 29.8}{20^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{27 + \frac{22}{2}}{0.67 * (27 + 22 + 9.525)} \right]$$

$$\alpha = 0.76$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$N_o = t p^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$N_o = 20 * (1 + 0.67 * 0.76) * \frac{4}{23.83}$$

$$N_o = 100.94 \text{ kip} > 88.69 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 22 * 1.25 + \frac{22}{2}$$

$$a' = 38.50 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{23.83 * 22.17}{20^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.48$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 22.17 * \left[1 + \left(\frac{20.53}{38.5} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.48}{1 + 0.67 * 0.48} \right) \right]$$

$$Tf = 25.04 \text{ kip} > 22.17 \text{ kip}$$

$$Tf = 25.04 \text{ kip} < 29.8 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 5X5X3/8 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 4 tornillos ASTM A325 de 3/4. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{Ymb}$$

Donde los datos son:

$fub = 120 \text{ ksi.}$

$As = 0.44 \text{ pulg}^2$

$Ymb = 1.25$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.44 * 4}{1.25}$$

$$Fvb = 101.78 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$F_{tb} = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tb} = \frac{0.9 * 120 * 0.44 * 4}{1.25}$$

$$F_{tb} = 152.67 > 221.22 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{6.831}{207.84} + \frac{221.22}{1.4 * 311.76} < 1$$

$$0.54 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e_1}{3 * d_o} \right); \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.5; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.5$$

Por lo tanto:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * 0.5 * 58 * 0.75 * 0.79}{1.25}$$

$$F_{bp} = 74.40 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

$$t_{min} \geq \frac{1 * 120}{6 * 58}$$

$$t_{min} \geq 0.27 \text{ pulg} < 0.79 \text{ pulg} (ok)$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\phi R_n = F_n w * A_w e$$

Dónde:

$F_n w$: tensión nominal del metal de soldadura.

$$F_n w = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

F_{exx} : Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

$A_w e$: área efectiva de la soldadura.

ϕ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$F_n w = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_n w = 0.670 (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_n w = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada seria tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 5$$

$$l = 20 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$R_{dw} \geq \frac{P_u}{l}$$

$$R_{dw} \geq \frac{88.69}{20}$$

$$Rdw \geq 4.43 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al Rdw de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 1/4 (6 mm.) con un $Rdw=5.57$ kip/pulg., por lo tanto.

$$Pud = 5.57 * 20$$

$$Pud \geq 111.4 \text{ kip} > 88.69 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 1/4 con en una longitud de 20 pulgadas.

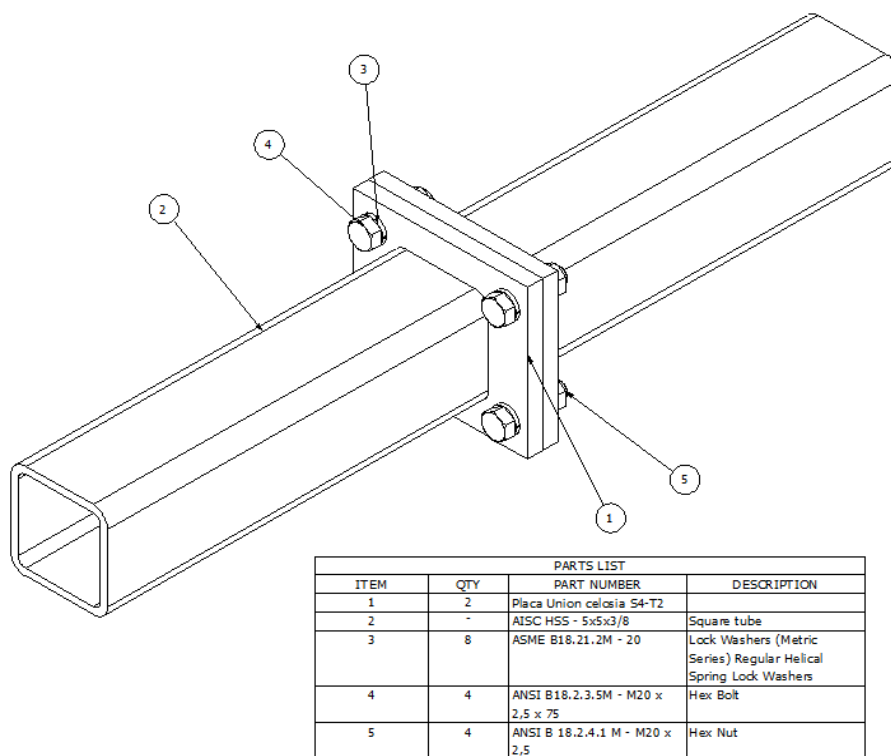


Fig 4. 61 Unión típica de perfiles HSS 5X5X3/8 en celosías triangulares

4.3.12.2.1.13 Conexión con Bridas en Celosía S4-T3

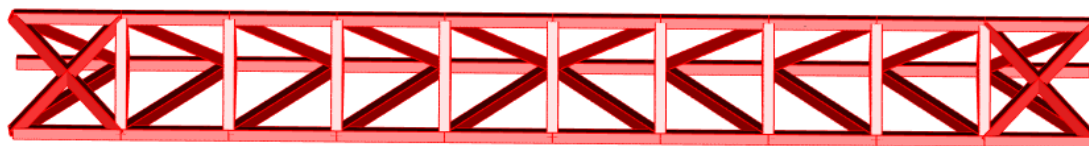


Fig 4. 62 Celosías ubicadas en el sector S4-T3

La conexión con bridas para las celosías de este sector se harán de forma idéntica a las celosías del sector S2-T3, esto es, usando una placa de 16 mm. de espesor , 4 pernos ASTM A325 de 3/4, además la unión de la placa con el perfil HSS 4X4X1/4 se hará mediante una soldadura de filete de 1/4 con una longitud de 16 pulg.

4.3.12.2.1.14 Conexión con Bridas en Celosía S5-T1



Fig 4. 63 Celosías ubicadas en el sector S5-T1

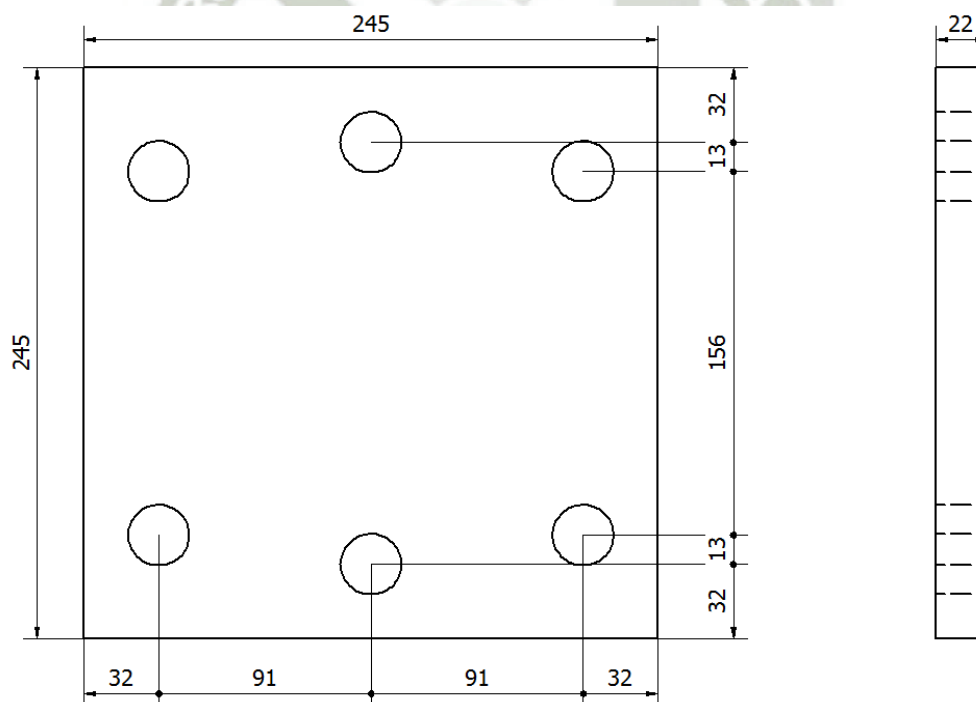


Fig 4. 64 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS5X5X1/4 tiene una carga axial de:

$$Pu = 191.49 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 7/8 con una resistencia a la tracción de:

$$Tr = 40.6 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{191.49}{40.6 * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = 5.89 \approx 6$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$Pf = \frac{191.49}{6}$$

$$Pf = 31.91 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{24}{74}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 27 - \frac{24}{2} + 6.35$$

$$b' = 21.35 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 21.35}{0.9 * 0.058 * 72}$$

$$k = 22.72$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * P f}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * P f}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{22.72 * 31.91}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{22.72 * 31.91}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 27 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 21 \text{ mm}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 22 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * T r}{t_p^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + t_o)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{22.72 * 40.6}{22^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{29 + \frac{24}{2}}{0.67 * (29 + 24 + 6.35)} \right]$$

$$\alpha = 0.89$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$N_o = t_p^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$N_o = 22 * (1 + 0.67 * 0.89) * \frac{6}{22.72}$$

$$N_o = 203.95 \text{ kip} > 191.49 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 27 * 1.25 + \frac{24}{2}$$

$$a' = 45.75 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{22.72 * 31.91}{22^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.75$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 22.72 * \left[1 + \left(\frac{21.35}{45.75} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.75}{1 + 0.67 * 0.75} \right) \right]$$

$$Tf = 36.87 \text{ kip} > 31.91 \text{ kip}$$

$$Tf = 36.87 \text{ kip} < 40.6 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 5X5X1/4 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 6 tornillos ASTM A325 de 7/8. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{Ymb}$$

Donde los datos son:

$fub = 120 \text{ ksi.}$

$As = 0.60 \text{ pulg}^2$

$Ymb = 1.25$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.60 * 6}{1.25}$$

$$F_{vb} = 207.84 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$F_{tb} = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tb} = \frac{0.9 * 120 * 0.60 * 6}{1.25}$$

$$F_{tb} = 311.76 > 221.22 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{6.831}{207.84} + \frac{221.22}{1.4 * 311.76} < 1$$

$$0.54 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e_1}{3 * d_o} \right); \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.5; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.5$$

Por lo tanto:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * 0.5 * 58 * 0.87 * 0.87}{1.25}$$

$$F_{bp} = 90.02 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

$$t_{min} \geq \frac{1 * 120}{6 * 58}$$

$$t_{min} \geq 0.30 \text{ pulg} < 0.87 \text{ pulg} \text{ (ok)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\Phi R_n = F_n w * A_w e$$

Dónde:

$F_n w$: tensión nominal del metal de soldadura.

$$F_n w = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

F_{exx} : Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

$A_w e$: área efectiva de la soldadura.

Φ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$F_n w = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_n w = 0.670 (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_n w = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada seria tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 5$$

$$l = 20 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$R_{dw} \geq \frac{P_u}{l}$$

$$Rdw \geq \frac{191.49}{20}$$

$$Rdw \geq 9.57 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al Rdw de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 7/16 (11 mm.) con un Rdw=9.74 kip/pulg., por lo tanto.

$$Pud = 9.74 * 20$$

$$Pud \geq 194.8 \text{ kip} > 191.49 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 7/16 con en una longitud de 20 pulgadas.

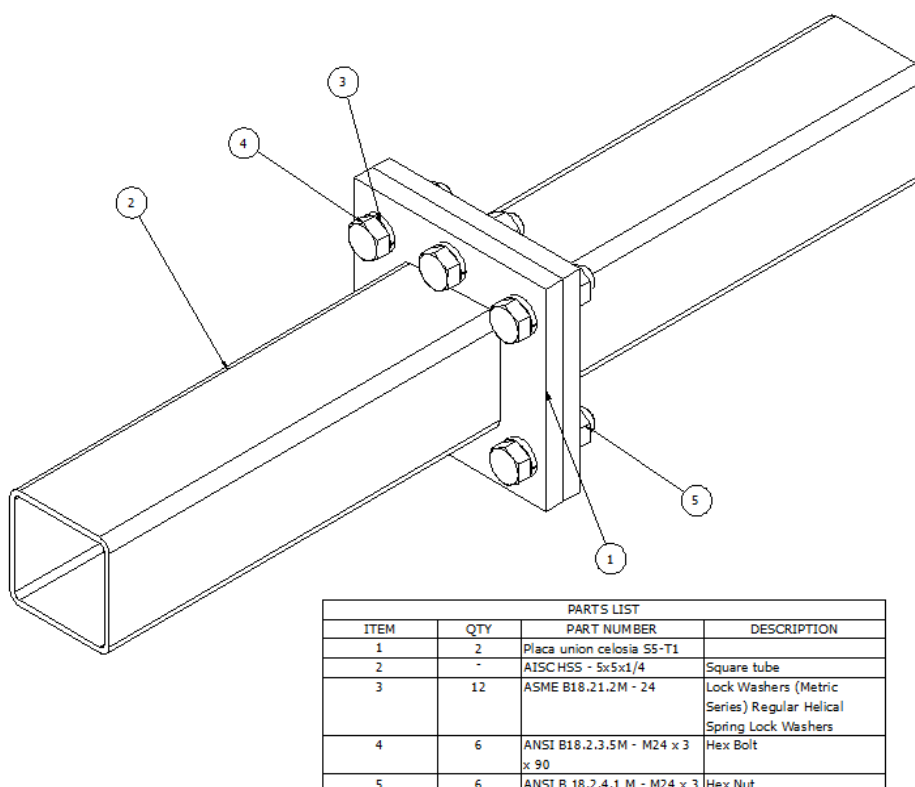


Fig 4. 65 Unión típica de perfiles HSS 5X5X1/4 en celosías triangulares

4.3.12.2.1.15 Conexión con Bridas en Celosía S6-T1



Fig 4. 66 Celosías ubicadas en el sector S6-T1

La conexión con bridas para las celosías de este sector se harán de forma idéntica a las celosías del sector S2-T3, esto es, usando una placa de 16 mm. de espesor , 4 pernos ASTM A325 de 3/4, además la unión de la placa con el perfil HSS 4X4X1/4 se hará mediante una soldadura de filete de 1/4 con una longitud de 16 pulg.

4.3.12.2.1.16 Conexión con Bridas en Celosía S7



Fig 4. 67 Celosías ubicadas en el sector S7

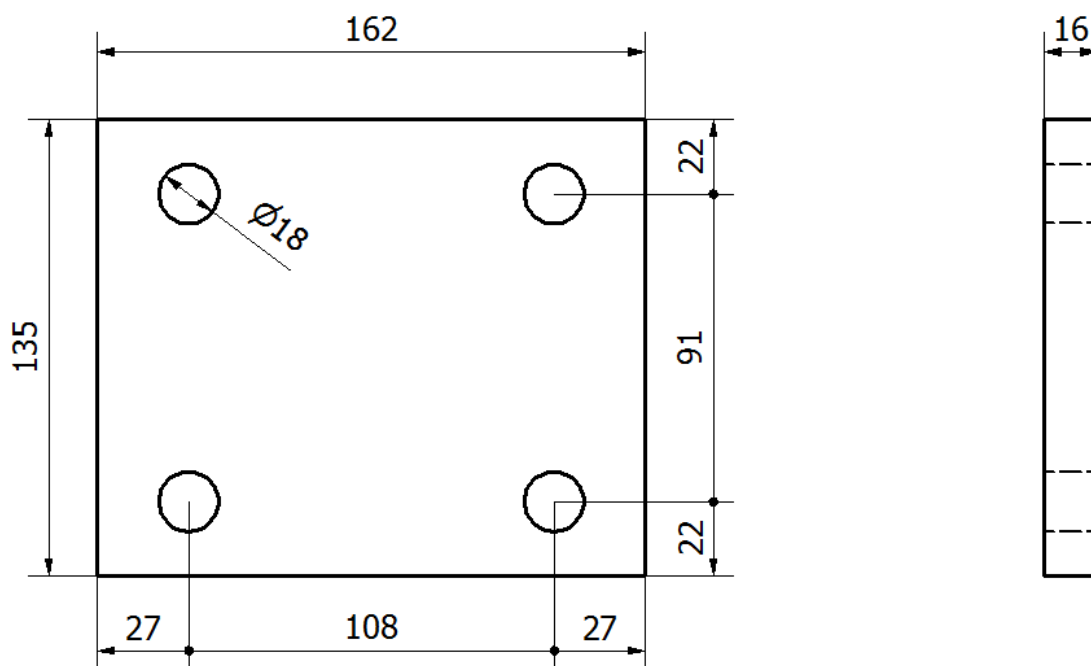


Fig 4. 68 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS2X2X1/4 tiene una carga axial de:

$$Pu = 46.52 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 5/8 con una resistencia a la tracción de:

$$Tr = 20.7 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{46.52}{20.7 * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = 2.80 \approx 4$$

- Hallamos P_f :

$$P_f = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$P_f = \frac{46.52}{4}$$

$$P_f = 11.63 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{18}{54}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 20 - \frac{18}{2} + 6.35$$

$$b' = 17.35 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 17.35}{0.9 * 0.058 * 54}$$

$$k = 24.62$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * P f}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * P f}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{24.62 * 11.63}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{24.62 * 11.63}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 17 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 13 \text{ mm}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 16 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * T r}{t_p^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + t_o)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{24.62 * 20.7}{16^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{22 + \frac{18}{2}}{0.67 * (22 + 20 + 6.35)} \right]$$

$$\alpha = 0.95$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$N_o = t_p^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$N_o = 16 * (1 + 0.67 * 0.95) * \frac{4}{24.62}$$

$$N_o = 68.01 \text{ kip} > 46.52 \text{ kip (OK)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 20 * 1.25 + \frac{18}{2}$$

$$a' = 34 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{24.62 * 11.63}{16^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.18$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 11.63 * \left[1 + \left(\frac{17.35}{34} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.18}{1 + 0.67 * 0.18} \right) \right]$$

$$Tf = 12.26 \text{ kip} > 11.63 \text{ kip}$$

$$Tf = 12.26 \text{ kip} < 20.7 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 2X2X1/4 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 4 tornillos ASTM A325 de 5/8. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{Ymb}$$

Donde los datos son:

$fub = 120 \text{ ksi.}$

$As = 0.31 \text{ pulg}^2$

$Ymb = 1.25$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 0.31 * 4}{1.25}$$

$$F_{vb} = 70.71 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$F_{tb} = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tb} = \frac{0.9 * 120 * 0.31 * 4}{1.25}$$

$$F_{tb} = 106.06 > 221.22 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{6.831}{70.71} + \frac{221.22}{1.4 * 106.06} < 1$$

$$0.54 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e_1}{3 * d_o} \right); \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.5; 0.75; 2.07; 1]$$

$$\alpha = 0.5$$

Por lo tanto:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * 0.5 * 58 * 0.625 * 0.63}{1.25}$$

$$F_{bp} = 47.61 \text{ kip} > 6.831 \text{ kip (ok)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

$$t_{min} \geq \frac{0.625 * 120}{6 * 58}$$

$$t_{min} \geq 0.22 \text{ pulg} < 0.63 \text{ pulg} \text{ (ok)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\phi R_n = F_n w * A_w e$$

Dónde:

$F_n w$: tensión nominal del metal de soldadura.

$$F_n w = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

F_{exx} : Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

$A_w e$: área efectiva de la soldadura.

ϕ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$F_n w = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_n w = 0.670 (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_n w = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada seria tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 2$$

$$l = 8 \text{ pulg.}$$

De la tabla 5.3 *Resistencia por una pulg. o cm. de soldadura de filete* del libro de diseño estructural de Luis Zapata Baglietto se escoge una resistencia por longitud de cordón de soldadura que sea mayor a la que se tiene en el perfil.

$$R_{dw} \geq \frac{P_u}{l}$$

$$Rdw \geq \frac{46.52}{8}$$

$$Rdw \geq 5.81 \text{ kip/pulg.}$$

Por lo tanto se necesita un cordón de soldadura con una resistencia por unidad de longitud mayor al Rdw de diseño.

De tablas se escoge una soldadura de filete de 5/16 (8 mm.) con un Rdw=6.96 kip/pulg., por lo tanto.

$$Pud = 6.96 * 8$$

$$Pud \geq 55.68 \text{ kip} > 46.52 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 5/16 con en una longitud de 8 pulgadas.

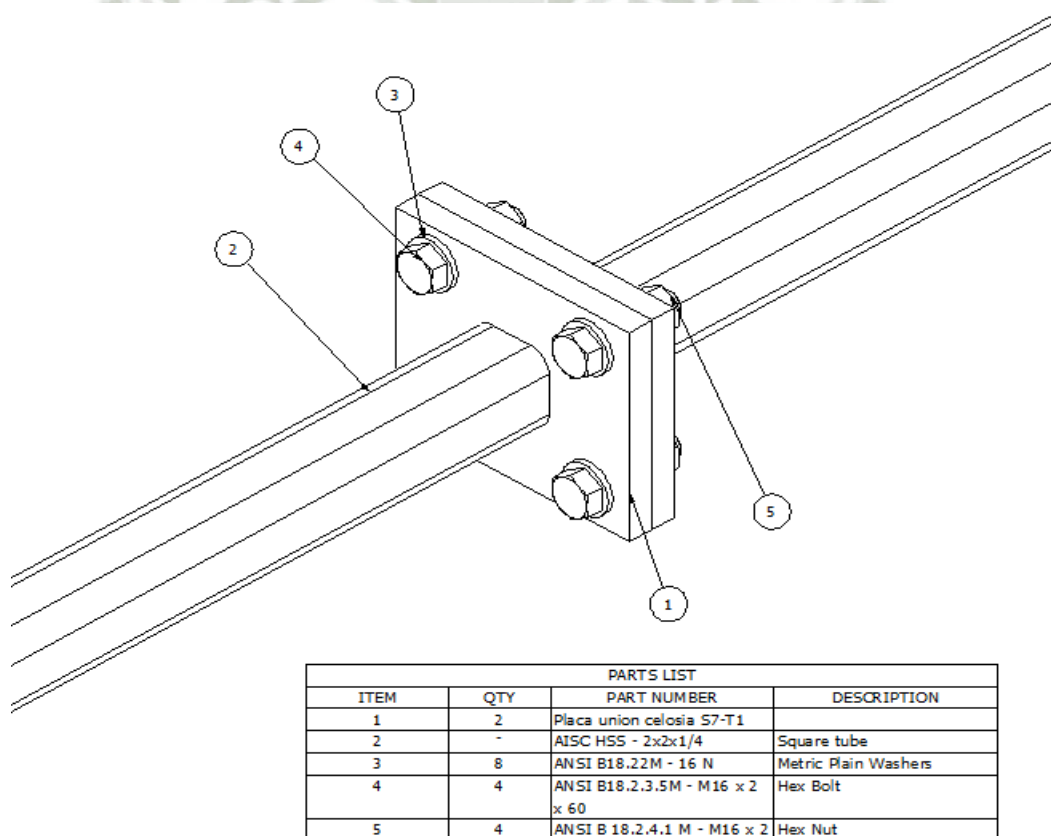


Fig 4. 69 Unión típica de perfiles HSS 2X2X1/4 en celosías triangulares

4.3.12.2.1.17 Conexión con Bridas en Arcos Centrales

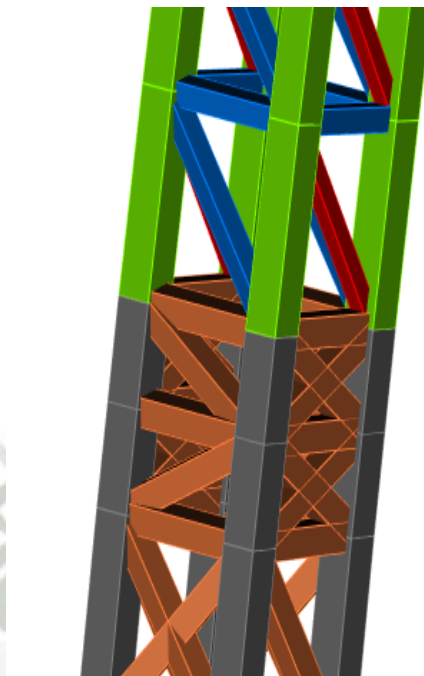


Fig 4. 70 Detalle del lugar de unión con bridas en los arcos centrales

Teniendo en cuenta lo dispuesto anteriormente se propone una disposición tentativa del detalle de la placa de unión (todas las longitudes en mm).

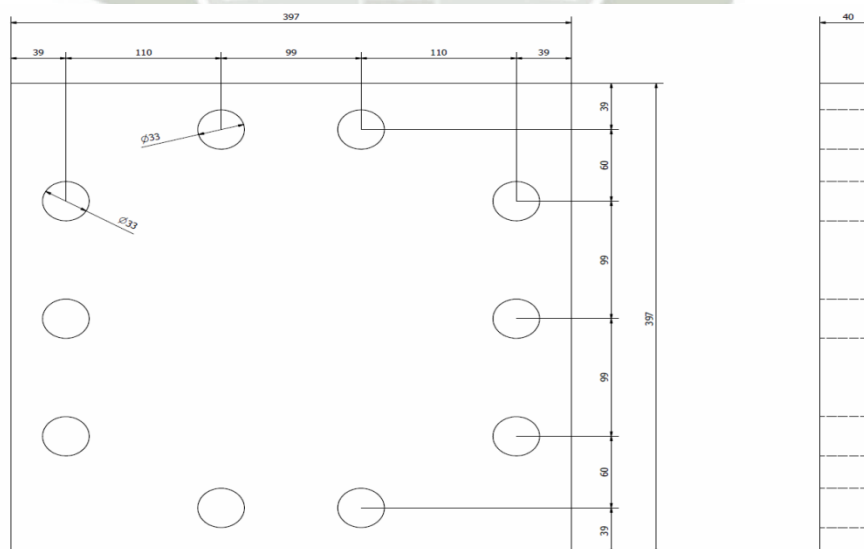


Fig 4. 71 Detalle de la placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS9X9X3/8 tiene una carga axial de:

$$Pu = 700 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 de 1.25 pulgadas de diámetro con una resistencia la tracción de :

$$Tr = 82.8 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{700}{82.8 * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = 9.35 \approx 10$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$Pf = \frac{700}{10}$$

$$Pf = 70 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{32}{99}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 45 - \frac{32}{2} + 9.525$$

$$b' = 38.53 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b^{'}}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 38.53}{0.9 * 0.058 * 99}$$

$$k = 30.751$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * P f} \quad t_{min} = \sqrt{\frac{k * P f}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{30.751 * 70} \quad t_{min} = \sqrt{\frac{0.039 * 70}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 46.40 \text{ mm.} \quad t_{min} = 36 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 40 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * T r}{t p^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + t_o)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{30.75 * 82.8}{40^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{39 + \frac{30}{2}}{0.67 * (39 + 45 + 9.525)} \right]$$

$$\alpha = 0.60$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$N_o = t p^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$N_o = 40^2 * (1 + 0.67 * 0.60) * \frac{10}{30.75}$$

$$N_o = 729.23 \text{ kip} > 700 \text{ kip (ok)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 45 * 1.25 + \frac{30}{2}$$

$$a' = 54.40 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{30.75 * 70}{40^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.52$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 70 * \left[1 + \left(\frac{38.53}{54.40} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.52}{1 + 0.67 * 0.52} \right) \right]$$

$$Tf = 82.73 \text{ kip} > 70 \text{ kip}$$

$$Tf = 82.73 \text{ kip} < 82.8 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 9X9X3/8 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

a) Resistencia al corte

Se utilizaron 10 tornillos ASTM A325 de 1.25 pulgadas de diámetro. Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$Fvb = \frac{0.6 * fub * As}{Ymb}$$

Donde los datos son:

$fub = 120 \text{ ksi.}$

$As = 1.23 \text{ pulg}^2$

$Ymb = 1.25$

$$Fvb = \frac{0.6 * 120 * 1.21 * 10}{1.25}$$

$$Fvb = 531.36 \text{ kip} > 115 \text{ kip (ok)}$$

b) Resistencia a la tracción

$$Ftb = \frac{0.9 * fub * As}{\gamma mb}$$

$$Ftb = \frac{0.9 * 120 * 1.21 * 10}{1.25}$$

$$Ftb = 797.04 > 700 \text{ kip (ok)}$$

c) Tracción + cortante

$$\frac{Pv}{Fvb} + \frac{Pu}{1.4 * Ftb} < 1$$

$$\frac{600.712}{531.36} + \frac{700}{1.4 * 797.04} < 1$$

$$0.73 < 1 \text{ (ok)}$$

d) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$Fbp = \frac{2.5 * \alpha * fub * d * t}{\gamma mb}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e1}{3 * do} \right); \frac{p1}{3 * do} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.40; 0.75; 1.55; 1]$$

$$\alpha = 0.40$$

Por lo tanto:

$$Fbp = \frac{2.5 * 0.4 * 58 * 1.25 * 1.6}{1.25}$$

$$Fbp = 73.08 \text{ kip} > 60 \text{ kip (ok)}$$

e) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$t_{min} \geq \frac{d * f_{ub}}{6 * f_u}$$

$$t_{min} \geq \frac{1.5 * 90}{6 * 58}$$

$$t_{min} \geq 0.39 \text{ pulg} < 1.26 \text{ pulg (ok)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\phi R_n = F_{nw} * A_{we}$$

Dónde:

F_{nw} : tensión nominal del metal de soldadura.

$$F_{nw} = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

F_{exx} : Resistencia de clasificación del metal de relleno.

θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

A_{we} : área efectiva de la soldadura.

ϕ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$F_{nw} = 0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_{nw} = 0.670 (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_{nw} = 63 \text{ ksi}$$

Debido a que las columnas de la cobertura están sometidas a esfuerzos axiales y de momento mayores, la unión entre estas se reforzaran con 12 cartelas de 150 x 75 x 10 mm. como se observa en la fig. 74.

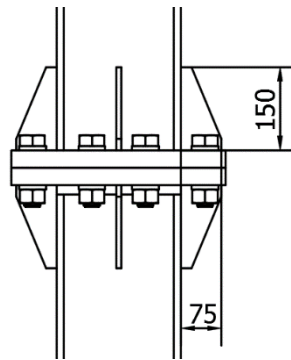


Fig 4. 72 Detalle Cartelas de refuerzo

Por lo tanto la longitud total del cordón de soldadura será mayor y por ende la altura del cordón de soldadura será mucho menor.

$$l = \frac{12 * 75}{25.4} + \frac{12 * 150}{25.4} + 4 * H$$

$$l = 142.29 \text{ pulg.}$$

Finalmente, el tamaño del cordón de la soldadura de filete queda definido por la siguiente ecuación:

$$Rdw \geq \frac{Pu}{l}$$

$$Rdw \geq \frac{700}{142.29}$$

$$Rdw \geq 4.91 \text{ kip/pulg.}$$

De tablas se escoge una soldadura de filete de 5/16 (8 mm.) con un $Rdw = 6.96$ kip/pulg, por lo tanto:

$$Pud = 6.96 * 142.29$$

$$Pud = 990.33 > 700 \text{ kip (OK)}$$

Por lo tanto se usara una soldadura de filete de 5/16 con en una longitud de 142 pulgadas.

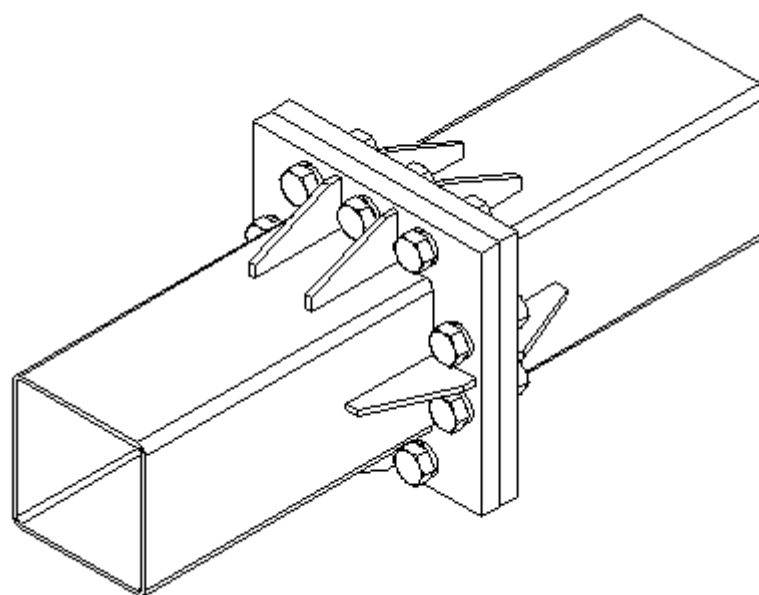


Fig 4. 73 Unión típica entre cordones de las celosías de los arcos principales y de los domos de la estructura

En resumen para la unión entre perfiles HSS 9X9X3/8 se utilizara un placa de 32 mm. de espesor junto con 10 Pernos ASTM A325 de 1.25 pulgadas de diámetro.

4.3.12.2.1.18 Conexión con Bridas entre los Arcos de los Domos y Anillo de Compresión

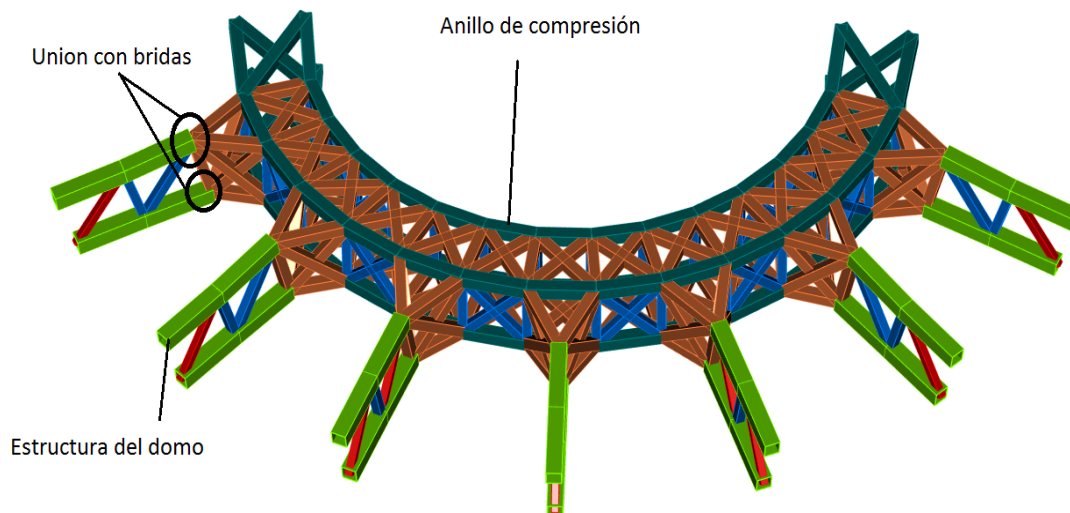


Fig 4. 74 Punto de conexión entre arcos del domo y anillo de compresión

De los resultados del programa SAP2000 se obtiene la mayor fuerza axial entre los puntos de uniones de los perfiles HSS 9X9X1/4 de los cordones del arco y los perfiles HSS 6X6X1/4 del anillo de compresión, siendo el mas critico el siguiente:

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
3001	HSS9X9X1/4	C4_1.2CM+1.3CVI_Y(-)+0.5CV+0.5R	-109,896	-61,603	7,605	-0,628	-0,203	1,717	

Tabla 4. 54 Esfuerzos críticos de la unión

Teniendo en cuenta lo dispuesto anteriormente se propone una disposición tentativa del detalle de la placa de unión (todas las longitudes en pulg.).

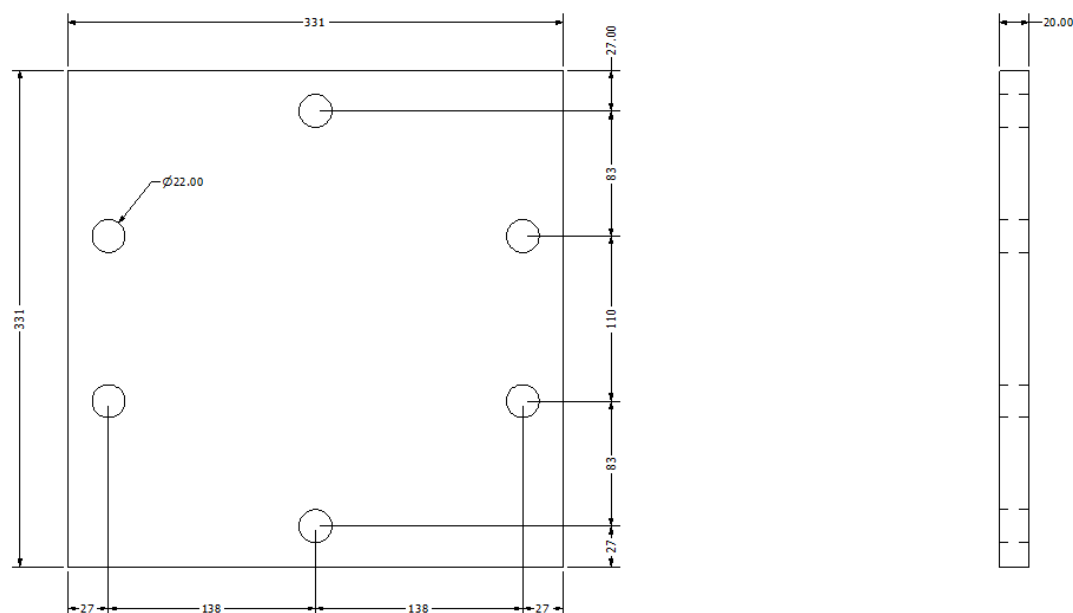


Fig 4. 75 Detalle placa de unión

SELECCIÓN DE PERNOS:

El tubular cuadrado HSS7X7X1/4 tiene una carga axial de:

$$Pu = 110 \text{ kip}$$

Se proponen pernos ASTM A325 con un diámetro de $\frac{3}{4}$ de pulgada con una resistencia la tracción de:

$$Tr = 29.8 \text{ kip}$$

- Se calcula el número de tornillos necesarios:

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{Pu}{Tr * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = \frac{110}{29.8 * 0.8}$$

$$\# \text{ de tornillos} = 4.60 \approx 6$$

- Hallamos Pf:

$$Pf = \frac{Pu}{\# \text{ de tornillos}}$$

$$Pf = \frac{110}{6}$$

$$Pf = 18.33 \text{ kip/tornillo}$$

- Calculamos la relación δ :

$$\delta = 1 - \frac{d}{p}$$

$$\delta = 1 - \frac{20}{66}$$

$$\delta = 0.67$$

- Hallamos la distancia modificada b' :

$$b' = b - \frac{d}{2} + t_o$$

$$b' = 30 - \frac{22}{2} + 6.35$$

$$b' = 25.35 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación k :

$$k = \frac{4 * b'}{0.9 * f_y * p}$$

$$k = \frac{4 * 25.35}{0.9 * 0.058 * 66}$$

$$k = 29.43$$

- Calculamos el espesor de la placa de conexión:

$$t_{max} = \sqrt{k * Pf}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{k * Pf}{1 + \delta}}$$

$$t_{max} = \sqrt{0.042 * 18.33}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{0.042 * 18.33}{1 + 0.67}}$$

$$t_{max} = 23.23 \text{ mm.}$$

$$t_{min} = 17.99 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el espesor usado para la placa de conexión es:

$$t_p = 20 \text{ mm.}$$

- Hallamos la relación α :

$$\alpha = \left[\left(\frac{k * Tr}{tp^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{a + \frac{d}{2}}{\delta * (a + b + to)} \right]$$

$$\alpha = \left[\left(\frac{0.042 * 29.8}{0.8^2} \right) - 1 \right] * \left[\frac{1 + \frac{0.8125}{2}}{0.67 * (1 + 1 + 0.25)} \right]$$

$$\alpha = 1.23$$

- Calculamos la resistencia de diseño a tracción de la unión:

$$No = tp^2 * (1 + \delta * \alpha) * \frac{n}{k}$$

$$No = 20^2 * (1 + 0.67 * 1.23) * \frac{6}{29.43}$$

$$No = 148.31 \text{ kip} > 110 \text{ kip (ok)}$$

- Comprobamos la tracción real del tornillo por el efecto palanca:

$$a' = b * 1.25 + \frac{d}{2}$$

$$a' = 25 * 1.25 + \frac{22}{2}$$

$$a' = 38.50 \text{ mm.}$$

$$\alpha' = \left[\frac{k * Pf}{tp^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{\delta} \right]$$

$$\alpha' = \left[\frac{29.43 * 18.33}{20^2} - 1 \right] * \left[\frac{1}{0.67} \right]$$

$$\alpha' = 0.52$$

Por lo tanto:

$$Tf = Pf * \left[1 + \left(\frac{b'}{a'} \right) * \left(\frac{\delta * \alpha'}{1 + \delta * \alpha'} \right) \right]$$

$$Tf = 18.33 * \left[1 + \left(\frac{25.35}{38.50} \right) * \left(\frac{0.67 * 0.52}{1 + 0.67 * 0.52} \right) \right]$$

$$Tf = 21.46 \text{ kip} > 18.33 \text{ kip}$$

$$Tf = 21.46 \text{ kip} < 29.8 \text{ kip}$$

Para el perfil HSS 9x9X1/4 el cálculo de resistencia al corte y tracción de los tornillos usados es el siguiente:

f) Resistencia al corte

Se utilizaron 6 pernos ASTM A325 con un diámetro de 3/4". Por lo tanto su resistencia de diseño al esfuerzo cortante viene dada por:

$$F_{vb} = \frac{0.6 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

Donde los datos son:

$f_{ub} = 90$ ksi.

$A_s = 0.442$ pulg²

$\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{vb} = \frac{0.6 * 90 * 0.442 * 6}{1.25}$$

$$F_{vb} = 114.56 \text{ kip} > 0.68 \text{ kip (ok)}$$

g) Resistencia a la tracción

$$F_{tb} = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tb} = \frac{0.9 * 90 * 0.442 * 6}{1.25}$$

$$F_{tb} = 171.85 > 110 \text{ kip (ok)}$$

h) Tracción + cortante

$$\frac{P_v}{F_{vb}} + \frac{P_u}{1.4 * F_{tb}} < 1$$

$$\frac{0.68}{114.561} + \frac{110}{1.4 * 171.85} < 1$$

$$0.46 < 1 \text{ (ok)}$$

i) Resistencia al aplastamiento de la placa:

$$F_{bp} = \frac{2.5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{mb}}$$

Donde α es el mínimo valor entre:

$$\alpha = \min \left[\left(\frac{e1}{3 * do} \right); \frac{p1}{3 * do} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.41; 0.77; 1.55; 1]$$

$$\alpha = 0.41$$

Por lo tanto:

$$Fbp = \frac{2.5 * 0.41 * 58 * 0.75 * 0.8}{1.25}$$

$$Fbp = 33.99 \text{ kip} > 0.68 \text{ kip (ok)}$$

j) Resistencia al punzonamiento de la placa:

$$tmin \geq \frac{d * fub}{6 * fu}$$

$$tmin \geq \frac{0.75 * 901}{6 * 58}$$

$$tmin \geq 0.19 \text{ pulg} < 0.785 \text{ pulg (ok)}$$

Para el cálculo de la soldadura entre la placa y el perfil HSS nos referimos al capítulo J del AISC 36-10, donde nos dice que la resistencia de unión con soldadura de filete es :

$$\Phi Rn = Fnw * Awe$$

Dónde:

Fnw : tensión nominal del metal de soldadura.

$$Fnw = 0.6 Fexx (1 + 0.5 \text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$Fexx$: Resistencia de clasificación del metal de relleno.

Θ : Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

Awe : área efectiva de la soldadura.

Φ : 0.75

Reemplazando obtenemos:

$$F_{nw} = 0.6F_{exx}(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(\theta))$$

$$F_{nw} = 0.670(1 + 0.5\text{seno}^{1.5}(90))$$

$$F_{nw} = 63 \text{ ksi}$$

Una longitud aproximada del cordón de soldadura es hallar el perímetro del perfil HSS, una longitud más aproximada sería tomar en cuenta las curvas de los vértices de dicho perfil.

$$l = 4 * H$$

$$l = 4 * 9$$

$$l = 36 \text{ pulg.}$$

Finalmente, el tamaño del cordón de la soldadura de filete queda definido por la siguiente ecuación:

$$w \geq \frac{P_u}{\phi F_{nw}(0.707)l}$$

$$w \geq \frac{109.89}{0.75 * 63(0.707)36}$$

$$w \geq 0.09 \text{ pulg.}$$

Según la tabla J2.4 del manual el tamaño mínimo de la soldadura de filete para un espesor de 0.25 pulgadas de pared es de 3/16, siendo este mayor que el hallado.

Por lo tanto se usará una soldadura de filete de 3/16 con una longitud de 36 pulgadas.

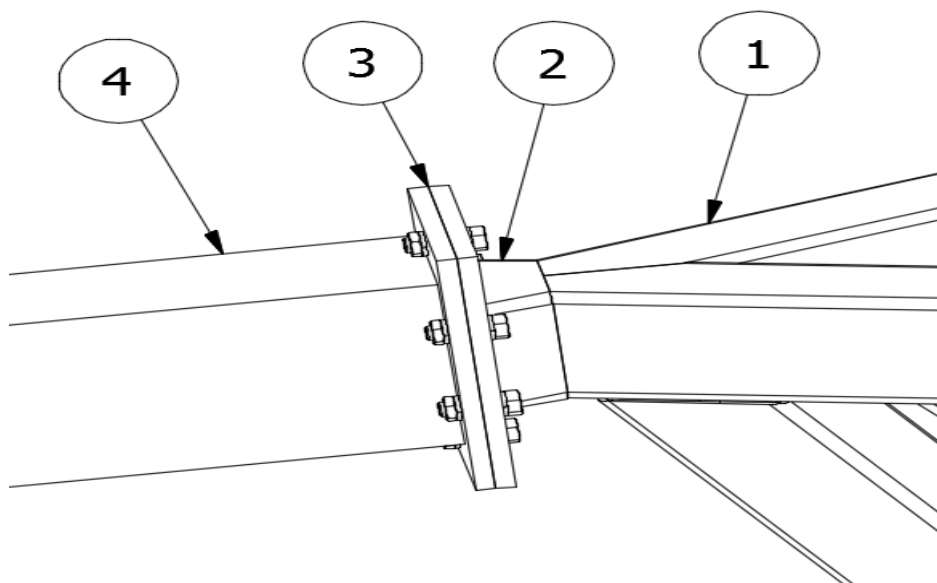


Fig 4. 76 Detalle de unión de arcos de los domos con anillo de compresión

4.3.13 DISEÑO DE SOPORTES ARTICULADOS PARA LAS BASES DE LOS ARCOS

Para el diseño de soportes articulados de los arcos principales de la estructura usaremos soportes con pasadores.

Primero que nada el uso de pasadores se selecciona por su facilidad de montaje y el hecho de que al ser un apoyo articulado solo tiene 5 reacciones.

Necesitamos saber el esfuerzo máximo axial al que estará sometido el pasador, es decir el esfuerzo axial de la viga que soportara.

Del software SAP2000 se extrae este dato.

$$P_u = 600 \text{ kip}$$

4.3.13.1 Resistencia al corte del pasador

Para el pasador usaremos un acero AISI-4140 con las siguientes propiedades mecánicas:

$$F_y = 71 \text{ ksi}$$

$$F_u = 120 \text{ ksi}$$

$$F_{Rb} = \frac{0.6 * A * f_{ub}}{Y_{mb}}$$

Donde:

A: Área del pasador (pulg²).

fub: Resistencia ultima a traccion del pasador (ksi).

Ymb: Coeficiente parcial de seguridad (1.25).

Para hallar el área mínima del pasador despejamos A en la ecuación anterior y reemplazamos FRb por Pu, entonces:

$$A_{min} = \frac{Pu * Ymb}{0.6 * fub}$$

$$A_{min} = \frac{600 * 1.25}{0.6 * 112}$$

$$A_{min} = 11.16 \text{ pulg}^2$$

Por lo tanto el diámetro del pasador es:

$$\phi_p = \sqrt{\frac{4 * A_{min}}{\pi}}$$

$$\phi_p = \sqrt{\frac{4 * 11.76}{\pi}}$$

$$\phi_p = 3.8 \text{ pulg}$$

Probaremos con un pasador de 4.5 pulg. de diámetro.

Por lo tanto la resistencia la cortante de un pasador de 4.5 pulg es:

$$FRb = \frac{0.6 * \frac{\pi * \phi_p^2}{4} * fub}{Ymb}$$

$$FRb = \frac{0.6 * \frac{\pi * 4.5^2}{4} * 112}{1.25}$$

$$FRb = 855.01 \text{ kip} > 600 \text{ kip (ok)}$$

4.3.13.2 Resistencia al aplastamiento de la pieza

Para las placas de soporte del pasador usaremos un acero A572 gr50 con las siguientes propiedades mecánicas:

$$F_y = 50 \text{ ksi.}$$

$$F_u = 65 \text{ ksi.}$$

La fuerza de aplastamiento del material contiguo al pasador viene determinada por:

$$F_{Ap} = \frac{1.5 * t * \phi_p * f_y}{Y_{mo}}$$

Donde:

F_{Ap} : Resistencia al aplastamiento de la pieza (kip).

t : Espesor de la pieza (pulg).

f_y : Limite elástico de la pieza (ksi).

Y_{mo} : Coeficiente de seguridad de la pieza (1.05).

Para hallar el espesor mínimo de la pieza despejamos “ t ” de la ecuación anterior y reemplazamos F_{Ap} por nuestro valor de P_u , se tiene:

$$t_{min} = \frac{F_{Ap} * Y_{mo}}{1.5 * \phi_p * f_y}$$

La configuración que se propone para los soportes del pasador es de 3 piezas que soportaran la carga P_u proveniente del perfil HSS9X9X3/8.

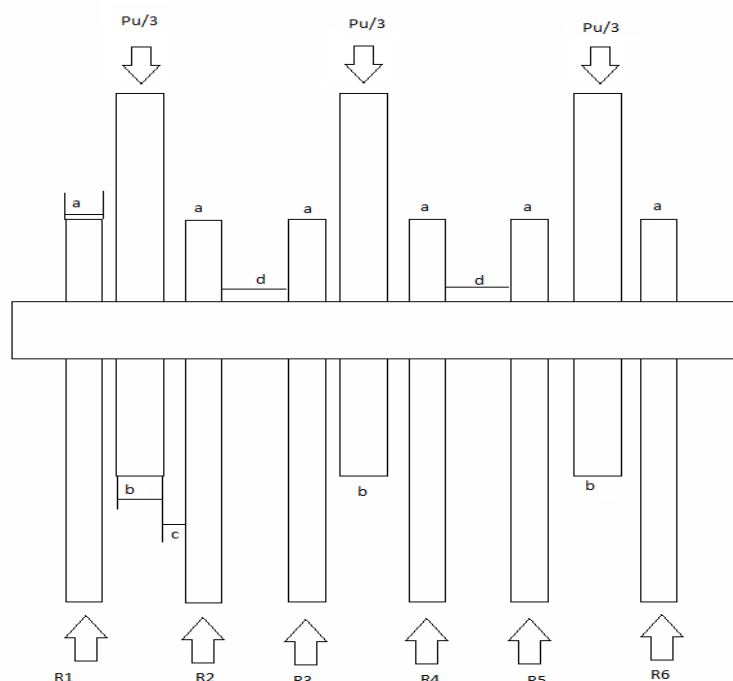


Fig 4. 77 Distribución de esfuerzos y reacciones sobre el Pasador

Por lo tanto $F_{ap} = Pu/3 = 200 \text{ kip}$.

$$t_{min1} = \frac{Pu * Y_{mo}}{1.5 * \phi_p * f_y}$$

$$t_{min1} = \frac{200 * 1.05}{1.5 * 4 * 50}$$

$$t_{min1} = 0.7 \text{ pulg}$$

Probaremos con un espesor $tp1 = 1.5 \text{ pulg.}$ y con un espesor $tp2 = 1.5 \text{ pulg.}$ para las placas de soporte.

Comprobamos la resistencia al aplastamiento de las piezas.

$$F_{Ap} = \frac{1.5 * 1.5 * 4.5 * 50}{1.05}$$

$$F_{Ap} = 482.14 \text{ kip} > 200 \text{ kip (ok)}$$

4.3.13.3 Resistencia a la flexión

$$MRb = \frac{1.5 * \frac{\pi * \phi p^3}{32} * f_{yb}}{Y_{mb}}$$

$$MRb = \frac{1.5 * \frac{\pi * 4.5^3}{32} * 65}{1.25}$$

$$MRb = 697.80 \text{ kip.in}$$

Del diagrama de cuerpo libre del pasador considerando las fuerzas aplicadas en los ejes de las patinas de soporte observamos los diagramas de momento flector y de esfuerzo cortante.



Fig 4. 78 DLC Pasador

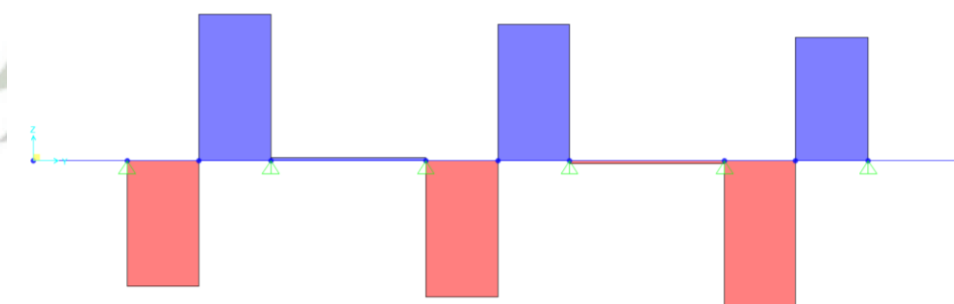


Fig 4. 79 Diagrama de Esfuerzo Cortante

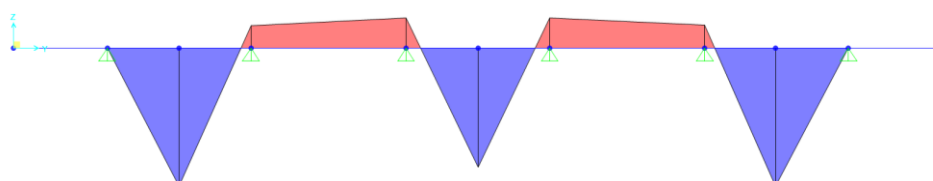


Fig 4. 80 Diagrama de Momento Flector

Del diagrama de momento flector observamos que el máximo valor es de 131.46 kip.in

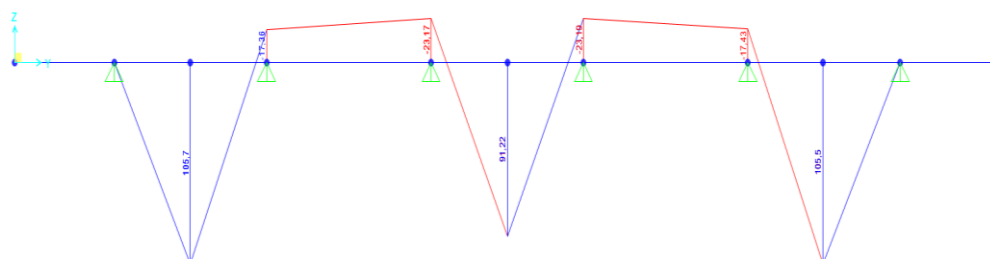


Fig 4. 81 Diagrama de momentos del pasador

Por lo tanto para que el pasador cumpla flexión se tiene que cumplir que:

$$MRb > Mmax$$

$$697.80 \text{ kip.in} > 131.46 \text{ kip.in (ok)}$$

4.3.13.4 Resistencia combinada de flexión y corte

Para los casos en que el pasador se encuentre a esfuerzos combinados de cortante y flexión, se deberá cumplir la siguiente relación para que la unión con pasador sea satisfactoria:

$$\left(\frac{Mmax}{MRb}\right)^2 + \left(\frac{Pu}{FRb}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{131.46}{697.8}\right)^2 + \left(\frac{600}{855.01}\right)^2 \leq 1$$

$$0.52 \leq 1(ok)$$

Finalmente para soportar los perfiles HSS9X9X3/8 que sirven de apoyo para los arcos principales de la estructura se usaran 3 platinas de 1.5 pulgadas de espesor que se apoyaran en 6 platinas de 1.5 pulgadas de espesor unidas con un pasador de 4.5 pulgadas de diámetro.

Las dimensiones de las platinas quedan definidas en base al diámetro del agujero por donde pasa el pasador:

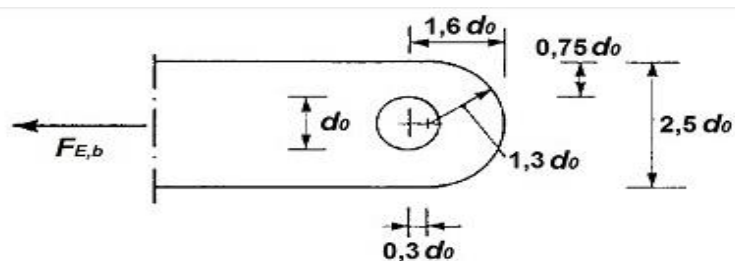


Fig 4. 82 Detalles constructivos de platinas

Siendo el diámetro del pasador 4.5 pulgadas se proponen las siguientes dimensiones en mm.:

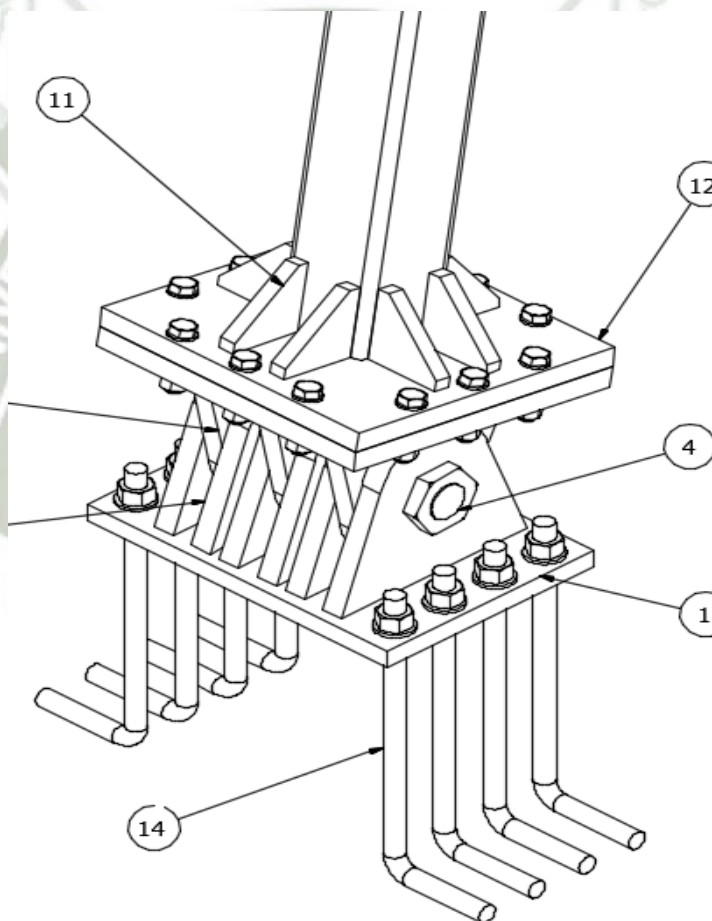


Fig 4. 83 Ensamble de Soporte Articulado

4.3.14 DISEÑO DE LA PLACA BASE

Para el diseño de la placa base, se hace de acuerdo a las consideraciones de la norma AISC, y se muestra a continuación en la hoja de cálculo:

Para el caso de nuestros soportes la placa base deberá de soportar una acción combinada de fuerza axial, momento flector y esfuerzo cortante.

Para la placa base tomamos como referencia las dimensiones que se tienen del soporte articulado que va a soportar la columna HSS9X9X3/8 que sirve como columna para los arcos.

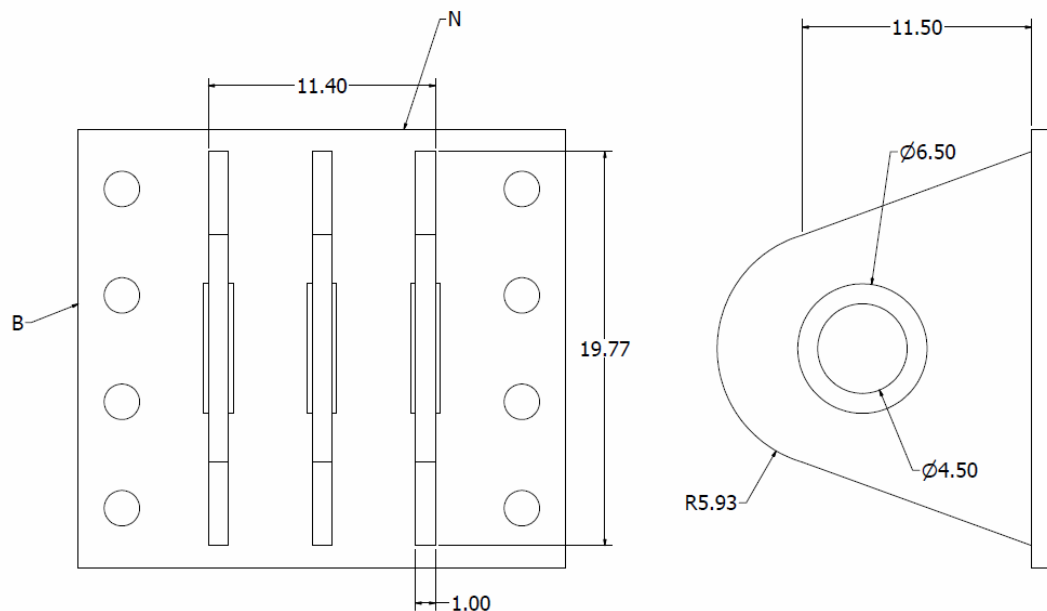


Fig 4. 84 Placa base Soportes Articulados

De la configuración anterior queda determinar las dimensiones de la placa base “B” ancho de la placa base, “N” largo de la placa base y “tp” espesor de la placa base.

Para el diseño de la placa base necesitamos conocer la fuerza axial, el momento flector y el esfuerzo cortante que actúan en la columna más crítica del diseño, del software SAP2000 se toman los valores mencionados anteriormente.

$$Pu = 756.27 \text{ kip}$$

$$Mu = 90 \text{ kip.in}$$

$$Vu = 115 \text{ kip}$$

El primer paso es proponer unas dimensiones para la placa base teniendo en cuenta el diámetro de los pernos de anclaje para este caso probaremos con pernos de 1 ¾.

Por lo tanto con $Dr=1 \frac{3}{4}$.

$$N = d + (10 * Dr)$$

$$B = bf + (6 * Dr)$$

Donde:

d: Peralte de la columna, en nuestro caso es la longitud total de los apoyos para el pasador.

bf: Ancho del patín de la columna, en nuestro caso es el ancho de los soportes.

Reemplazando:

$$N = 11.4 + (10 * 1.75)$$

$$N = 28.9 \text{ pulg.}$$

$$B = 19.77 + (6 * 1.75)$$

$$B = 30.27 \text{ pulg.}$$

Probamos con $N=29$ y $B=30.5$ pulgadas.

Para el dimensionamiento de la zapata de concreto se necesita:

$$Largo = N + 2 * (6 * Dr - Db)$$

$$Ancho = B + 2 * (6 * Dr - Db)$$

Donde:

$$Db = 1.75Dr$$

Reemplazando:

$$Largo = 29 + 2 * (6 * 1.75 - 1.75 * 1.75)$$

$$Largo = 43.875 \text{ pulg}$$

$$Ancho = 30.5 + 2 * (6 * 1.75 - 1.75 * 1.75)$$

$$Ancho = 45.375 \text{ pulg}$$

Probamos con una zapata de 44x46 pulgadas.

Dimensionamos la Zapata geoméricamente similar a la placa base.

Tomamos el mayor lado de la zapata N2=46 pulgadas.

Hallamos la proporción entre las longitudes de la placa base

$$Proporcion = \frac{B}{N} = \frac{30.5}{29} = 1.052$$

Por lo tanto:

$$B2 = N2 * Poporcion$$

$$B2 = 46 * 1.052$$

$$B2 = 48.38 \text{ pulg}$$

Finalmente se tiene una zapata con un área A2= 1330 pulg² y una placa base con un área A1=884.5 pulg².

Calculamos la excentricidad crítica y la excentricidad equivalente de las fuerzas que actúan sobre la placa base.

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{90}{756.27} = 0.12 \text{ pulg.}$$

Para hallar la excentricidad equivalente primero tenemos que hallar el esfuerzo máximo que soporta el concreto “fpmax”:

$$fpmax = \Phi_c * (0.85 * f_c) * \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

Donde:

Φc: Factor de reducción de resistencia al aplastamiento igual a 0.65.

F`c: Resistencia a la compresión del concreto

Reemplazando obtenemos:

$$f_{pmax} = 0.65 * (0.85 * 4) * \sqrt{\frac{1330}{884.5}}$$

$$f_{pmax} = 2.032 \text{ ksi}$$

Luego hallamos la presión que ejerce el concreto “q”

$$q_{max} = f_{pmax} * B$$

$$q_{max} = 2.032 * 30.5$$

$$q_{max} = 61.991 \text{ kip/pulg}$$

Finalmente la excentricidad critica queda definida por

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 * q_{max}}$$

$$e_{crit} = \frac{29}{2} - \frac{756.27}{2 * 61.991}$$

$$e_{crit} = 8.4 \text{ pulg}$$

Como se cumple que $e < e_{crit}$ se procede con el diseño de placas por momentos de magnitudes pequeñas.

Determinamos la longitud de soporte.

$$Y = N - 2 * e$$

$$Y = 29 - 2 * 0.12$$

$$Y = 28.76 \text{ pulg}$$

Verificamos la presión de soporte:

$$q = \frac{P_u}{Y}$$

$$q = \frac{756.27}{28.76}$$

$$q = 26.29 \text{ kip/pulg}$$

$$q < q_{max} = 26.29 < 61.991$$

es correcto y se procede a determinar el espesor de la placa base

Determinamos las longitudes en voladizo “m”, “n” de la placa base.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{29 - 0.95 * 11.4}{2}$$

$$m = 9.09 \text{ pulg}$$

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2}$$

$$n = \frac{30.5 - 0.8 * 19.77}{2}$$

$$n = 7.342 \text{ pulg}$$

Hallamos la presión entre en concreto y la placa base

$$fp = \frac{Pu}{B * Y}$$

$$fp = \frac{756.27}{30.5 * 28.76}$$

$$fp = 0.86 \text{ ksi}$$

Por lo tanto el espesor de la placa base cuando $Y > m$ viene dado por la formula:

$$tp1 = 1.5 * m * \sqrt{\frac{fp}{fy}}$$

Donde:

fy: Esfuerzo de fluencia especificado para la placa base

$$tp1 = 1.5 * 9.09 * \sqrt{\frac{0.86}{50}}$$

$$tp1 = 1.75 \text{ pulg}$$

Y cuando $Y > n$ el espesor de la placa base viene definido por:

$$tp2 = 1.5 * n * \sqrt{\frac{fp}{fy}}$$

$$tp2 = 1.5 * 7.342 * \sqrt{\frac{0.86}{50}}$$

$$tp2 = 1.45 \text{ pulg}$$

Por lo tanto el $tpreq = \max(tp1; tp2)$.

$$tpreq = 1.75 \text{ pulg}$$

Para el diseño de las anclas supondremos que se usaran 8 anclas de las cuales 4 están sometidas a tracción ($nr=4$).

Hallamos el esfuerzo cortante por ancla.

$$fv = \frac{Vu}{nr * Ar}$$

Donde:

Ar: Área del ancla, para un tornillo de 1.75 pul su área es de 2.41 pulg².

$$fv = \frac{115}{4 * 2.41}$$

$$fv = 11.93 \frac{\text{ksi}}{\text{tornillo}}$$

Determinamos el momento flector Ml en las anclas:

$$Ml = \frac{Vu * Brazo}{nr}$$

Donde:

$$Brazo = \frac{tp + 0.125}{2}$$

$$Brazo = \frac{1.75 + 0.125}{2}$$

$$Brazo = 0.9375 \text{ pulg}$$

Finalmente:

$$Ml = \frac{115 * 0.9375}{4}$$

$$Ml = 26.95 \text{ kip.pulg}$$

Determinamos el esfuerzo “fta” debido a la tensión y el esfuerzo “ftb” debido a la flexion.

$$fta = \frac{Tu}{nr * Ar}$$

$$ftb = \frac{Ml}{S}$$

$$S = \frac{Dr^3}{6}$$

Reemplazando:

$$fta = \frac{0}{4 * 2.41}$$

Como se trata de un momento de magnitud pequeña no hay tensión sobre las anclas por lo tanto $Tu=0$.

$$fta = 0$$

$$S = \frac{1.75^3}{6}$$

$$S = 0.893 \text{ pulg}^3$$

$$f_{tb} = \frac{26.95}{0.893}$$

$$f_{tb} = 30.175 \text{ ksi}$$

Para verificar la correcta selección de pernos de anclaje se tiene que cumplir la siguiente igualdad:

$$f_t \leq \phi_v F_{nt} = \phi_v * \left(1.3 * F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_v * F_{nv}} * f_v \right) \leq \phi_v * F_{nt}$$

Donde:

$$f_t = f_{ta} + f_{tb}$$

$$f_t = 30.175 \text{ ksi}$$

$$F_{nt} = 0.75 * F_u$$

$$F_{nt} = 0.75 * 125 (\text{utilizamos pernos grado A354 con un } f_u = 125 \text{ ksi})$$

$$F_{nt} = 93.75 \text{ ksi}$$

$$F_{nv} = 0.4 * F_u$$

$$F_{nv} = 0.4 * 125$$

$$F_{nv} = 50 \text{ ksi}$$

$$\phi_v = 0.75$$

Reemplazando en la ecuación obtenemos:

$$\phi F_{nt} = \phi_v * \left(1.3 * F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_v * F_{nv}} * f_v \right)$$

$$\phi F_{nt} = 0.75 * \left(1.3 * 93.75 - \frac{93.75}{0.75 * 50} * 11.93 \right)$$

$$\phi F_{nt} = 69.039 \text{ ksi}$$

$$\phi F_{nt} = \phi_v * F_{nt}$$

$$\phi F_{nt} = 0.75 * 93.75$$

$$\phi F_{nt} = 70.3125 \text{ ksi}$$

Por lo tanto se cumple que:

$$\phi F_{nt} < \phi F_t$$

$$69.039 < 70.3125 \text{ (ok)}$$

$$f_t < \phi F_{nt}$$

$$38.22 < 69.039 \text{ (ok)}$$

Por lo tanto para la placa base se usaran 8 anclas ASTM de 1 3/4 pulgadas de diámetro grado 105 y de 29 pulg. de longitud (debido a que el momento es de magnitud pequeña las anclas no tenderán a zafarse del concreto).

Por lo tanto las dimensiones de la placa base son:

Como podemos observar la distancia entre los pernos y los soportes del pasador es de 6.69 pulg. una distancia muy grande que como consecuencia genera un espesor de placa muy grande.

Reducimos la longitud N de la placa de 24.5a 22 pulg. y procedemos al recalcu de la placa base con estas nuevas dimensiones.

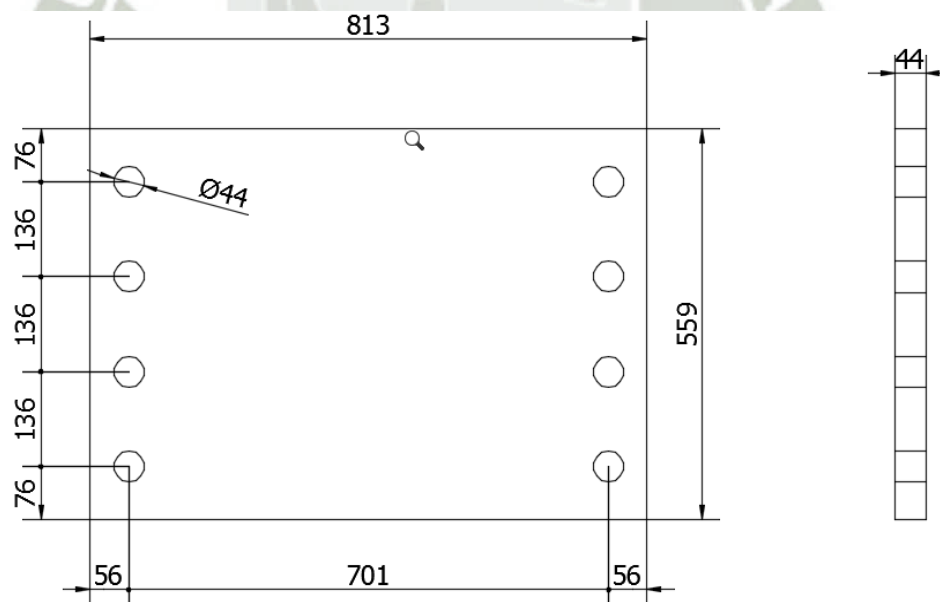


Fig 4. 85 Dimensiones finales Placa Base

4.3.15 SIMULACION MEDIANTE SOFTWARE AUTODESK SIMULATION MECHANICAL 2017

Luego de exportar nuestro modelo a la plataforma del Autodesk Simulation Mechanical, junto con los datos obtenidos del análisis procedemos a definir los parámetros de la simulación.

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
71684	HSS9X9X1/2	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV (Sp)	-596,196	99,556	11,063	0	0	40,345

Tabla 4. 55 Combinación de esfuerzos en la base de la estructura. Fuente Elaboración propia

4.3.15.1 Simulación del soporte articulado

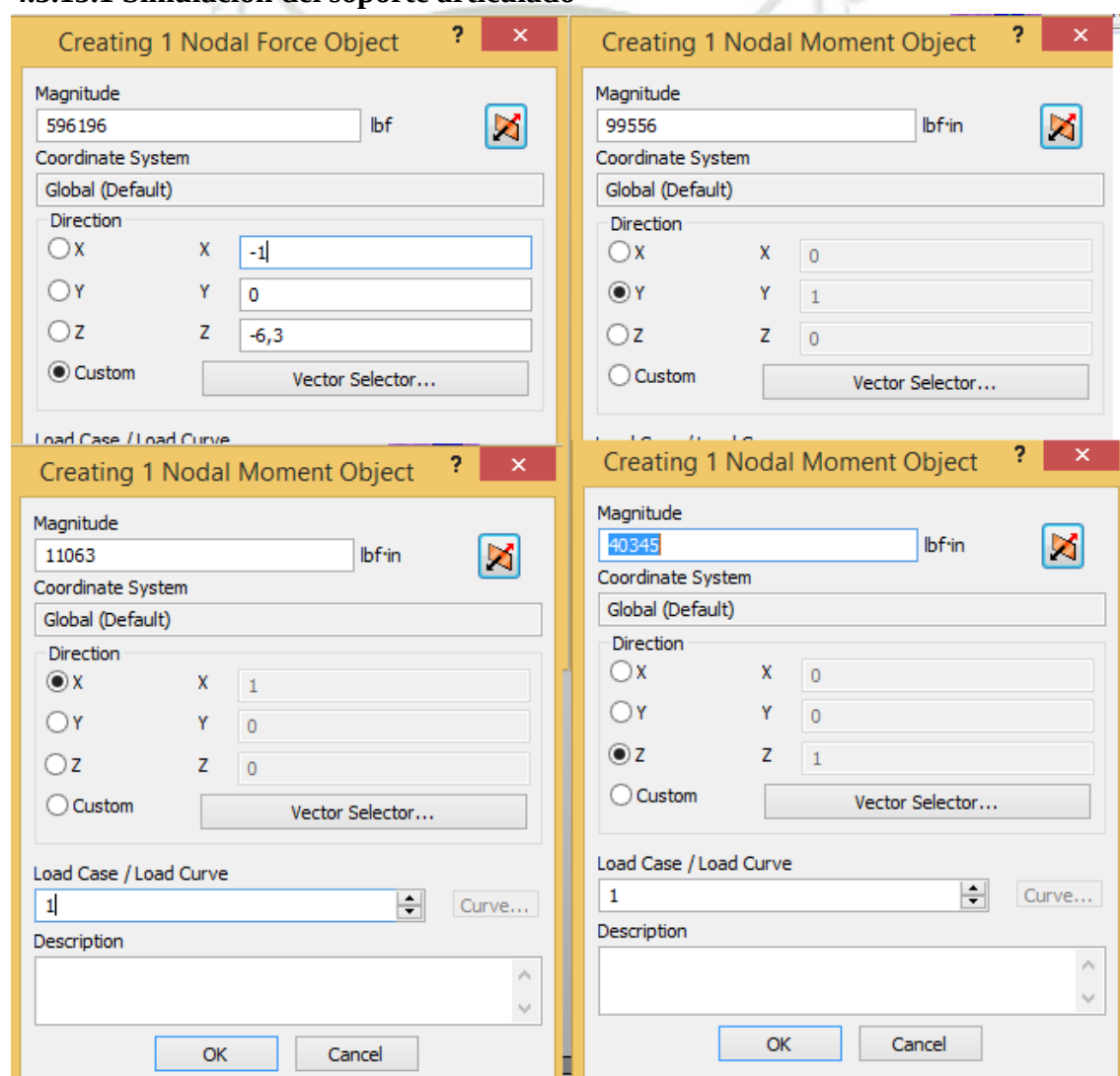


Fig 4. 86 Definición de cargas actuantes

De los resultados obtenidos de SAP2000 se procede a hacer un análisis por elementos finitos para comprobar que los esfuerzos a los que está sometido el soporte no sobrepasen los límites del material escogido.

Para esto, se escoge del análisis realizado por SAP2000 la columna que en su base este sometida a los mayores esfuerzos combinados de compresión, momento, cortante y torsión, datos que se usaran para simular el comportamiento del soporte en el punto más crítico de la estructura.

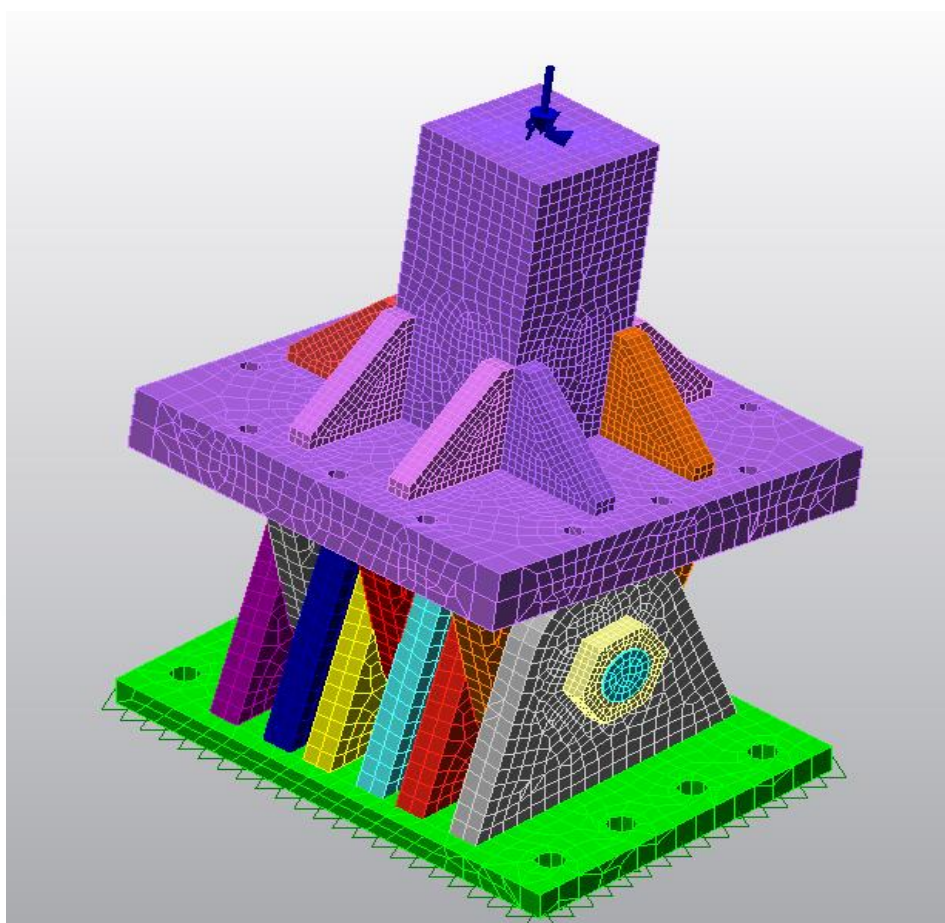


Fig 4. 87 Modelo final del soporte articulado

Con nuestros parametros definidos(cargas, apoyos, materiales) procedemos a la simulación de nuestro soporte articulado bajo las cargas mas criticas a las que se somete.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación demostrando que los espesores escogidos para las placas, el diámetro del pasador, los espesores de las placas tanto de unión como la de la base, así como las cartelas de refuerzo, soportan los esfuerzos combinados a los que están sometidos.

Para el soporte 1 se observa que el máximo esfuerzo de Von Mises es de 12.43 ksi.

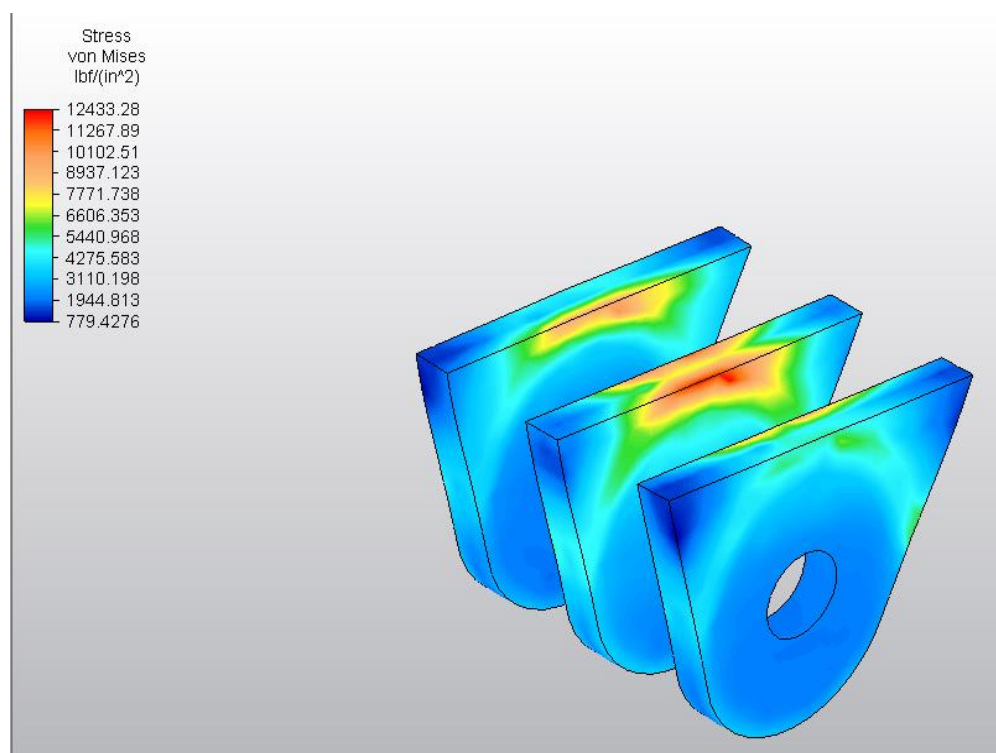


Fig 4. 88 Esfuerzo de Von Mises Platinas I

Con un factor de seguridad mínimo de 2.94, por lo tanto el soporte con placas de espesor de 1.5 pulg. cumple bajo las cargas más críticas.

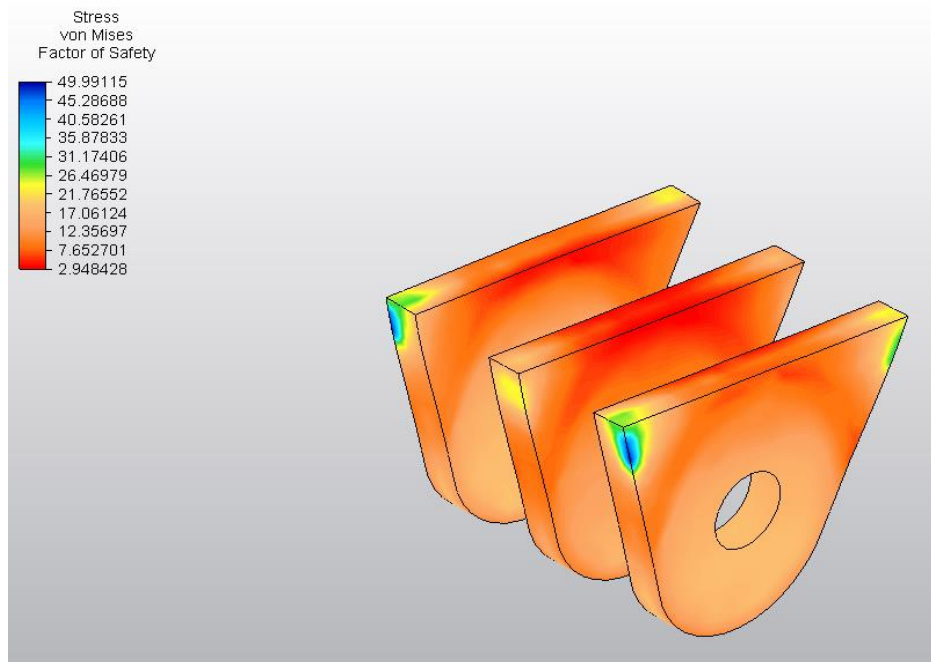


Fig 4. 89 Factor de seguridad Platinas I

Para el soporte 2 de los resultados obtenidos el esfuerzo de Von Misses es de 6.69 ksi.

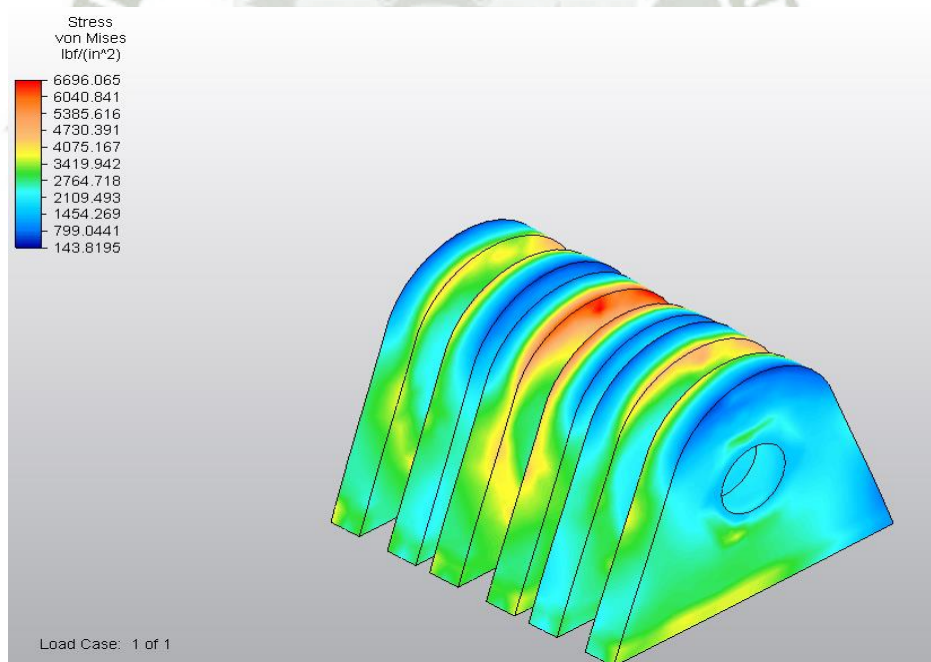


Fig 4. 90 Esfuerzo de Von Misses Platinas II

Con un factor de seguridad mínimo de 5.37, por lo tanto el soporte 2 con placas de 1.5pulg. de espesor cumple bajo las cargas más críticas

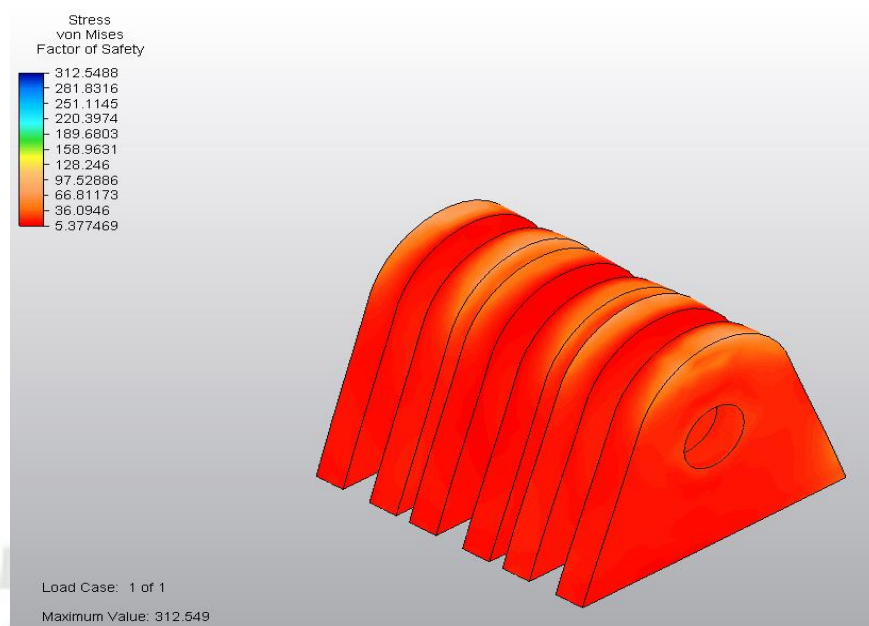


Fig 4. 91 Factor de Seguridad Platinas II

Del análisis para el pasador se obtiene que el máximo esfuerzo de Von Misses es de 3.93 ksi.

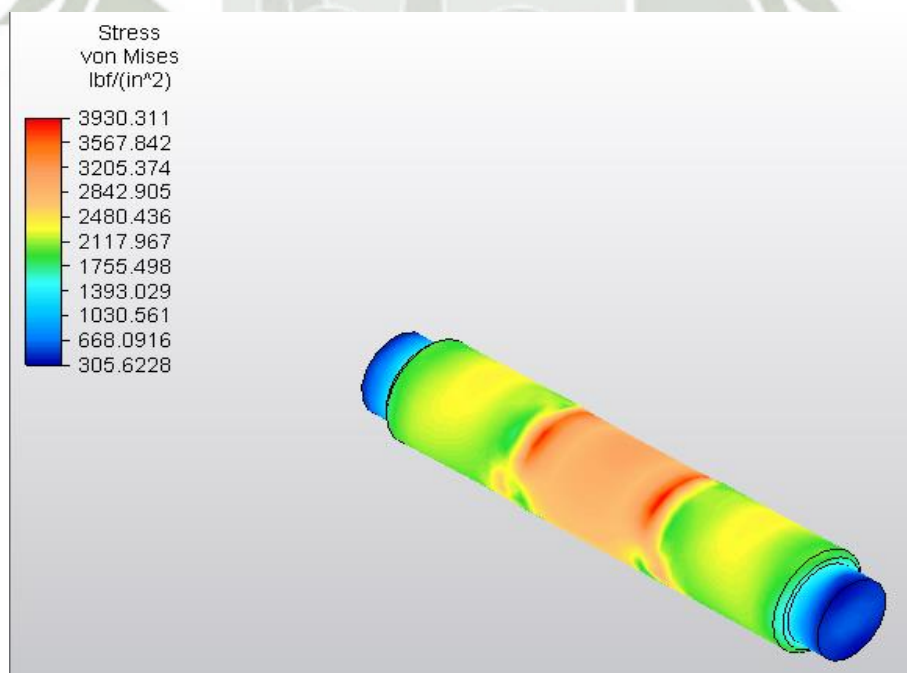


Fig 4. 92 Esfuerzos de Von Misses Pasador

Con un factor de seguridad mínimo de 9.19 el pasador de 4.5 pulgadas de diámetro cumple bajo las cargas mas criticas.

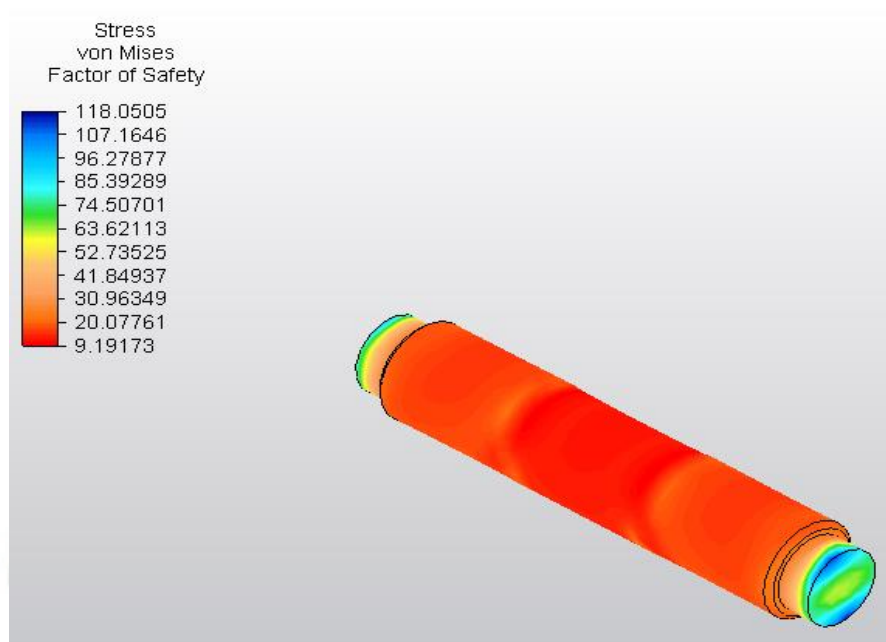


Fig 4. 93 Factor de seguridad Pasador

Del análisis para el pasador se obtiene que el máximo esfuerzo de Von Misses es de 19.07 ksi.

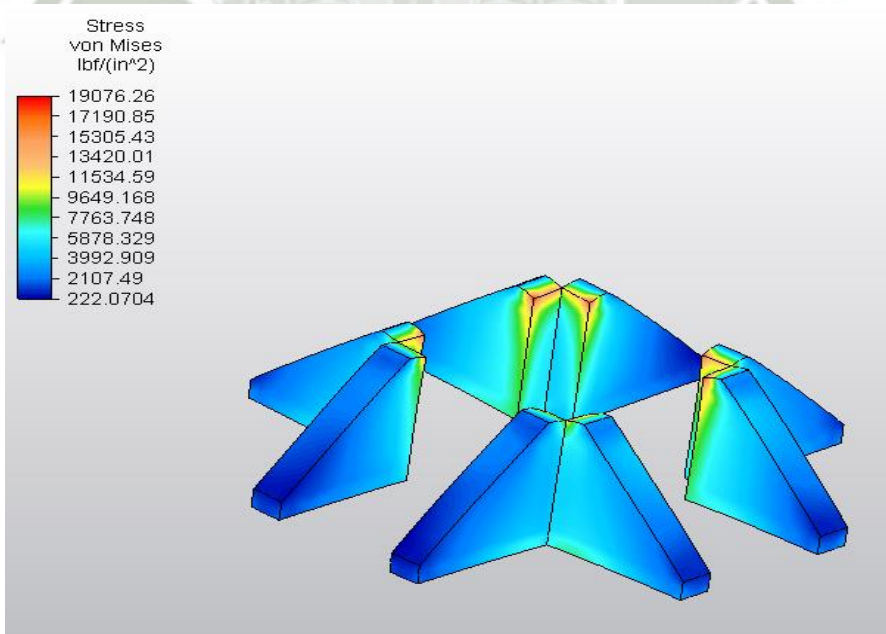


Fig 4. 94 Maximo esfuerzo de Von Misses de las cartelas

Con un factor de seguridad mínimo de 1.88 las cartelas de 1.5 pulgadas de espesor cumplen bajo las cargas más críticas.

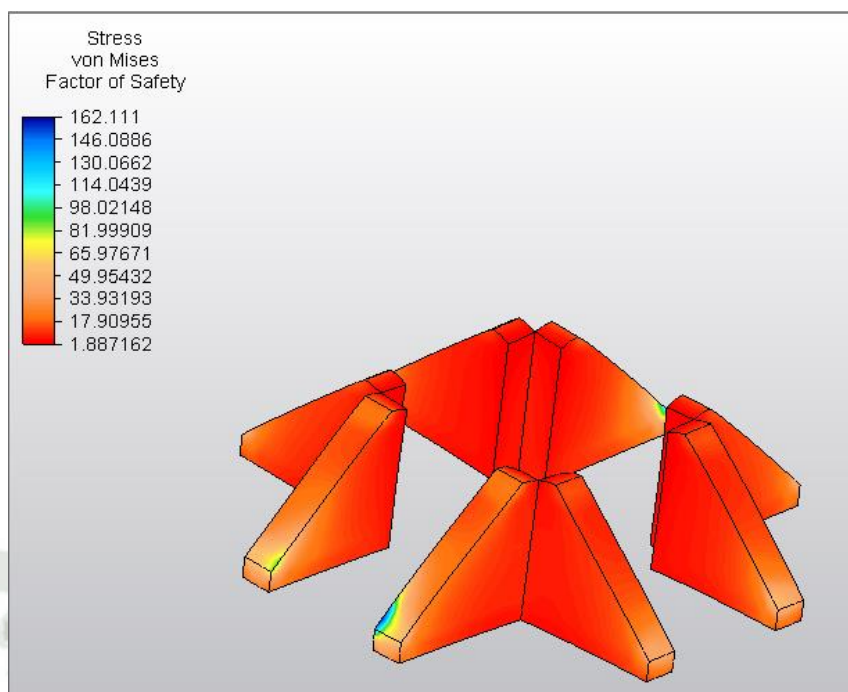


Fig 4. 95 Factor de seguridad de las cartelas

El máximo desplazamiento en la dirección x es de 0.0095 pulg. aproximadamente 0.24 mm.

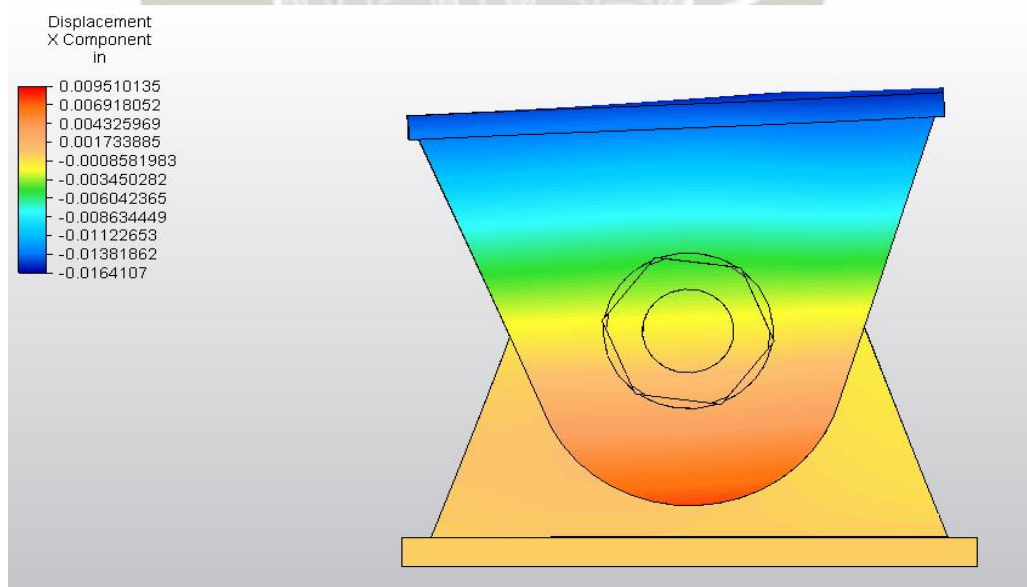


Fig 4. 96 Máximo desplazamiento en la dirección X

El máximo desplazamiento en la dirección y es de 0.0030 pulg. aproximadamente 0.07 mm.

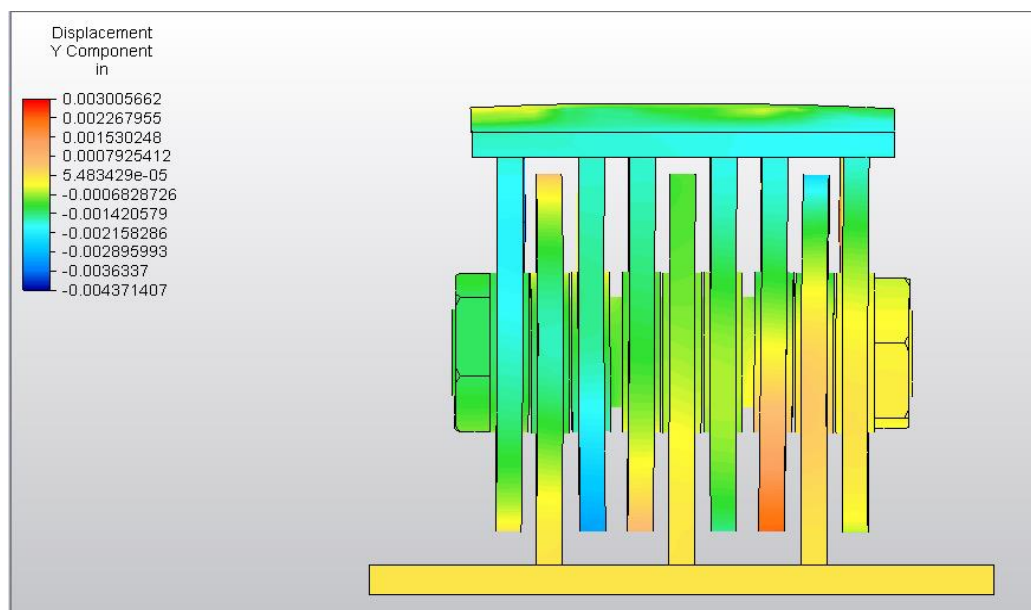


Fig 4. 97 Máximo desplazamiento en la dirección Y

El máximo desplazamiento en la dirección z es de 0.023 pulg. aproximadamente 0.58 mm.

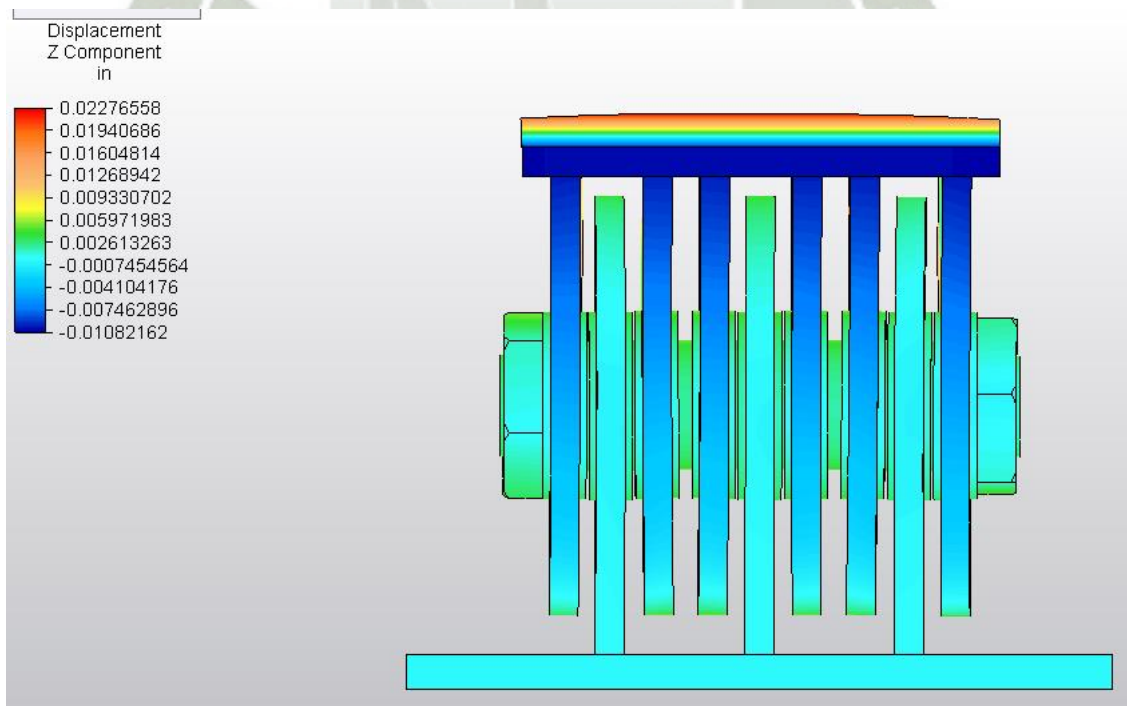


Fig 4. 98 Máximo desplazamiento en la dirección Z

Del análisis para la placa base se obtiene que el máximo esfuerzo de Von Mises es de 2.67 ksi.

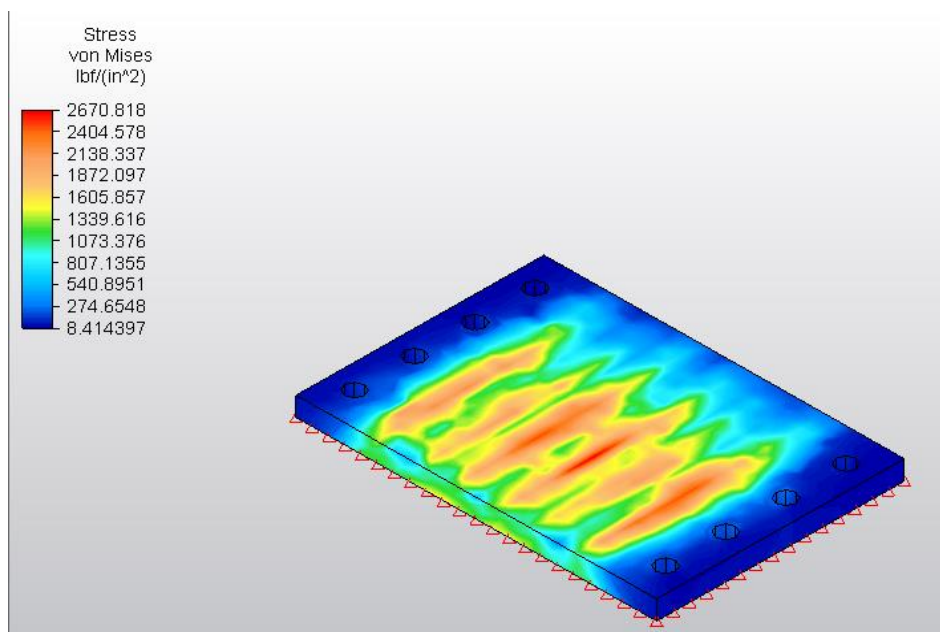


Fig 4. 99 Máximo esfuerzo de Von Mises de la Placa base

Con un factor de seguridad mínimo de 13.48 la placa base de 1.75 pulgadas de espesor cumple bajos las cargas mas criticas.

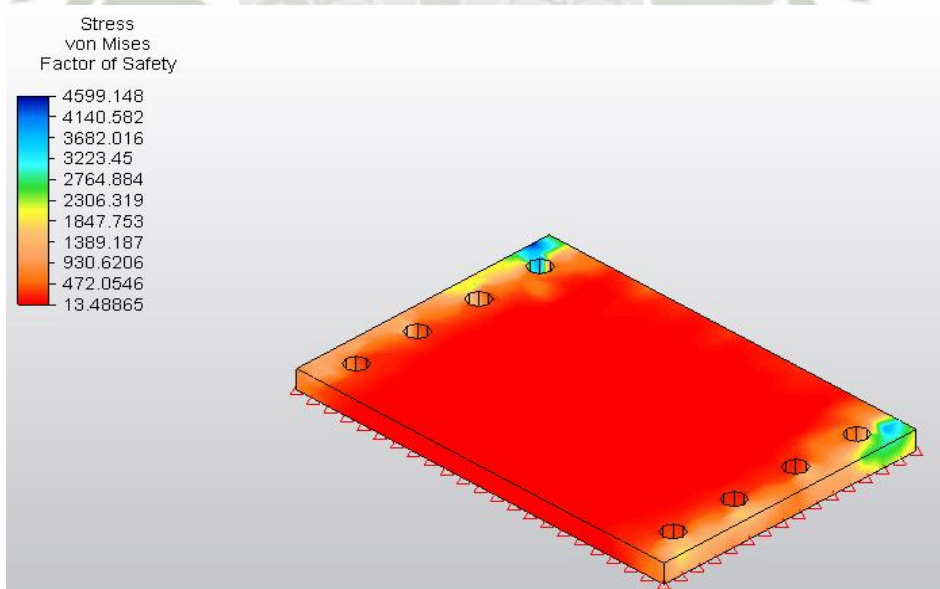


Fig 4. 100 Factor de seguridad de la Placa base

Del análisis para la placa base se obtiene que el máximo esfuerzo de Von Mises es de 9.58 ksi.

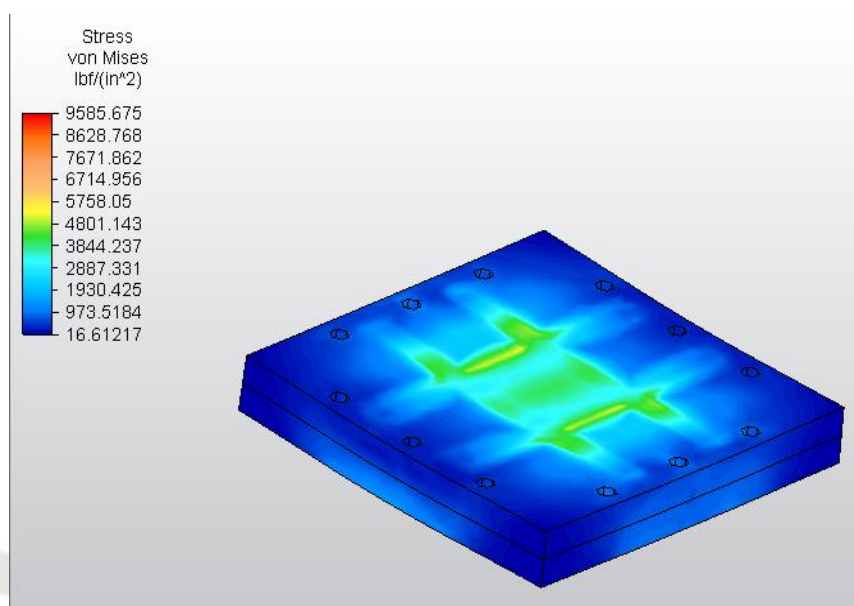


Fig 4. 101 Esfuerzos de Von Mises sobre las placas de unión entre la columna y el soporte

Con un factor de seguridad mínimo de 3.75 las placa de unión de 2 pulgadas de espesor cumple bajo las cargas más críticas.

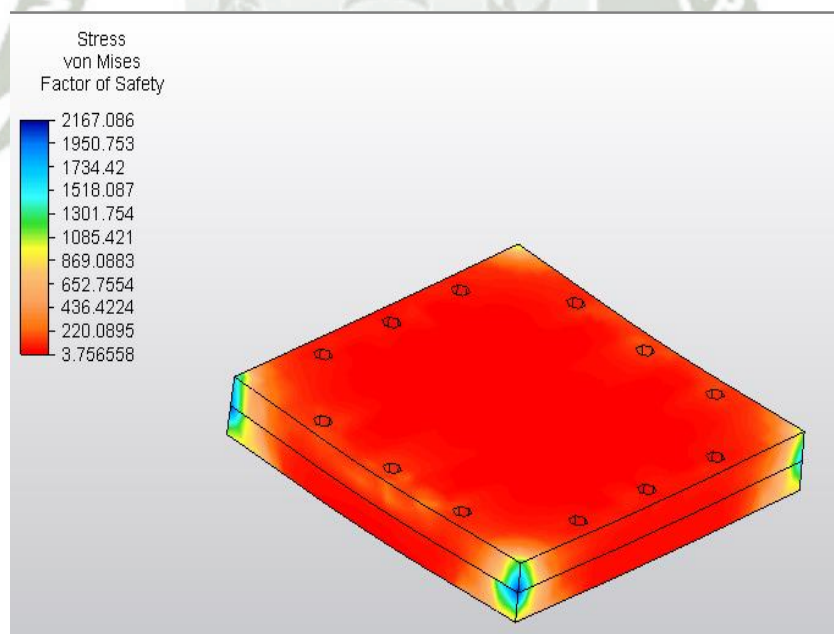


Fig 4. 102 Factor de seguridad de las placas de unión

4.3.15.2 Simulación del soporte para el refuerzo interno de las columnas

Del análisis realizado en SAP2000 se extraen los resultados de los perfiles que van a ser soportados por este refuerzo, se escoge el que esta sometido a los mayores esfuerzos como resultado de las combinaciones de cargas, el cual se muestra en la siguiente tabla.

Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	Equation	TotalRatio
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	Text	Unitless
3435	HSS5X5X1/4	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-75,267	-30,136	-12,878	0,12	-0,058	-5,529	(H1-1a)	0,556513

Tabla 4. 56 Tabla de mayores esfuerzos de los perfiles refuerzo interno

De la misma manera que en el caso del soporte articulado se procede a cargar estos datos en la plataforma del Mechanical Simulation.

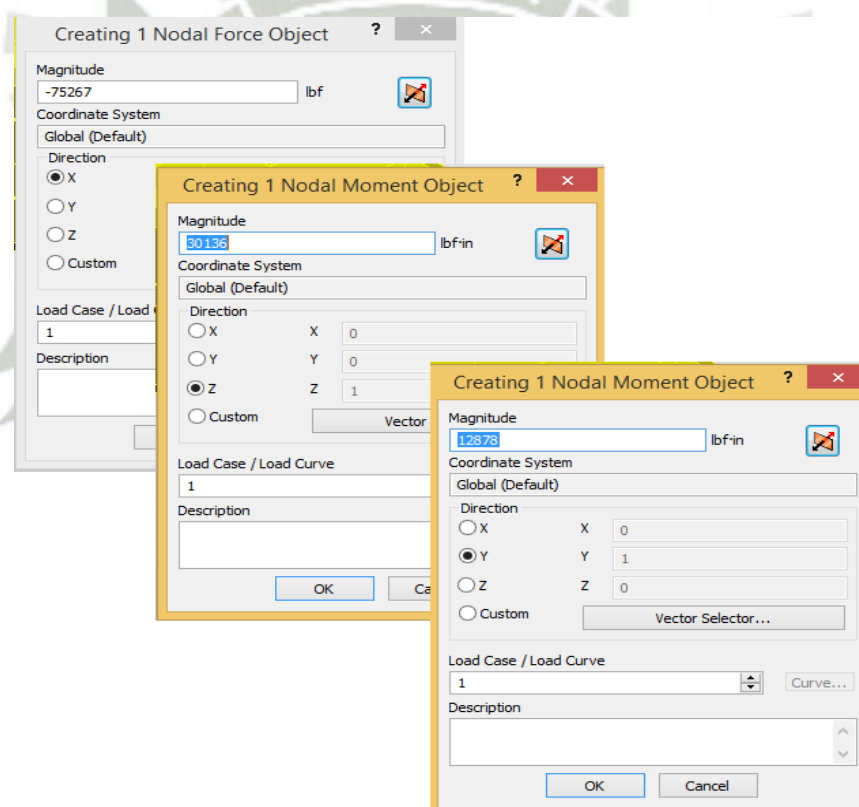


Fig 4. 103 Cargas usadas para el análisis

Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

- DESPLAZAMIENTO EN X

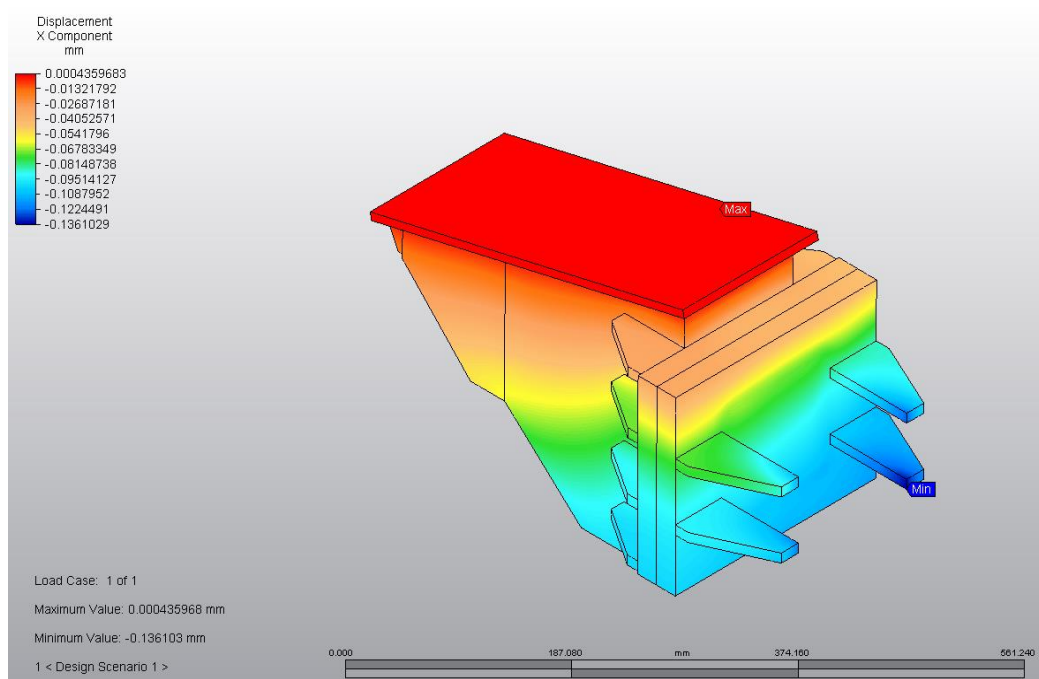


Fig 4. 104 Máximo desplazamiento en el eje X

- DESPLAZAMIENTO EN Y

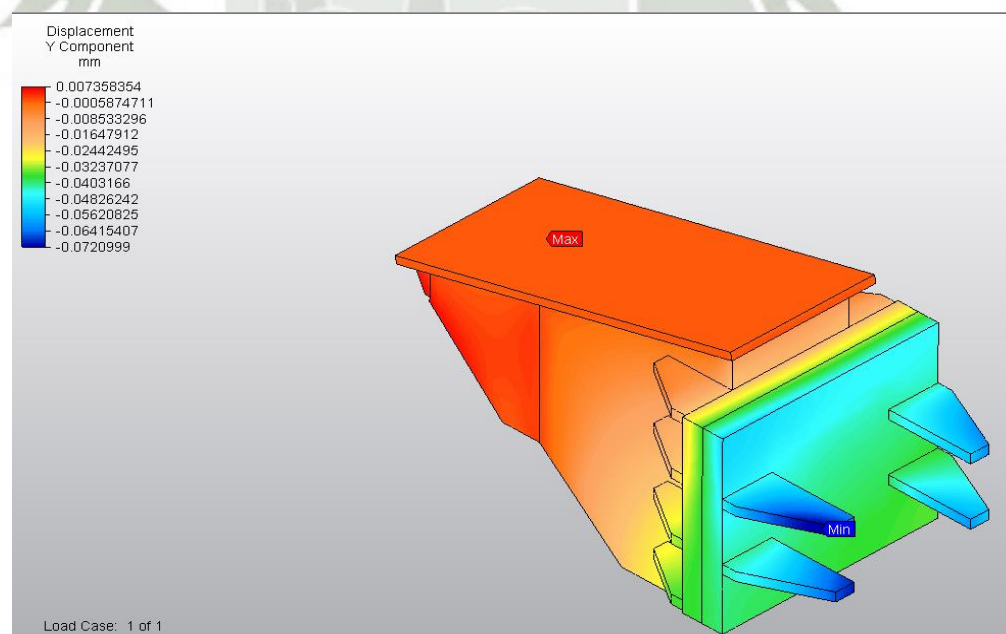


Fig 4. 105 Máximo desplazamiento en el eje Y

- DESPLAZAMIENTO EN Z

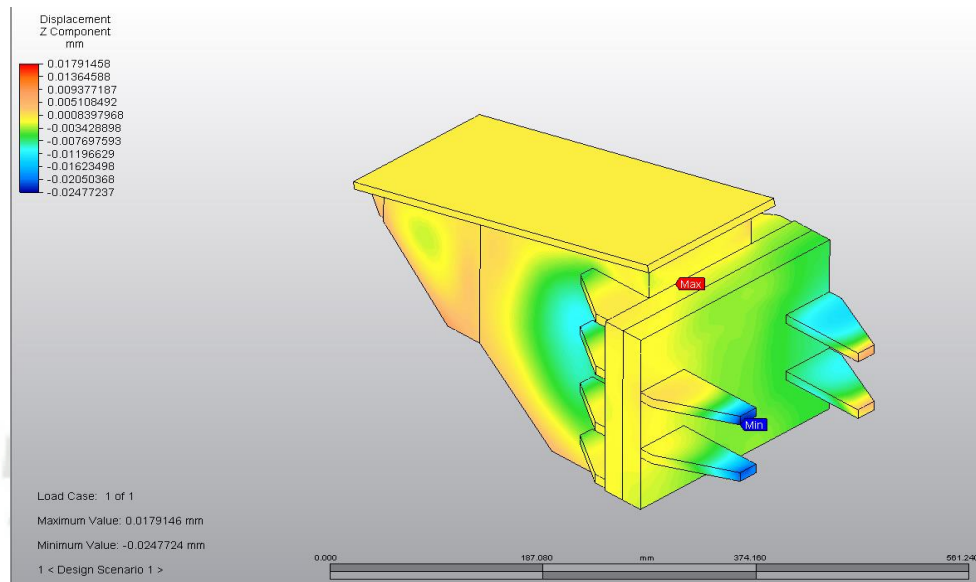


Fig 4. 106 Máximo desplazamiento en el eje z

- ESFUERZO VON MISSES

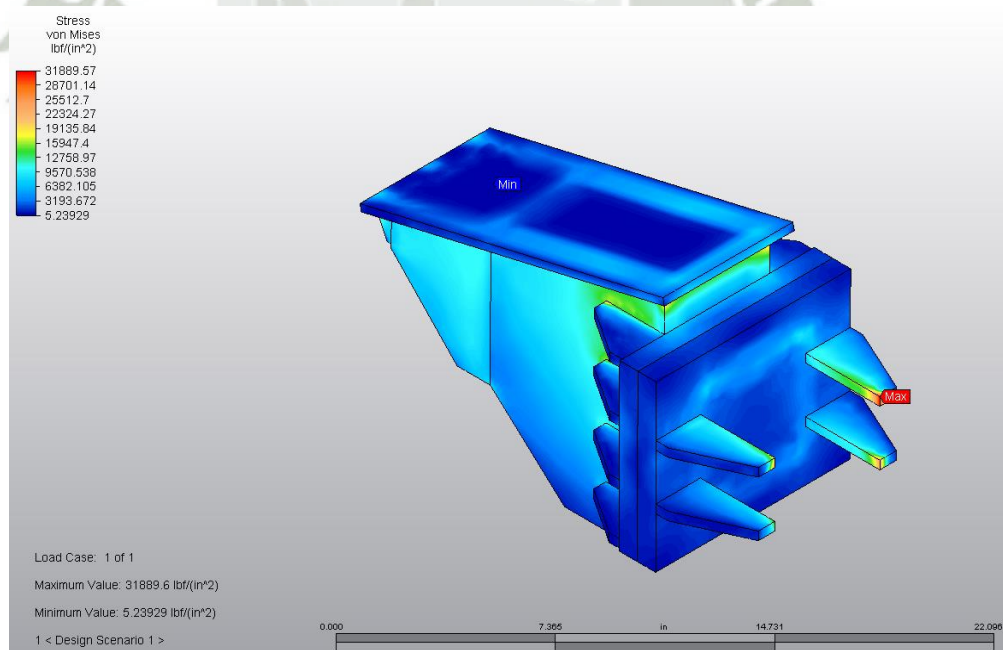


Fig 4. 107 Esfuerzos de Von Misses

- FACTOR DE SEGURIDAD

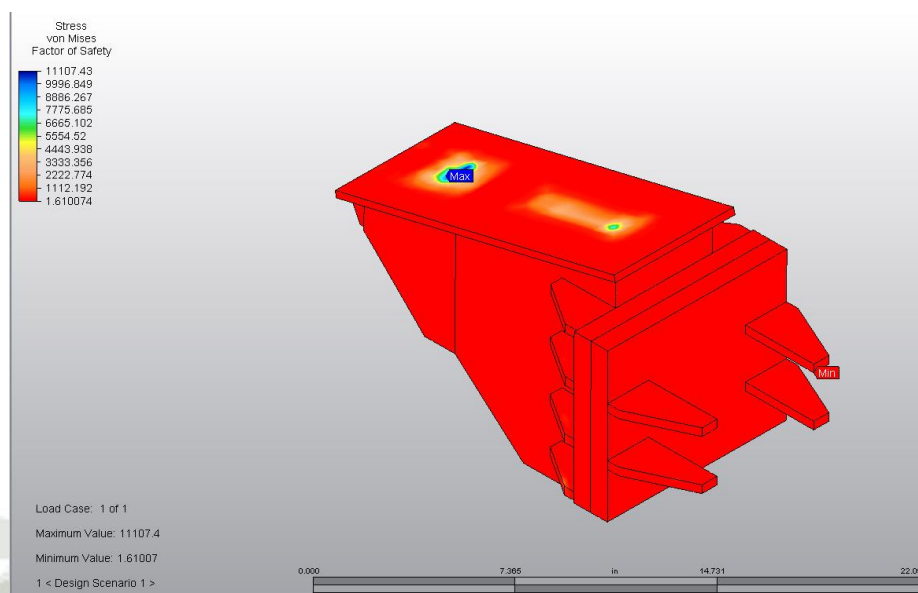


Fig 4. 108 Factor de seguridad

Como conclusión del análisis realizado se obtiene un factor de seguridad mínimo de 1.61 por lo que el modelo propuesto cumple con las cargas a las cuales esta solicitado.

4.3.16 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Toda superestructura requiere de una subestructura que le permita transferir sus cargas al suelo que le da soporte. En el caso de nuestra estructura de estudio la subestructura está conformada por zapatas aisladas, debido a la separación ente cada punto de apoyo implica que cada zapata debe responder a sus solicitaciones estructurales independientemente.

Esta es también una de las razones por las cuales en los arcos principales se adecuo un accesorio para que la transferencia de cargas sea por medio de una articulación y no se presenten momentos flectores, pues estos significarían tener zapatas de mayores dimensiones.

Para el diseño de dichas cimentaciones haremos uso del software SAFE 2016 v16.0.0

Para el diseño de las cimentaciones haremos uso de los siguientes reglamentos:

- Norma Técnica de edificación E020 – CARGAS
- Norma Técnica de edificación E050 – SUELOS Y CIMENTACIONES
- Norma Técnica de edificación E060 – CONCRETO ARMADO

4.3.16.1 Cargas aplicadas

Las cargas actuantes sobre la cimentación son las provenientes de la superestructura de acero, sin embargo, también se tienen cargas propias de la cimentación las cuales son:

Peso propio de las zapatas de concreto armado: $\frac{2400kg}{m^2}$

Peso del suelo de relleno sobre las zapatas: $\lambda_{suelo} = \frac{1700kg}{m^2}$

Las cargas provenientes de la estructura son las reacciones en la base de la estructura debido a las combinaciones de carga del Capítulo 2.

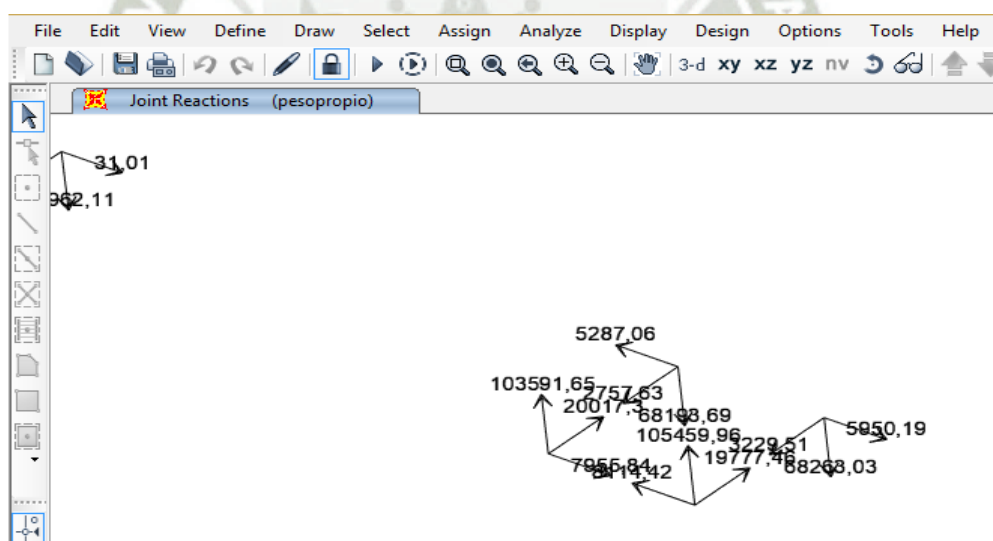


Fig 4. 109 Reacciones en un base debido al peso propio de la estructura

Para el diseño de cimentaciones, de forma similar que en estructuras metálicas, existen una serie de combinaciones de cargas según la norma ACI318-14 en la tabla 5.3.1

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga

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

Tabla 4. 57 Combinaciones de carga. Fuente: ACI 318-14

Para poder realizar estas combinaciones necesitamos extraer los casos de cargas requeridos (carga muerta, carga viva, viento y sismo).

JOINT	CASE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
406	pesopropio	26698,14	8938,15	137144,11	0	0	0
406	sismoX_esta	-3380,62	-2492,77	-24284,24	0	0	0
406	sismoY_esta	-2023,64	-2758,21	-7022,43	0	0	0
406	viva	6126,03	2590,1	32251,37	0	0	0
406	vientocfd(x)	-1811,03	-1980,9	-17862,36	0	0	0
406	vientocfd(y)	-1606,26	-3279,16	-4085,36	0	0	0
407	pesopropio	26226,76	-10395,33	137374,6	0	0	0
407	sismoX_esta	-3379,37	1450,76	-23568,08	0	0	0
407	sismoY_esta	1337,01	-1958,77	2406,77	0	0	0
407	viva	6001,64	-2318,15	31702,59	0	0	0
407	vientocfd(x)	-1820,36	1021,78	-17268,44	0	0	0
407	vientocfd(y)	2079,11	-2972,57	7177,31	0	0	0
408	pesopropio	-4378,67	-7137,11	-89867,95	0	0	0
408	sismoX_esta	2423,12	2045,25	23026,68	0	0	0
408	sismoY_esta	-459,25	-446,04	-3493,31	0	0	0
408	viva	-1223,49	-1792,73	-21441,93	0	0	0
408	vientocfd(x)	2616,21	1825,43	20133,85	0	0	0
408	vientocfd(y)	-710,39	-822,45	-10568,34	0	0	0
409	pesopropio	-4900,76	7211,72	-89157,9	0	0	0
409	sismoX_esta	2118,12	-1841,16	25628,66	0	0	0
409	sismoY_esta	825,87	-907,17	9623,88	0	0	0
409	viva	-1169	1723,43	-22576,58	0	0	0
409	vientocfd(x)	2321,85	-1614,13	22537,68	0	0	0
409	vientocfd(y)	405,52	-486,15	6191,84	0	0	0

Tabla 4. 58 Reacciones obtenidas en un extremo de los arcos principales

Cada arco es soportado en 8 puntos (4 puntos por lado), en la tabla 4.58 se aprecia los 4 puntos para un extremo del arco ubicado entre los ejes E-F, este procedimiento se

realiza para todos los puntos ubicados a 0 metros de elevación de nuestra estructura (reacciones en la base).

En total se tienen 92 puntos de apoyo de la estructura, para los cuales se diseñaran 32 zapatas aisladas que soportaran la estructura.

4.3.16.2 Propiedades del suelo

Del estudio de mecánica de suelos tomado en cuenta se obtuvieron las siguientes propiedades para el suelo:

- Capacidad portante estática

$F.S = 3$ Factor de seguridad del suelo considerando Falla por corte

$q_{a\_estatica} = 2.00 \frac{kgf}{cm^2}$ Capacidad portante para zapatas cuadradas

$\phi = 30^\circ$ $\gamma = 1.68 \frac{g}{cm^3}$

- Capacidad portante dinámica

$F.S = 2.5$ Factor de seguridad del suelo considerando Falla por corte

$q_{a\_dinamica} = 2.4 \frac{kgf}{cm^2}$ Capacidad portante dinámica

Para el modelamiento del suelo como medio de soporte se debe asignar como propiedad que caracteriza su rigidez su respectivo módulo de balasto, el cual asociado a su capacidad portante es de $k_s = 4.0 \frac{kgf}{cm^3}$

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Tabla 4. 59 Modulo de reacción del suelo. Fuente: Morrison & Morrison ingenieros

En la norma E050 se indica que se considere un factor de seguridad igual a 3 para la acción de cargas permanentes y un factor de seguridad igual a 2.5 para la acción de cargas dinámicas que son eventuales.

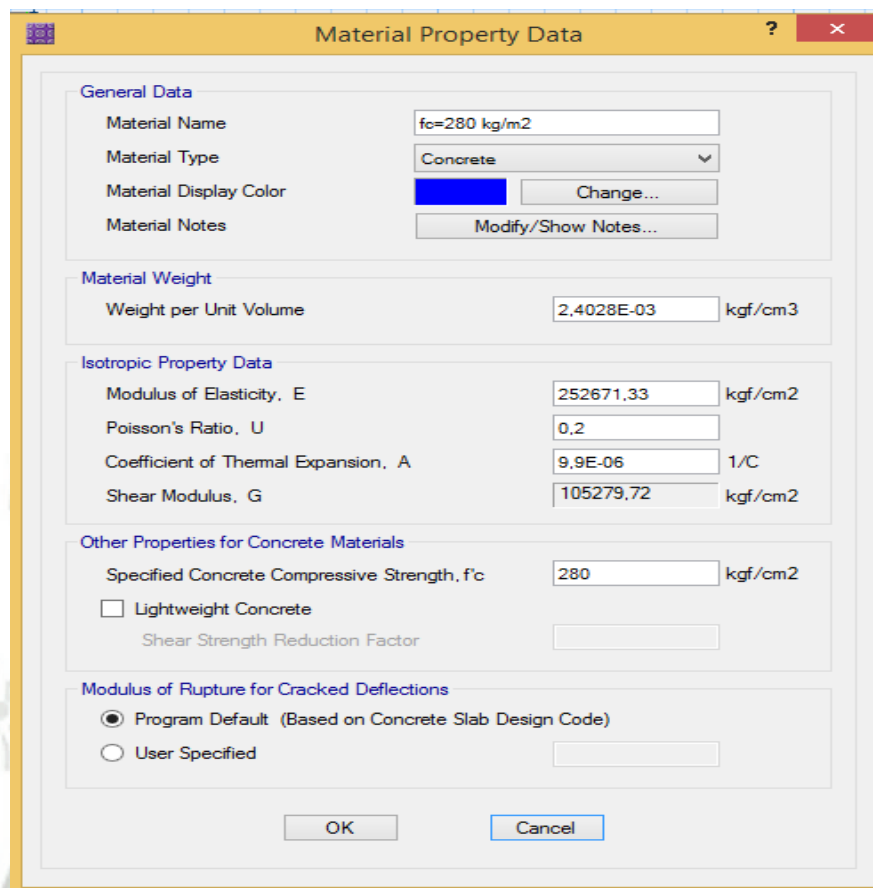
4.3.16.3 Diseño de los elementos estructurales

4.3.16.3.1 Definición de Parámetros en SAFE 2016

Para realizar un correcto análisis en el software SAFE primero hay que definir variables esenciales, como por ejemplo, el tipo de concreto, el tipo de material de refuerzo que se va a usar, las propiedades del suelo, casos de carga, combinaciones de carga.

4.3.16.3.1.1 Materiales

Los materiales a usar son concreto de 280 kg/cm² de resistencia a la compresión para las zapatas y acero con un esfuerzo a la fluencia de 4200 kg/cm².



Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight

Weight per Unit Volume: kgf/cm3

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm2

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm2

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: kgf/cm2

☐ Lightweight Concrete

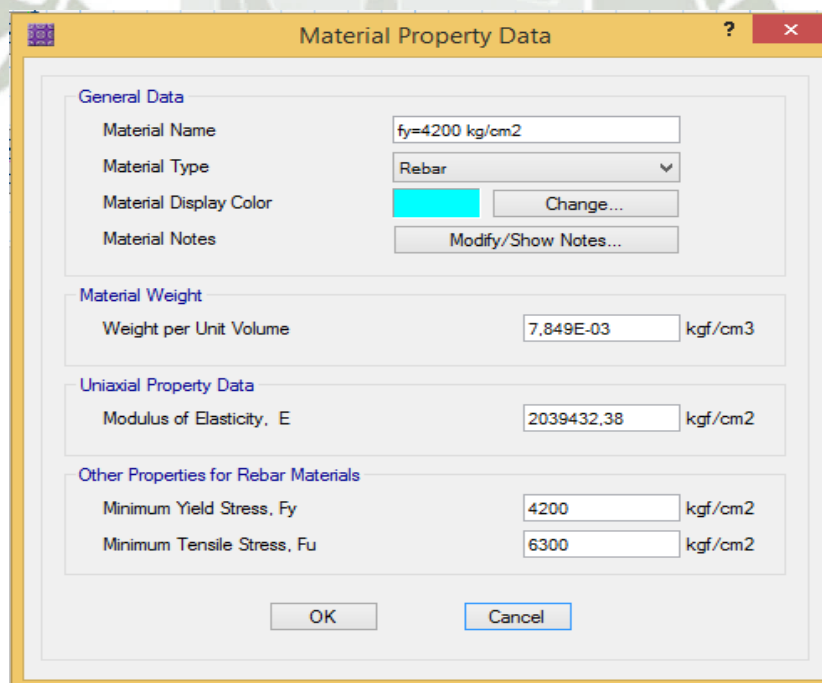
Shear Strength Reduction Factor:

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

☐ User Specified:

Fig 4. 110 Propiedades del concreto



Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight

Weight per Unit Volume: kgf/cm3

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm2

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: kgf/cm2

Minimum Tensile Stress, Fu: kgf/cm2

Fig 4. 111 Propiedades de las barras de refuerzo

Los datos de los materiales se introducirán de acuerdo a las figuras 110 y 111 respectivamente.

4.3.16.3.1.2 Losas

Para definir las propiedades de las losas que se van a usar se introducen los datos de acuerdo a la siguiente figura.

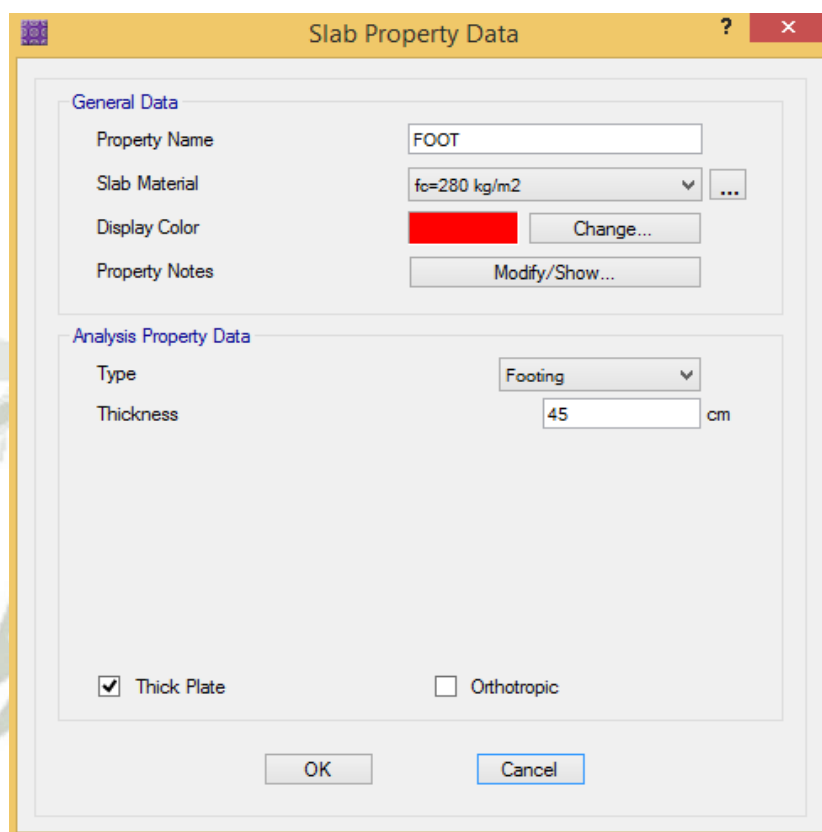


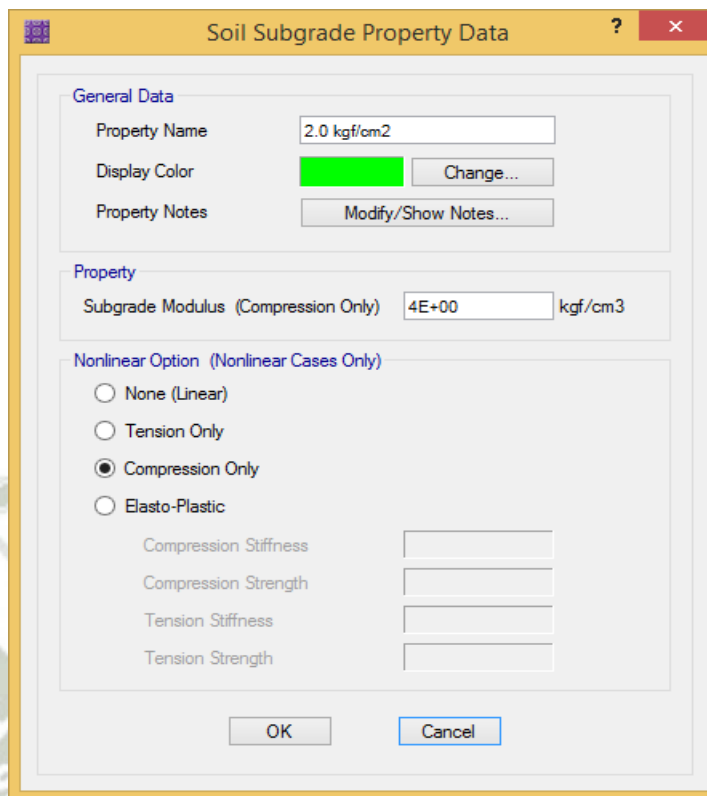
Fig 4. 112 Propiedades de las zapatas

En la figura anterior se está especificando que nuestra losa será de concreto 280 con un espesor de 45 cm.

4.3.16.3.1.3 Modulo de Balasto

Un dato importante a definir en SAFE es el módulo de Balasto o módulo de reacción del suelo el cual nos definirá más adelante en los resultados las Presiones sobre el suelo.

Según la tabla 4.59 para el tipo de terreno que asumimos le corresponde un módulo de balasto de 4 kg/cm^3 .



Soil Subgrade Property Data

General Data

Property Name: 2.0 kgf/cm2

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Property

Subgrade Modulus (Compression Only): 4E+00 kgf/cm3

Nonlinear Option (Nonlinear Cases Only)

☐ None (Linear)

☐ Tension Only

☒ Compression Only

☐ Elasto-Plastic

Compression Stiffness:

Compression Strength:

Tension Stiffness:

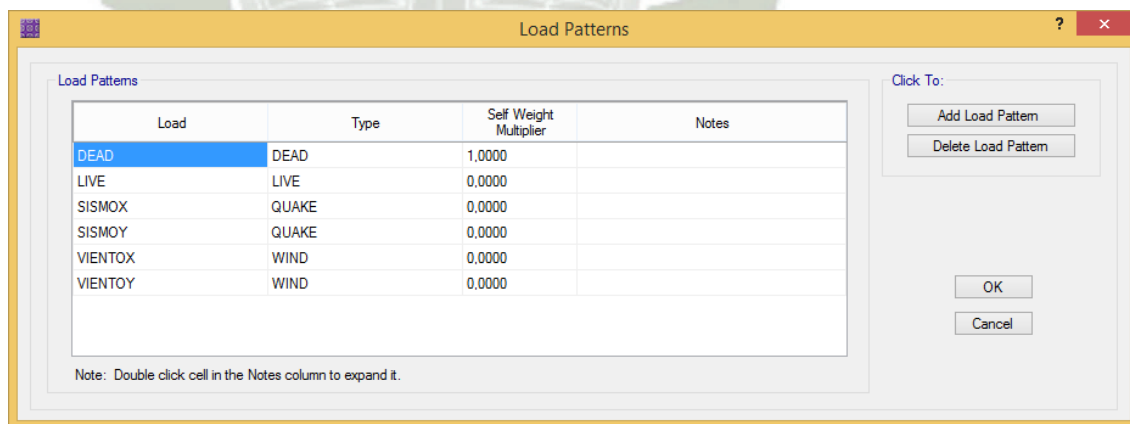
Tension Strength:

OK Cancel

Fig 4. 113 Modulo de Balasto

4.3.16.3.1.4 Combinaciones de carga

Antes de realizar las combinaciones de carga es necesario definir nuestros patrones de carga, los cuales provienen de los resultados de SAP2000.



Load Patterns

Click To:

Add Load Pattern

Delete Load Pattern

Load	Type	Self Weight Multiplier	Notes
DEAD	DEAD	1.0000	
LIVE	LIVE	0.0000	
SISMOX	QUAKE	0.0000	
SISMOY	QUAKE	0.0000	
VIENTOX	WIND	0.0000	
VIENTOY	WIND	0.0000	

Note: Double click cell in the Notes column to expand it.

OK Cancel

Fig 4. 114 Patrones de carga para el análisis de las zapatas

Con los patrones definidos en la opción de combinaciones de carga seleccionamos el botón “añadir combinaciones de diseño por defecto”, con la

norma AIC 318-14 seleccionada el programa automáticamente genera todas las combinaciones posibles de carga para el análisis.



Load Name	Scale Factor
DEAD	1.4000
*	

Fig 4. 115 Combinación de cargas número uno

4.3.16.3.1.5 Cargas puntuales

Con los parámetros definidos el siguiente paso es ubicar los puntos donde se ubicaran las reacciones provenientes de la base de la estructura y sobre los cuales se modelara la zapata aislada.

En la figura 116 se muestra un arreglo con las distancias entre los 4 puntos de apoyo de un lado del arco y las dimensiones de la zapata, en este caso se propone una zapata de 400x600 cm.

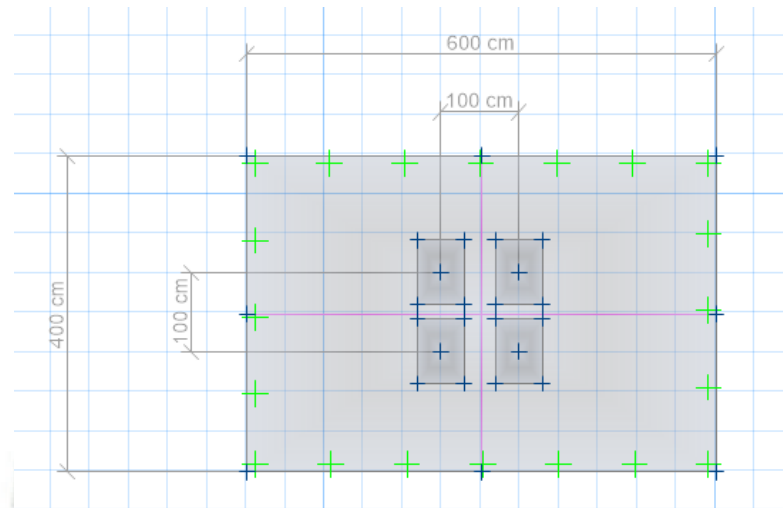


Fig 4. 116 Dimensiones de una zapata de la estructura

Para asignar las cargas a cada punto se sigue la ruta descrita en la figura 117 la cual desplegará una tabla en la cual se introducirá de acuerdo el número del punto las cargas correspondientes.

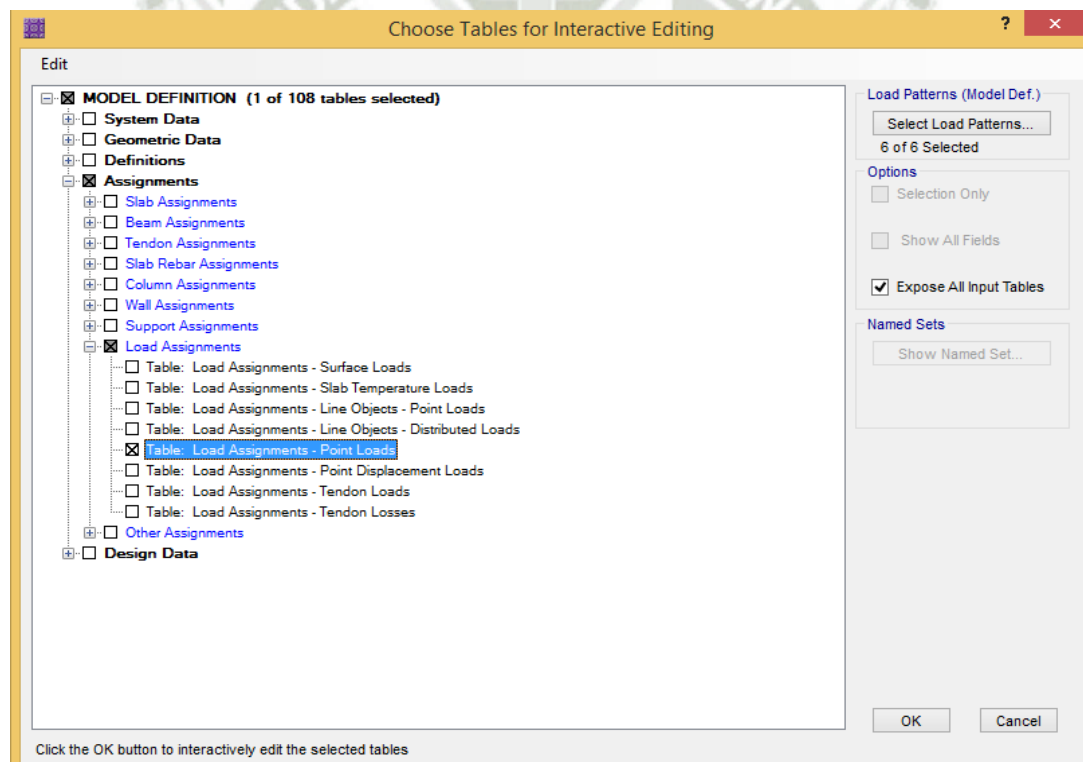


Fig 4. 117 Ruta para asignación de cargas

Para facilitar la introducción de datos se recomienda tener la misma orientación en el sistema de coordenadas en ambos software (SAP2000 y SAFE 2016).

Interactive Database Editing - Load Assignments - Point Loads

File Excel Edit View Options

Load Assignments - Point Loads

	Point	LoadPat	Fx	Fy	Fgrav	Mx	My	Mz	XDir
	Text	Text	kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm	cm
1	1	DEAD	17907,04	6089,62	90629,70	0,00	0,00	0,00	60,00
2	1	SISMOX	-2361,28	-355,62	-14419,55	0,00	0,00	0,00	60,00
3	1	SISMOY	-1333,29	-2688,94	-6073,33	0,00	0,00	0,00	60,00
4	1	LIVE	5101,06	2320,61	25666,59	0,00	0,00	0,00	60,00
5	1	VIENTOX	-1752,76	546,07	-11955,89	0,00	0,00	0,00	60,00
6	1	VIENTOY	1435,53	-6469,12	8382,25	0,00	0,00	0,00	60,00
7	2	DEAD	12837,14	-3011,05	66982,92	0,00	0,00	0,00	60,00
8	2	SISMOX	-1697,48	821,83	-11962,23	0,00	0,00	0,00	60,00
9	2	SISMOY	2111,21	-645,22	7150,66	0,00	0,00	0,00	60,00
10	2	LIVE	3243,23	-881,15	17577,08	0,00	0,00	0,00	60,00
11	2	VIENTOX	-1435,64	992,87	-11673,51	0,00	0,00	0,00	60,00
12	2	VIENTOY	5771,16	-2985,21	30594,02	0,00	0,00	0,00	60,00
13	3	DEAD	-2854,18	-3153,34	-30004,97	0,00	0,00	0,00	60,00
14	3	SISMOX	1048,85	875,03	9653,74	0,00	0,00	0,00	60,00
15	3	SISMOY	-282,49	-649,62	-6764,71	0,00	0,00	0,00	60,00
16	3	LIVE	-609,18	-685,64	-7352,99	0,00	0,00	0,00	60,00
17	3	VIENTOY	1220,56	993,56	11474,63	0,00	0,00	0,00	60,00

Only Display Import Log if Error or Warning Occurs

Overwrite Mode is Off

Copy
Paste
Paste Insert
Paste Append
Delete Record
Append Blank
Find...
Replace...
To Excel
From Excel
Cancel Excel
Advanced
Undo Last Apply
Apply to Model
Done

Fig 4. 118 Datos asignados a cada punto correspondiente a las bases de los arcos

4.3.16.3.1.6 Modelamiento

Teniendo como restricción la distancia entre los apoyos de la estructura es que se proponen las siguientes dimensiones para las fundaciones de la cobertura.

EJE	LARGO(CM)	ANCHO(CM)	ESPESOR(CM)
A-B	600	400	45
C	600	250	45
D	600	250	45
E-F	600	400	45
G-H	600	400	45
I-J	600	400	45
K	600	250	45
L-M-N	600	600	45
O-P	600	400	45
Q	400	400	30
R	400	400	30
S	400	400	30
T	400	400	30
U	400	400	30
V	400	400	30
W	400	400	30

Tabla 4. 60 Dimensiones de las zapatas

Con las dimensiones propuestas en la tabla 60 y con la geometría de la estructura se dibujan las zapatas que soportaran las cargas provenientes del análisis estructural.

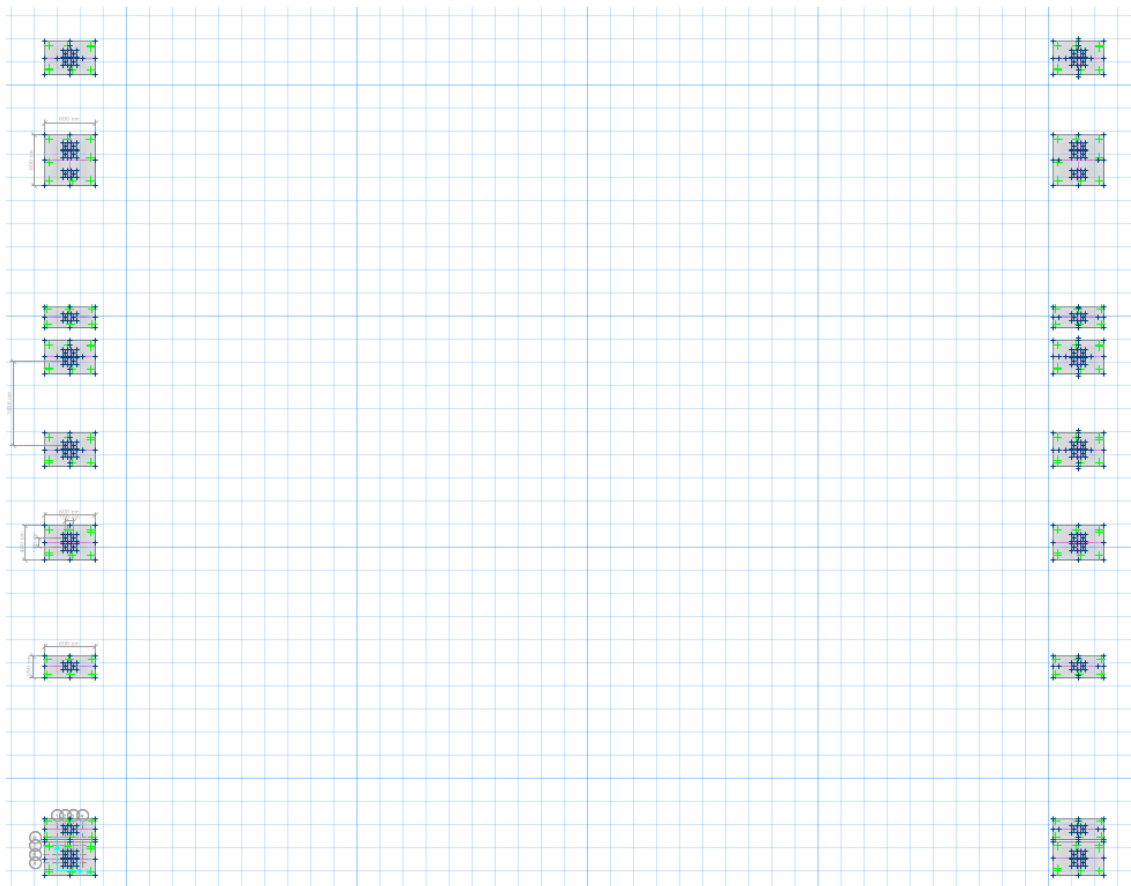


Fig 4. 119 Modelamiento de las zapatas para los arcos centrales de la estructura

Ya con los materiales, parámetros de diseño, dimensiones de zapatas definidos se procede a realizar el análisis de las zapatas aisladas.

4.3.16.3.1.6 Resultados

Del análisis realizado los resultados que más relevantes que se verificaran son las reacciones en el suelo, las deformaciones, la cantidad de varillas de refuerzo y el punzonamiento.

La tabla 61 nos muestra que la mayor presión que se origina en el suelo es de 1.94 kg/cm^2 la cual es menor que 2.94 kg/cm^2 según la tabla 59 que es valor que asumimos para nuestro terreno.

TABLE: Soil Pressures							
Area	AreaElem	Node	OutputCase	CaseType	SurfPress	GlobalX	GlobalY
Text	Text	Text	Text	Text	kgf/cm2	cm	cm
155	310	~579	DCONU3	Combination	-1,948	12451	3891

Tabla 4. 61 Mayor Presión sobre el suelo

Por lo tanto las dimensiones de las zapatas que escogimos cumplen bajo las cargas a las que están sometidas.

La tabla 62 muestra el valor del mayor desplazamiento de los puntos de la estructura que actúan sobre las zapatas, con un valor de 0.28 cm, se considera un valor aceptable.

TABLE: Nodal Displacements - Summary						
Panel	Node	OutputCase	CaseType	Ux	Uy	Uz
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
1	~842	DCONU2	Combination	0	0	-0,280045

Tabla 4. 62 Mayor desplazamiento nodal

El programa SAFE ofrece una herramienta que facilita la selección de varillas de refuerzos, en la opción diseño de zapatas nos indica cuantos cm^2/m de varilla se necesitan para la losa que se está analizando, es ahí donde se va iterando, variando los valores tanto de número de varilla como el espaciamiento entre las mismas.

Los resultados de las varillas de refuerzo seleccionadas se muestran en la tabla resumen final.

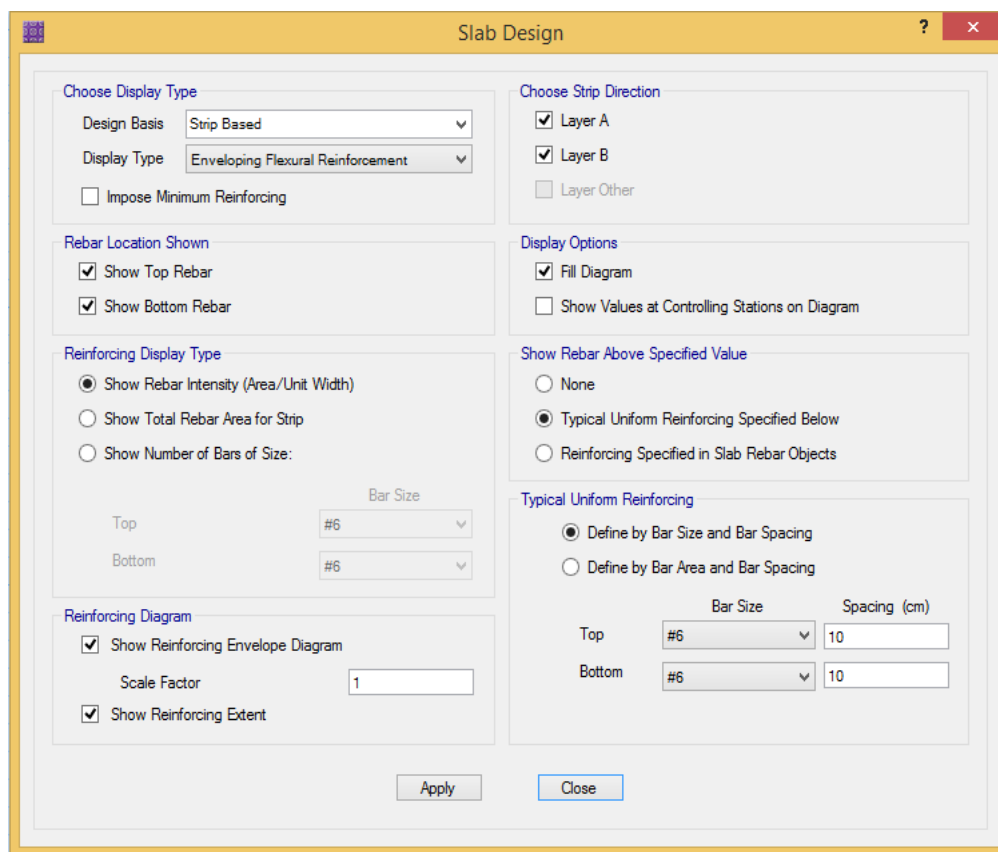


Fig 4. 120 Ventana para el diseño de varillas de refuerzo

El valor de punzonamiento surge cuando se aplica una carga concentrada a un área pequeña de una losa, lo más común, es la reacción de una columna contra una losa.

El valor del punzonamiento tiene que ser menor que la unidad, de nuestros resultados se obtiene que el máximo valor de punzonamiento que se obtiene es de 0.92, por lo que los espesores de la losa son satisfactorios.

TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data					
Point	GlobalX	GlobalY	ReinfType	Status	Ratio
Text	cm	cm	Text	Text	Unitle
31	12200	3850	None	OK	0,922552

Tabla 4. 63 Máximo valor de punzonamiento sobre la losa

La tabla 64 muestra el resumen general con las dimensiones de las zapatas y las varillas de refuerzo para cada una

EJE	CANTIDAD	LARGO(CM)	ANCHO(CM)	ESPESOR(CM)	VARILLA(PULG)	ESPACIAMIENTO(CM)
A-B	2	600	400	45	3/4	10
C	2	600	250	45	3/4	10
D	2	600	250	45	3/4	10
E-F	2	600	400	45	3/4	10
G-H	2	600	400	45	3/4	10
I-J	2	600	400	45	3/4	10
K	2	600	250	45	3/4	10
L-M-N	2	600	600	45	3/4	10
O-P	2	600	400	45	3/4	10
Q	2	400	400	30	5/8	15
R	2	400	400	30	5/8	15
S	2	400	400	30	5/8	15
T	2	400	400	30	5/8	15
U	2	400	400	30	5/8	15
V	2	400	400	30	5/8	15
W	2	400	400	30	5/8	15

Tabla 4. 64 Resumen zapatas aisladas

4.3.17 DISEÑO DE ARRIOSTRES

Como una alternativa de solución para contrarrestar los posibles sobreesfuerzos que se puedan producir sobre la estructura por las cargas sísmicas y las cargas laterales de viento, se plantea el uso de arriostres.

Se consideran dos tipos de arriostres, el primero se usaran en la zona de la cúpula de la estructura y el segundo se usaran en la zona cilíndrica de la estructura.

Del análisis de simulación se obtienen los esfuerzos y el ratio de seguridad para los perfiles escogidos para ambos tipos de arriostres.

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10								
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in
46565	HSS8X8X5/16	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-59,537	-97,29	38,322	0,807	-0,153	-6,154

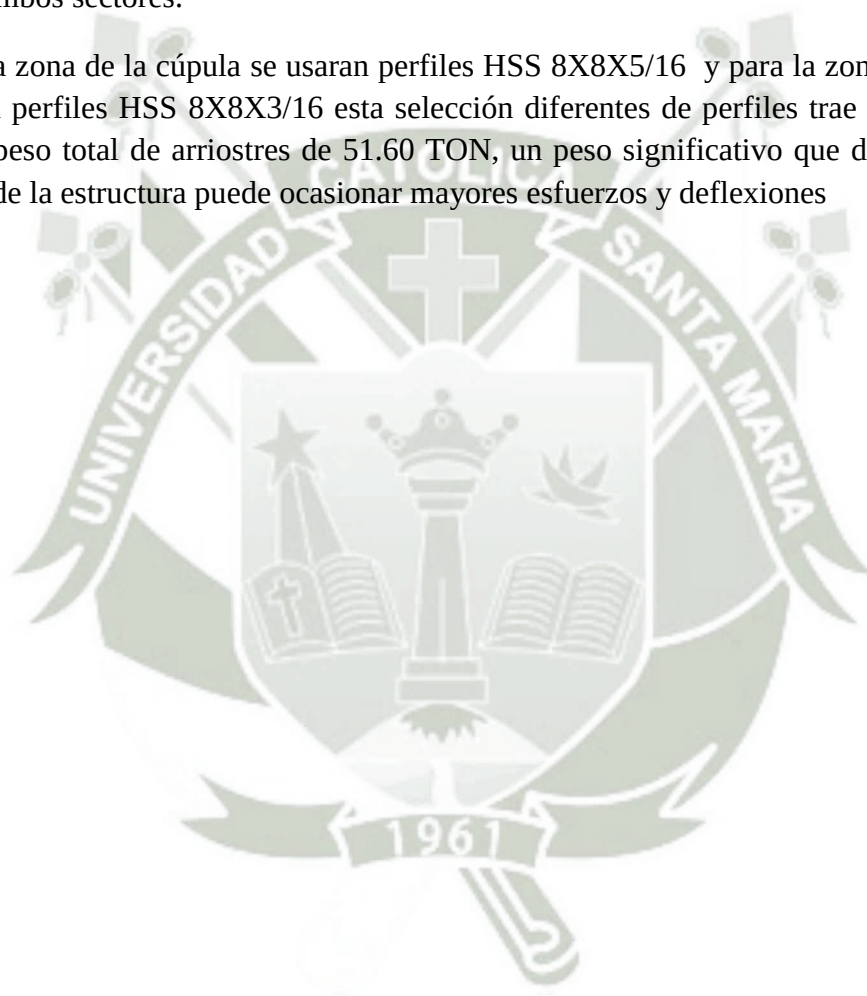
Tabla 4. 65 Tabla de esfuerzos para los arriostres en el sector de la cúpula. Fuente
Elaboración propia

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-10									
Frame	DesignSect	Combo	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Tr	
Text	Text	Text	Kip	Kip-in	Kip-in	Kip	Kip	Kip-in	
46879	HSS8X8X3/16	C5_1.2CM+1SX(+)+0.5CV	-52,944	-107,867	-32,209	0,254	-0,077	-2,486	

Tabla 4. 66 Tabla de esfuerzos para los arriostres en el sector de la zona cilíndrica. Fuente
Elaboración propia

Como se observa en las tablas anteriores los perfiles escogidos cumplen con los esfuerzos de diseño a los que están sometidos, siendo los perfiles sometidos a mayores solicitaciones los que se encuentran en la zona de la cúpula y los de menor los que se encuentran en la zona cilíndrica, es por esto que se seleccionan dos perfiles diferentes para ambos sectores.

Para la zona de la cúpula se usaran perfiles HSS 8X8X5/16 y para la zona cilíndrica se usaran perfiles HSS 8X8X3/16 esta selección diferentes de perfiles trae una reducción en el peso total de arriostres de 51.60 TON, un peso significativo que distribuido a lo largo de la estructura puede ocasionar mayores esfuerzos y deflexiones



CAPÍTULO V: METRADOS Y COSTOS

JORNADA 8.0000

kg/DIA

550.0000

EQ. 550.0000

Costo unitario directo por :
kg

2.5495

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio U\$	Parcial U\$
Mano de Obra					
CAPATAZ MECANICO	hh	0.2000	0.002909	10.8700	0.0316
OPERARIO MECANICO	hh	2.0000	0.029091	9.3700	0.2726
OFICIAL MECANICO	hh	2.0000	0.029091	8.5700	0.2493
PEON MECANICO	hh	2.0000	0.029091	7.5600	0.2199
SOLDADOR ESTRUCTURAL	hh	2.0000	0.029091	9.0900	0.2644
					1.0379
Materiales					
ACETILENO	m3		0.002000	10.0000	0.0200
OXIGENO	m3		0.006000	3.0000	0.0180
SOLDADURA SUPERCITO E-7018	kg		0.050000	4.0000	0.2000
DISCO DE CORTE DE 1/8"x7/8"x7"	und		0.010000	2.5000	0.0250
DISCO DE DESBASTE 1/4"x7/8"x7"	und		0.030000	2.5000	0.0750
					0.3380
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.000000	0.9880	0.0296
ESMERIL DE 2600 W 7-9"	hm	2.0000	0.029091	1.8000	0.0524
EQUIPO DE MANIOBRA (INC. SOGAS, TECLES, CABALLETES ETC.)	hm	0.5000	0.007273	5.0000	0.0364
EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO (OXI-ACET)	hm	1.0000	0.014545	3.0000	0.0436
ANDAMIO NORMALIZADO TIPO ULMA O SIMILAR	he	2.0000	0.029091	2.0000	0.0582
SOLDADORA ELECTRICA TRIF. ALT/CONT 350A	hm	2.0000	0.029091	3.2000	0.0931
TRATAMIENTO SUPERFICIAL Y PINTADO DE ESTRUCTURAS METALICAS	m2		0.036000	23.9000	0.8604
					1.1736

Tabla 5. 1 Análisis de costo unitarios para la fabricación de estructuras metálicas

DESCRIPCION	LONGITUD (m.)	PESO TOTAL (TON.)	AREA (m2)
A-B	2734.40	67.90	1560.47
HSS 4X4X1/4	1263.4	21.31	513.45
HSS 5X5X1/4	733.4	15.82	372.57
HSS 9X9X1/4	686.4	27.74	627.64
HSS 9X9X3/8	51.2	3.03	46.82
ANILLO	603.60	17.11	369.93
HSS 5X5X1/4	119.8	3.48	60.86
HSS 6X6X1/4	344.6	9.24	210.07
HSS 7X7X1/4	139.2	4.40	99.00
ARCOS DOMO	5481.00	190.67	3522.72
HSS 4X4X1/4	1815.8	32.69	737.94
HSS 5X5X1/4	1394.4	32.11	708.36
HSS 9X9X1/2	716.8	58.83	655.44
HSS 9X9X1/4	1554.0	67.05	1420.98
ARRIOSTRES	3500.47	132.81	2845.19
HSS8X8X5/16	1736.3	81.84	1411.25
HSS8X8X3/16	1764.2	50.97	1433.94
E-F	3231.40	88.98	1817.87
HSS 4X4X1/4	1392.0	26.19	565.71
HSS 5X5X1/4	924.8	22.26	469.80
HSS 6X6X1/4	177.0	5.19	107.90
HSS 9X9X1/2	51.2	4.39	46.82
HSS 9X9X1/4	686.4	30.95	627.64
G-H	3231.40	84.87	1799.88
HSS 4X4X1/4	1392.0	25.54	565.71
HSS 5X5X1/4	1101.8	25.86	559.71
HSS 9X9X1/4	686.4	30.18	627.64
HSS 9X9X3/8	51.2	3.29	46.82
I-J	3231.40	84.87	1799.88
HSS 4X4X1/4	1392.0	25.54	565.71
HSS 5X5X1/4	1101.8	25.86	559.71
HSS 9X9X1/4	686.4	30.18	627.64
HSS 9X9X3/8	51.2	3.29	46.82
M-N	2746.20	70.27	1576.00
HSS 4X4X1/4	1169.6	20.20	475.33
HSS 5X5X1/4	839.0	18.54	426.21
HSS 9X9X1/4	686.4	28.42	627.64
HSS 9X9X3/8	51.2	3.10	46.82
O-P	2746.20	70.27	1576.00
HSS 4X4X1/4	1169.6	20.20	475.33

HSS 5X5X1/4	839.0	18.54	426.21
HSS 9X9X1/4	686.4	28.42	627.64
HSS 9X9X3/8	51.2	3.10	46.82
S1-T1	192.20	4.56	85.43
HSS 4X4X1/4	120.2	2.16	48.85
HSS 5X5X3/8	72.0	2.40	36.58
S1-T2	1920.00	21.45	585.22
HSS 3X3X3/16	1920.0	21.45	585.22
S1-T3	192.00	3.42	78.03
HSS 4X4X1/4	192.0	3.42	78.03
S1-T4	192.00	8.69	78.03
HSS 4X4X1/4	192.0	8.69	78.03
S2-T1	214.80	5.00	94.76
HSS 4X4X1/4	141.3	2.56	57.42
HSS 5X5X3/8	73.5	2.44	37.34
S2-T2	2148.00	60.74	872.95
HSS 4X4X3/8	2148.0	60.74	872.95
S2-T3	214.80	3.89	87.29
HSS 4X4X1/4	214.8	3.89	87.29
S2-T4	214.80	1.15	87.29
HSS 4X4X1/4	214.8	1.15	87.29
S3-T1	218.10	5.25	97.33
HSS 4X4X1/4	132.5	2.40	53.85
HSS 5X5X3/8	85.6	2.85	43.48
S3-T2	2018.00	26.49	615.09
HSS 3X3X1/4	2018.0	26.49	615.09
S3-T3	126.50	2.29	51.41
HSS 4X4X1/4	126.5	2.29	51.41
S4-T1	4224.00	55.27	1287.48
HSS 3X3X1/4	4224.0	55.27	1287.48
S4-T2	384.00	8.77	168.25
HSS 4X4X1/4	264.0	4.77	107.29
HSS 5X5X3/8	120.0	4.00	60.96
S4-T3	768.00	6.95	312.12
HSS 4X4X1/4	768.0	6.95	312.12
S5-T1	4774.00	103.35	2425.19
HSS 5X5X1/4	4774.0	103.35	2425.19
S6-T1	3908.00	68.44	1588.21
HSS 4X4X1/4	3908.0	68.44	1588.21
S7-T1	649.00	5.24	131.88

HSS 2X2X1/4	649.0	5.24	131.88
S7-T10	3147.00	25.39	639.47
HSS 2X2X1/4	3147.0	25.39	639.47
S7-T11	3318.00	26.77	674.22
HSS 2X2X1/4	3318.0	26.77	674.22
S7-T12	2552.00	20.59	518.57
HSS 2X2X1/4	2552.0	20.59	518.57
S7-T2	982.00	7.92	199.54
HSS 2X2X1/4	982.0	7.92	199.54
S7-T3	1317.00	10.63	267.61
HSS 2X2X1/4	1317.0	10.63	267.61
S7-T4	1637.00	13.21	332.64
HSS 2X2X1/4	1637.0	13.21	332.64
S7-T5	1947.00	15.71	395.63
HSS 2X2X1/4	1947.0	15.71	395.63
S7-T6	2247.00	18.13	456.59
HSS 2X2X1/4	2247.0	18.13	456.59
S7-T7	2534.00	20.44	514.91
HSS 2X2X1/4	2534.0	20.44	514.91
S7-T8	2807.00	22.65	570.38
HSS 2X2X1/4	2807.0	22.65	570.38
S7-T9	3064.00	24.72	622.60
HSS 2X2X1/4	3064.0	24.72	622.60
SOPORTE STACKER	3529.60	109.43	2302.50
HSS 4X4X1/4	481.6	8.75	195.72
HSS 5X5X1/4	1674.0	38.89	850.39
HSS 9X9X3/8	98.0	6.24	89.61
HSS9X9X1/4	1276.0	55.55	1166.77
TOTAL	77171.0	1514.28	33008.55

Tabla 5. 2 Cuadro detallado de costos de fabricación de elementos de la cobertura metálica.
Fuente Elaboración propia

Numero	Descripción	Unidad	QTY	Precio Unitario (US\$./unit)	Total US\$
1.00	Trabajo de fabricación de estructuras metálicas	kg	1,514,277.25	2.55	3,860,669.13

Tabla 5. 3 Cuadro resumen de los costos de fabricación de los grupos que conforman la cobertura metálica. Fuente Elaboración propia

Para los costos de montaje de la estructura se utilizaron los precios contractuales del proyecto Expansión de Cerro Verde II/contrato K-171, en base a precios unitarios tanto para el personal obrero como para la maquinaria requerida para el montaje de las estructuras

CATEGORIA	PESO LINEAL (KG/M)	Unit price (PEN)	Unit Price (USD)
Light weight	< 0 < 30	S/. 3.825,46	\$1.159,87
Middle weight	< 31 < 60	S/. 2.926,74	\$919,62
Heavy weight	< 61 < 90	S/. 2.318,06	\$722,56
Extra Heavy weight	< 91 < 180	S/. 1.912,28	\$591,18
Double Extra Heavy weight	< 181	S/. 1.709,38	\$525,50

Tabla 5. 4 Clasificación de las estructuras en base a su peso lineal y precio unitario de montaje. Fuente GYM

La categorización de las diferentes estructuras que conforman la cobertura metálica se basa en un peso por metro lineal (kg/m) y se agrupan en base a los rangos de la tabla anterior.

El precio contractual se basa en un análisis de precios unitarios considerando el número de personal y los equipos necesarios para levantar una tonelada de acero.

La clasificación de las estructuras que conforman este proyecto se dividen en los arcos centrales, los arcos de los domos laterales, las celosías triangulares, los anillos, los arriostres entre las celosías triangulares de la parte central de la cobertura y los arcos intermedios.

DESCRIPCION	PESO (TON)	CATEGORIA	PRECIO UNITARIO (PEN)	PRECIO UNITARIO (USD)
A-F	67,9	Double Extra Heavy weight	116.067,10	35.681,26
E-F	88,98	Double Extra Heavy weight	152.100,90	46.758,74
G-H	84,87	Double Extra Heavy weight	145.075,33	44.598,95
I-J	84,87	Double Extra Heavy weight	145.075,33	44.598,95
M-N	70,27	Double Extra Heavy weight	120.118,34	36.926,69
O-P	70,27	Double Extra Heavy weight	120.118,34	36.926,69
Celosías S1	38,12	Middle weight	111.567,48	35.055,92
Celosías S2	70,78	Middle weight	207.154,94	65.090,71
Celosías S3	34,03	Middle weight	99.597,10	31.294,67
Celosías S4	70,99	Middle weight	207.769,56	65.283,83
Celosías S5	103,35	Middle weight	302.479,00	95.042,73

Celosías S6	68,44	Middle weight	200.306,36	62.938,80
Celosías S7	211,39	Middle weight	618.684,42	194.398,49
Anillo	17,11	Heavy weight	39.662,07	12.362,98
Arcos Domos	190,67	Extra Heavy weight	364.613,76	112.721,12
Arriostre	132,81	Middle weight	388.700,87	122.134,74
Arcos Intermedios	109,43	Extra Heavy weight	209.260,41	64.693,30
		TOTAL	S/. 3.548.351,32	\$1.106.508,54

Tabla 5. 5 Costos de montaje de la cobertura metálica. Fuente Elaboración propia

En resumen, los costos de fabricación y montaje se detallan en la siguiente tabla:

ACTIVIDAD	PRECIO (PEN)	PRECIO (USD)
Fabricación	-	3.785.693,14
Montaje	3.548.351,32	1.106.508,54
TOTAL	S/. 3.548.351,32	\$4.892.201,68

Tabla 5. 6 Costo total de fabricación y montaje de la cobertura metálica. Fuente Elaboración propia

Como se mencionó anteriormente la cobertura que se utilizó es de acero zincalum ASTM A792, con un costo de aproximado de S/. 21.00 por m², por lo tanto el costo del material para la cobertura metálica es de:

Área Total (m ²)	Precio (PEN/m ²)	Precio Total (PEN)
34053,88	21,00	715.131,48

Tabla 5. 7 Costo de la cobertura metálica para el proyecto. Fuente Elaboración propia

De igual manera que como se hizo para el montaje de las estructuras metálicas se considera un precio unitario referencial del proyecto de expansión de cerro verde II, el cual es por unidad de metro cuadrado.

CATEGORIA	PRECIO (PEN)	PRECIO(USD)
Panel Metálico	S/. 73,48	\$15,85

Tabla 5. 8 Precio unitario para el montaje de los paneles metálicos. Fuente Elaboración propia

Por lo tanto el precio total para el montaje de la cobertura es de:

ACTIVIDAD	PRECIO (PEN)	PRECIO(USD)
Montaje	2.502.379,41	539.821,90

Tabla 5. 9 Precio total del montaje de la cobertura. Fuente Elaboración propia

Finalmente el costo total de la cobertura metálica, tanto materiales como montaje, de las estructuras metálicas y de los paneles metálicos que la cubren se especifica en la tabla 6.9.

ACTIVIDAD	PRECIO (PEN)	PRECIO (USD)
Materiales (Estructuras)	-	3.785.693,14
Montaje (Estructuras)	3.548.351,32	1.106.508,54
Materiales (Paneles)	715.131,48	-
Montaje (Paneles)	2.502.379,41	539.821,90
COSTO TOTAL	6.765.862,21	5.432.023,58

Tabla 5. 10 Costo total de la cobertura metálica. Fuente Elaboración propia



CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Se diseñó una cobertura metálica de 214 m. de largo x 116 m. de ancho x 54 m. de alto, con un área proyectada de 22001.9 m² para recubrir los 2 Stockpiles de la expansión de Cerro Verde, que cumple con las especificaciones de diseño mínimas según la norma AISC-360-10, así como los parámetros establecidos en los reglamentos nacionales de edificación.
-
- Se utilizó adecuadamente las herramientas de cálculo y diseño gráfico SAP2000 V19.1.1, Autodesk Inventor 2015, Tekla Structures v21.1, Safe 2014 y CFD2018.
- Debido al alto periodo de vibración obtenido de la estructura (2.54seg.) obtenido del análisis dinámico, no se esperan problemas de resonancia en la estructura.
- Se plantea un metrado global que permite cuantificar el proyecto de una manera simple y rápida.

RECOMENDACIONES

- Debe contarse con mano de obra especializada, tanto para la conexión empernada como la soldada, ya que en caso este trabajo no este bien hecho, la estructura puede fallar en estos elementos, lo cual es sumamente peligrosos, ya que la estructuradejaria de trabajar como un conujnto.
- Se recomienda un estudio de suelos en el lugar donde se va a realizar el proyecto.
- Se recomienda el uso de paños con coberturas traslucidas.
- Se recomienda el uso de planchas para las uniones entre perfiles.



BIBLIOGRAFÍA

- Jack c McCormac- Stephen F. Csernak. (2012). DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. México: Alfaomega Grupo Editor.
- J. A. Packer, J. Wardenier, Y. Kurobane, D. Dutta, N. Yeomans. (1996). GUIA DE DISEÑO PARA NUDOS DE PERFILES TUBULARES RECTANGULARES (RHS) BAJO CARGAS PREDOMINANTEMENTE ESTATICAS. Alemania: Verlag TÜV Rheinland GmbH, Köln.
- Luis Zapata Baglietto. (1987). Diseño de estructuras en acero. Lima: UNI.
- X.-L. Zhao, S. Herion, J.A.Packer, R.S.Puthli, G. Sedlacek, J. Wardenier, K. Weynand, A. M. van Wingerde, N. F. Yeomans. (2001). GUIA DE DISEÑO PARA NUDOS DE PERFILES TUBULARES CIRCULARES Y RECTANGULARES SOMETIDOS A SOLICITACIONES DE FATIGA. Alemania: TÜV-Verlag GmbH, Köln.
- James M. Fisher, Lawrence A. Kloiber. (2006). BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN. USA: American Institute of Steel Construction.
- Richard G. Budynas, J. Keith Nisbett. (2008). DISEÑO EN INGENIERIA MECANICA DE SHIGLEY 8va EDICION. México: McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES.

- American Institute of Steel Construction. (2006). STEEL CONSTRUCTION MANUAL THIRTEENTH EDITION. USA: American Institute of Steel Construction.
- American Institute of Steel Construction. (2010). SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS. USA: American Institute of Steel Construction.
- American Institute of Steel Construction. (2010). SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS. USA: American Institute of Steel Construction.
- Computer & Structures, INC. (2015). STEEL FRAME DESIGN MANUAL-AISC 360-10. USA: Computer & Structures, INC.
- Computer & Structures INC. (2009). SAP2000 BASIC ANALYSIS REFERENCE MANUAL V.14. USA: Computer & Structures INC.
- NTE E.090 ESTRUCTURAS METÁLICAS (2004). Perú.
- NTE E.020 CARGAS (2006). Perú.
- NTE E.030 DISEÑO SISMORESISTENTE (2014). Perú.

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

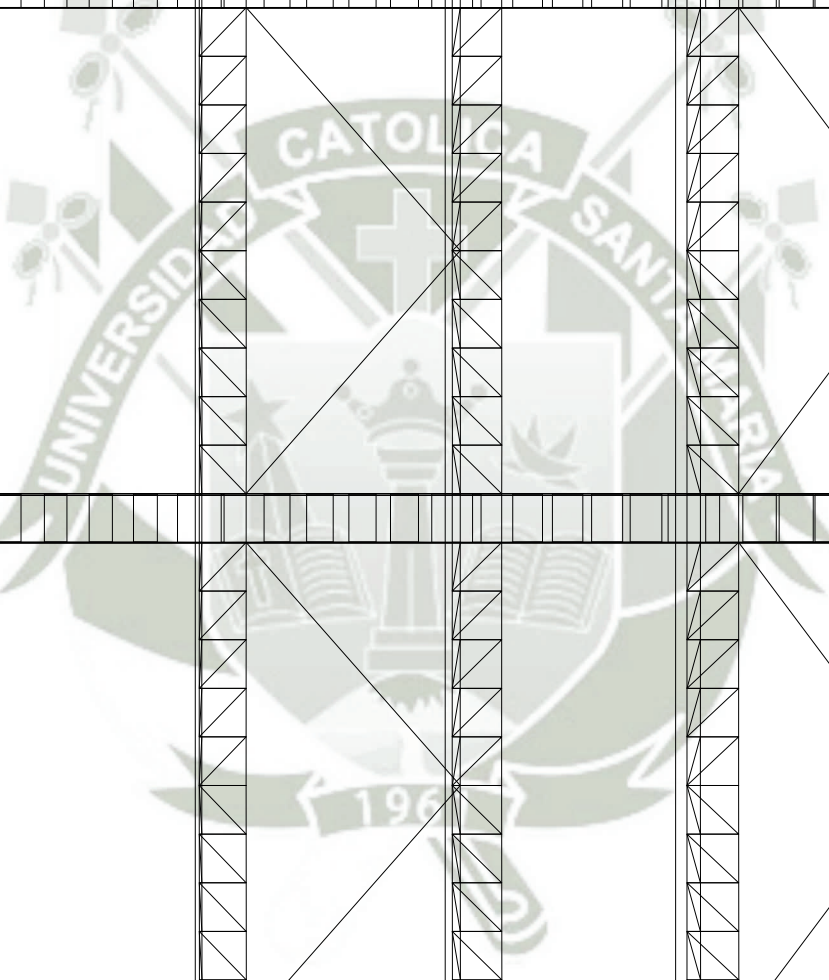
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD		DISEÑADOR:		APROBADOR:		FECHA:		
	MECÁNICA		Ricardo Espino Pinedo		Ricardo Espino Pinedo		07/09/2011		
	U.C.S.M.								
			REVISADO:						

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



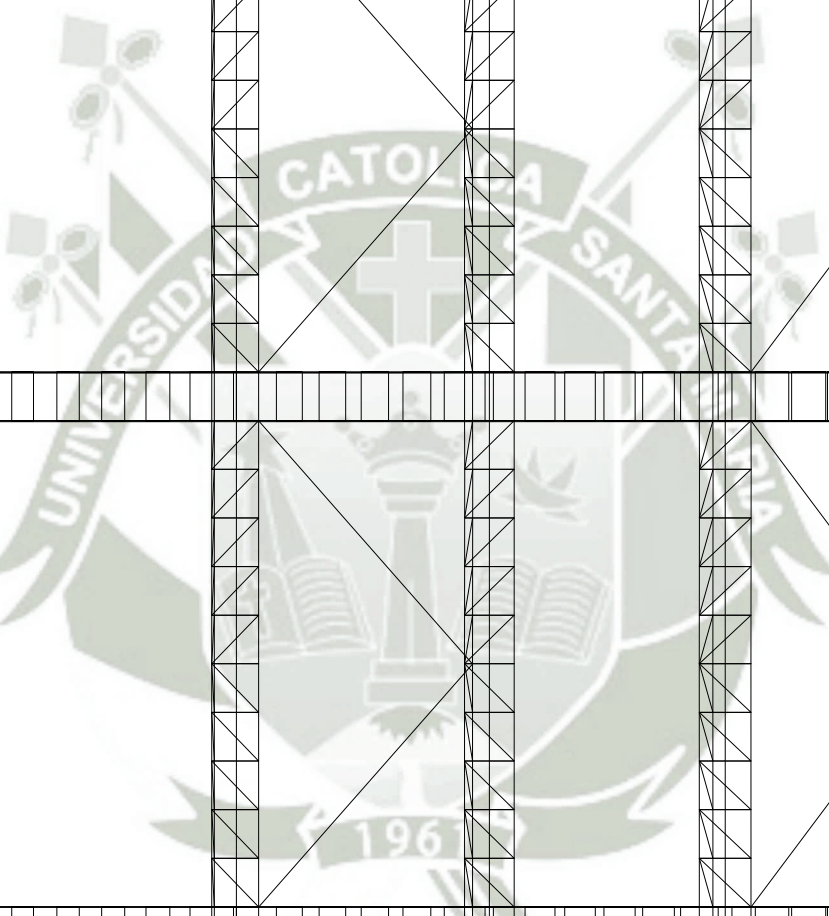
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD MECANICA	DISEÑADOR: Ricardo Espino Pinedo	APROBADO: Ricardo Espino Pinedo	FECHA: 07/09/2011	
	U.C.S.M.				
				VISTA FRONTAL	
				COBERTURA METALICA	
				ESCALA 1:1	NO PLANO 002

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

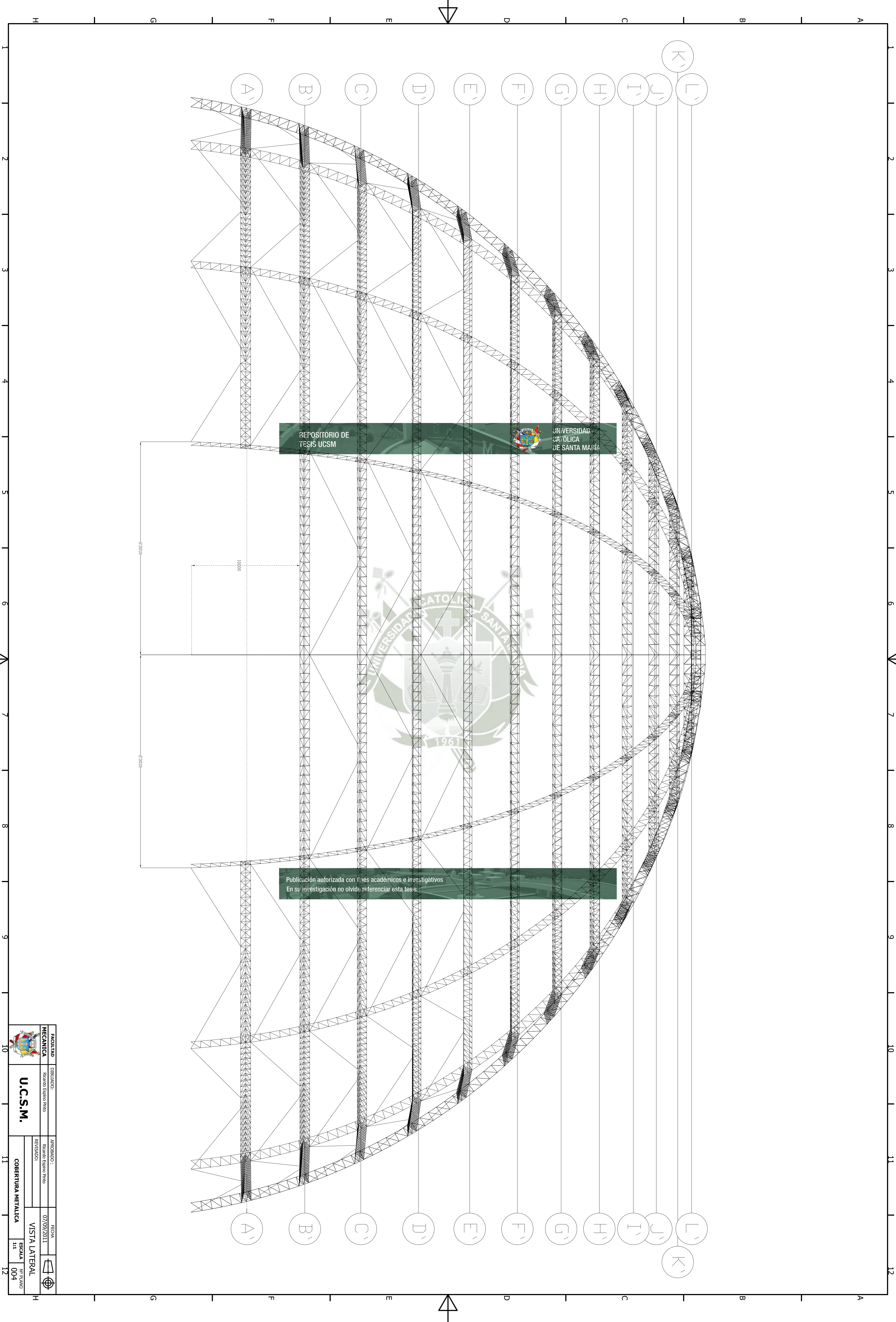


UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD MECANICA	DIBUJADOR Ricardo Espino Pinedo	APROBADOR Ricardo Espino Pinedo	FECHA 07/09/2011	
	U.C.S.M.				
				VISTA FRONTAL 2	
				COBERTURA METALICA	
				ESCALA 1:1	NO PLANO 003



REPOSITORIO DE
TESIS UCSM



UNIVERSIDAD
CATOLICA
DE SANTA MARIA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD	OBJETIVO :	APROBADO :	FECHA	
	MECANICA	Ricardo Espino Pinedo	Ricardo Espino Pinedo	07/09/2011	
	U.C.S.M.	REVISADO :		VISTA LATERAL	
		COBERTURA METALICA			
		ESCALA	Nº PLANO		
	1:1	004			
10				11	12

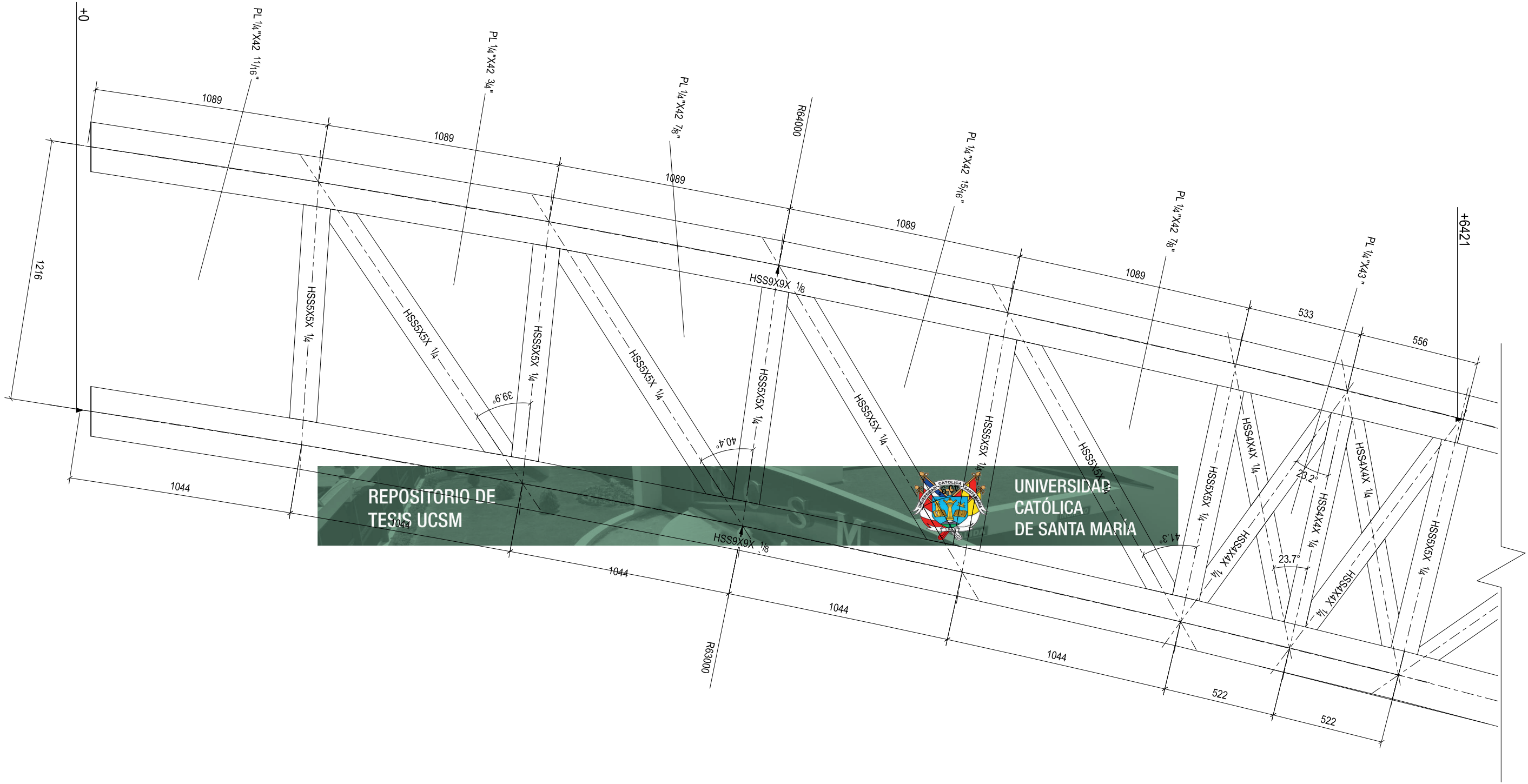
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

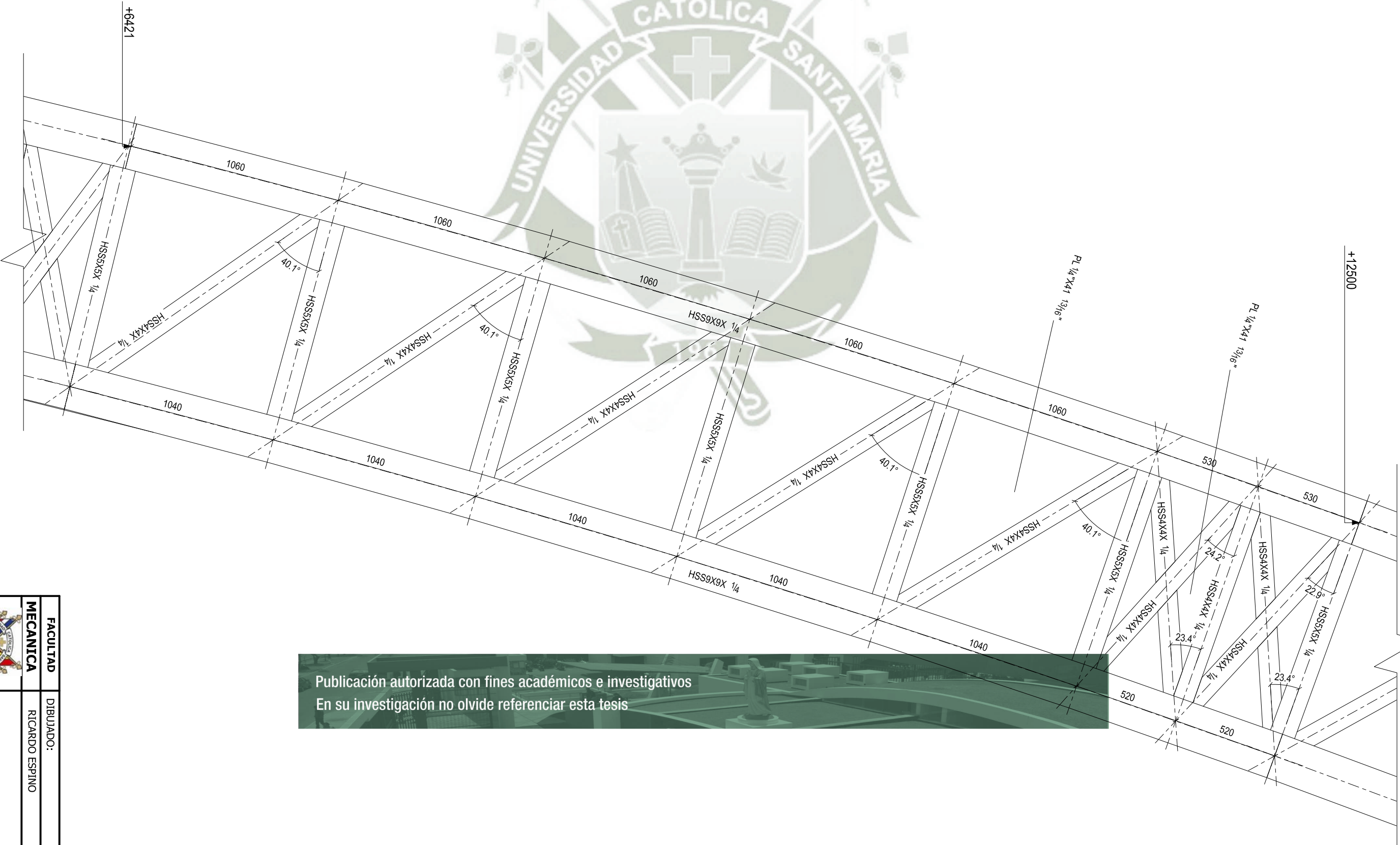
	FACULTAD	DIBUJADOR:	APROBADOR:	FECHA		
	MECANICA	Ricardo Espino Pinedo	Ricardo Espino Pinedo	12/03/2018		
	U.C.S.M.		REVISADO:	Arco Ejes A y B		
		COBERTURA METALICA		ESCALA		Nº PLANO
			1:100	005		1º PLANO



REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

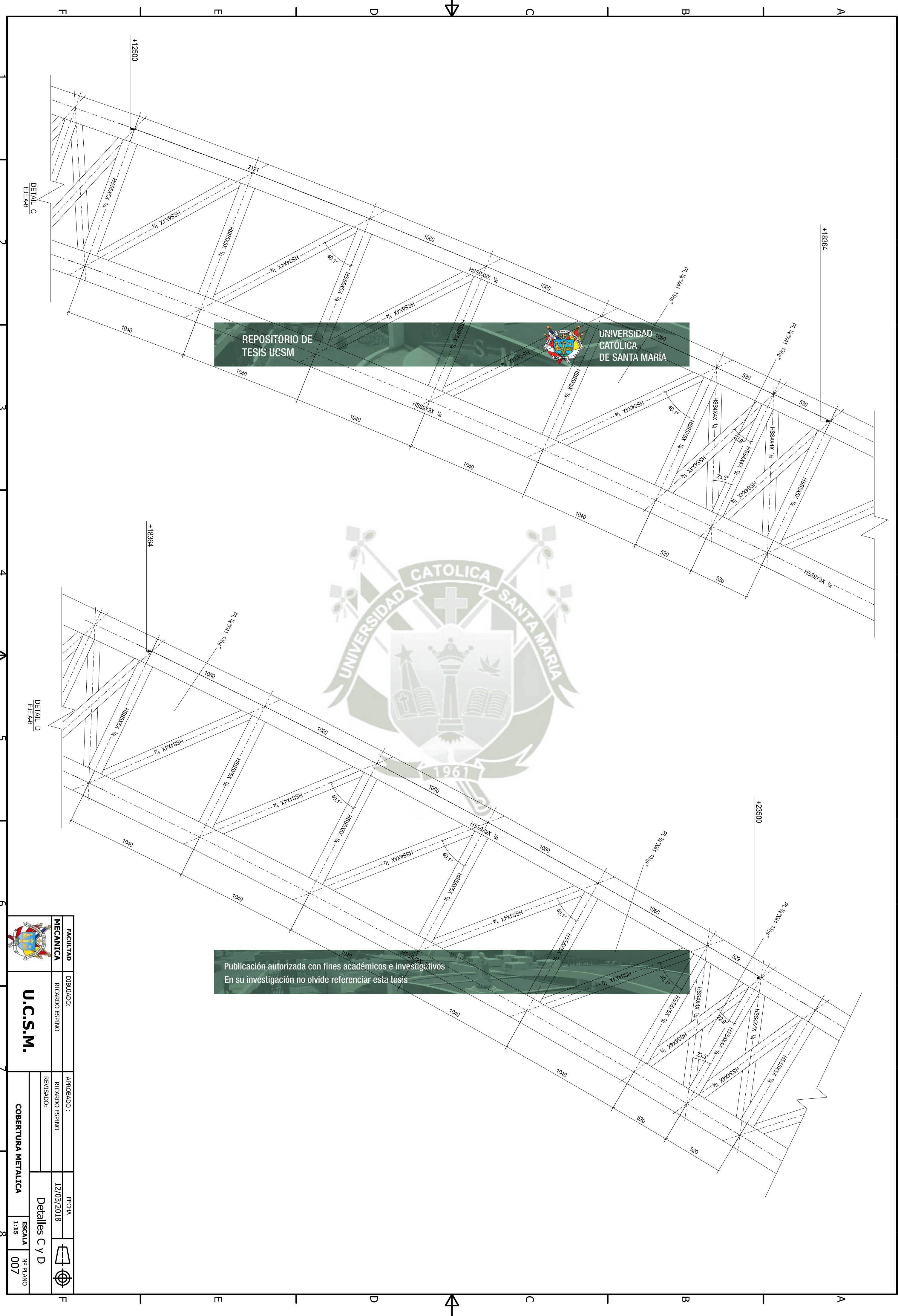


UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



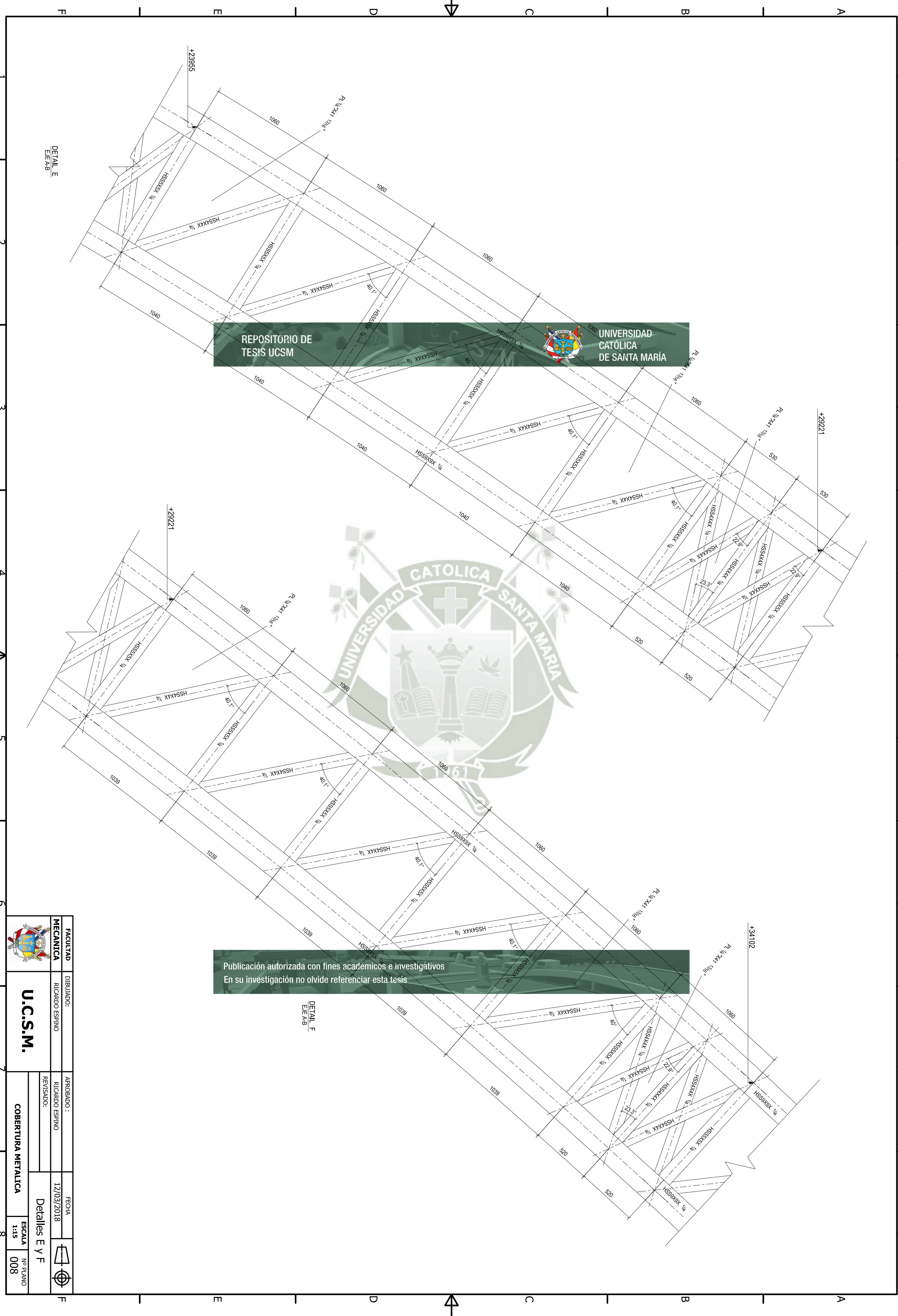
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO:	
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO	
U.C.S.M.	REVISADO:			Detalles A y B
	COBERTURA METALICA	ESCALA 1:15	nº PLANO 006	



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :	FECHA		
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO	12/03/2018		
	U.C.S.M.			REVISADO:		Detalles C y D
	COBERTURA METALICA			ESCALA		NO PLANO
				1:15		



REPOSITORIO DE
TESIS UCSM



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

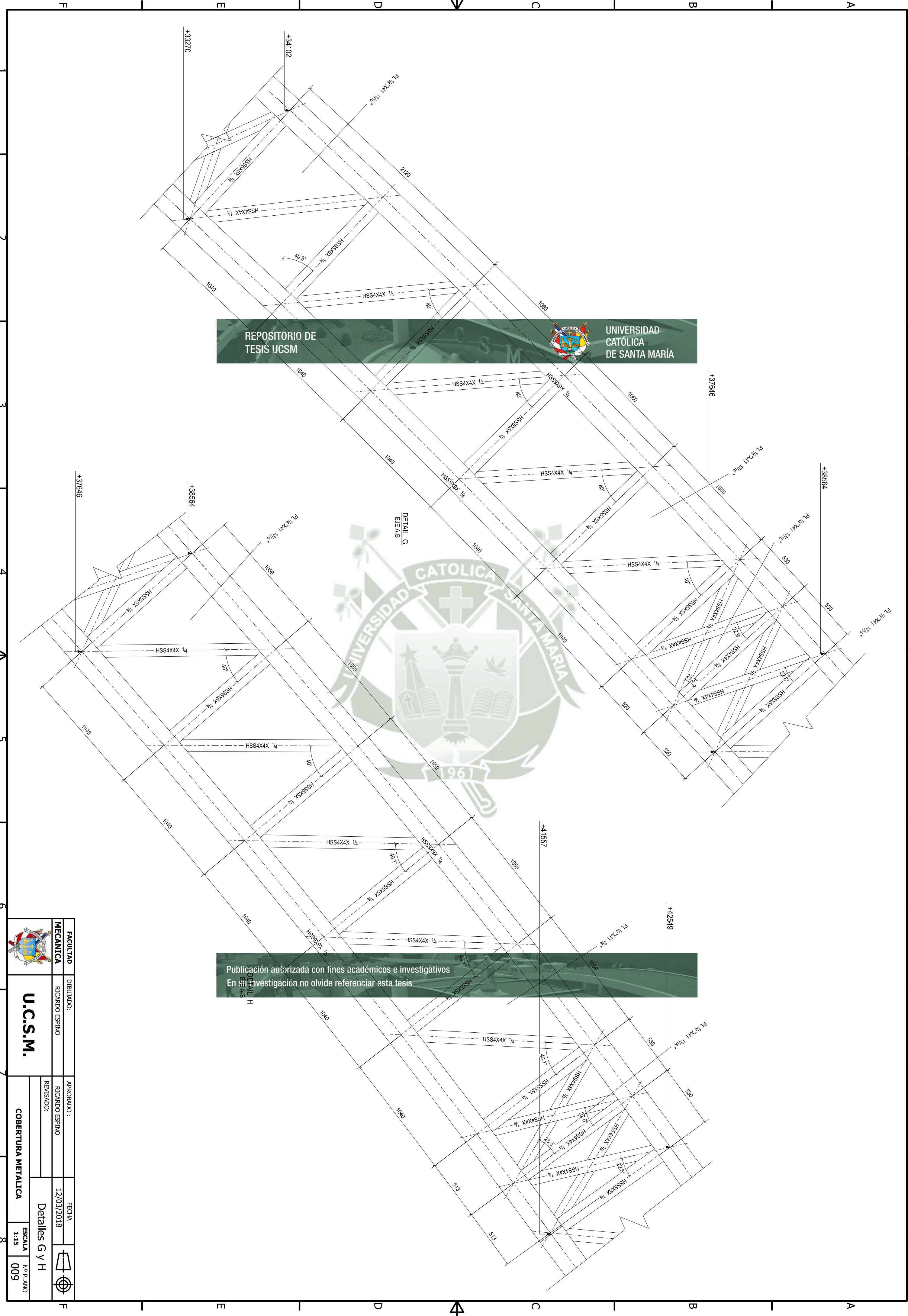


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

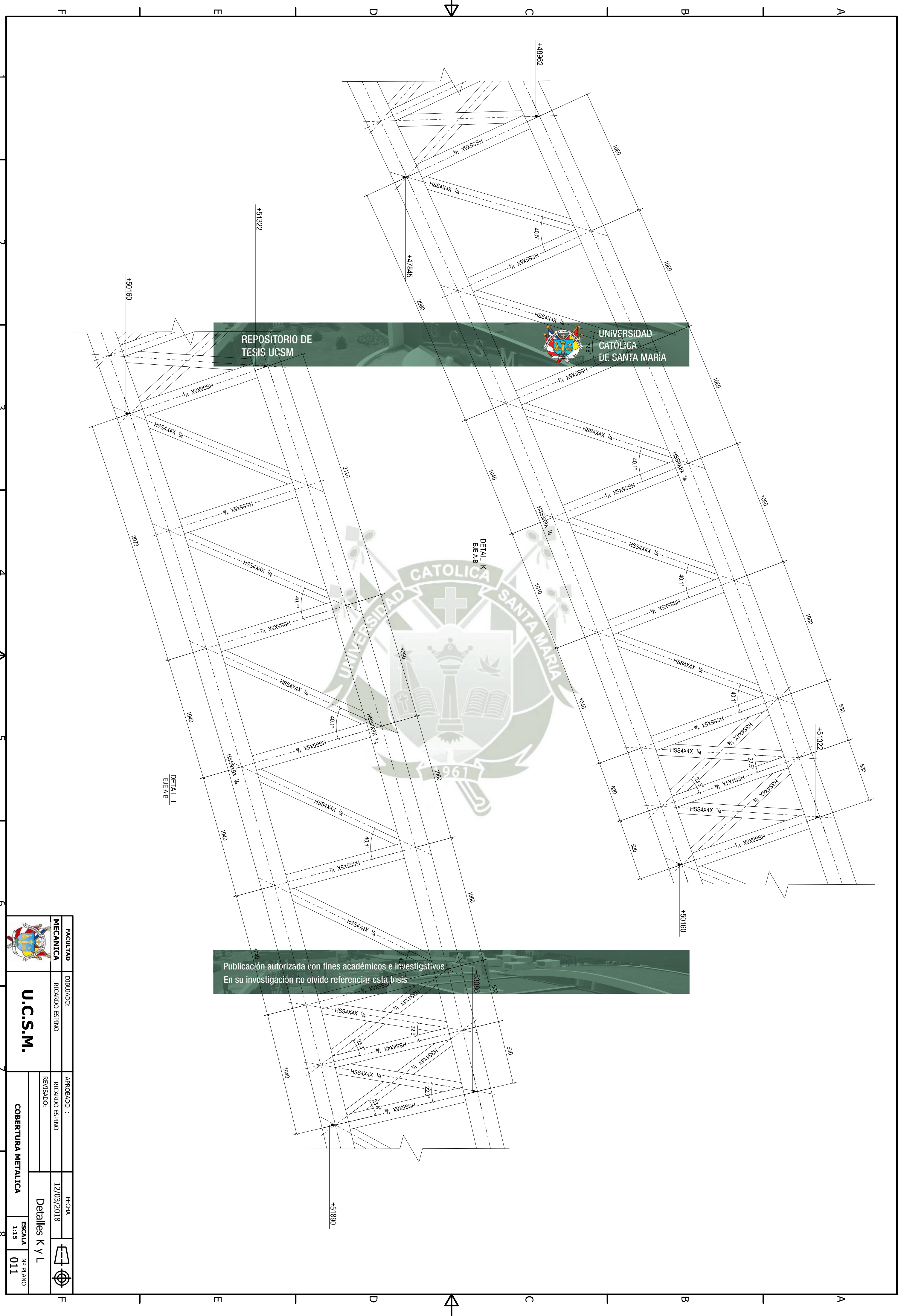
DETAIL F
EJE A-B

DETAIL E
EJE A-B

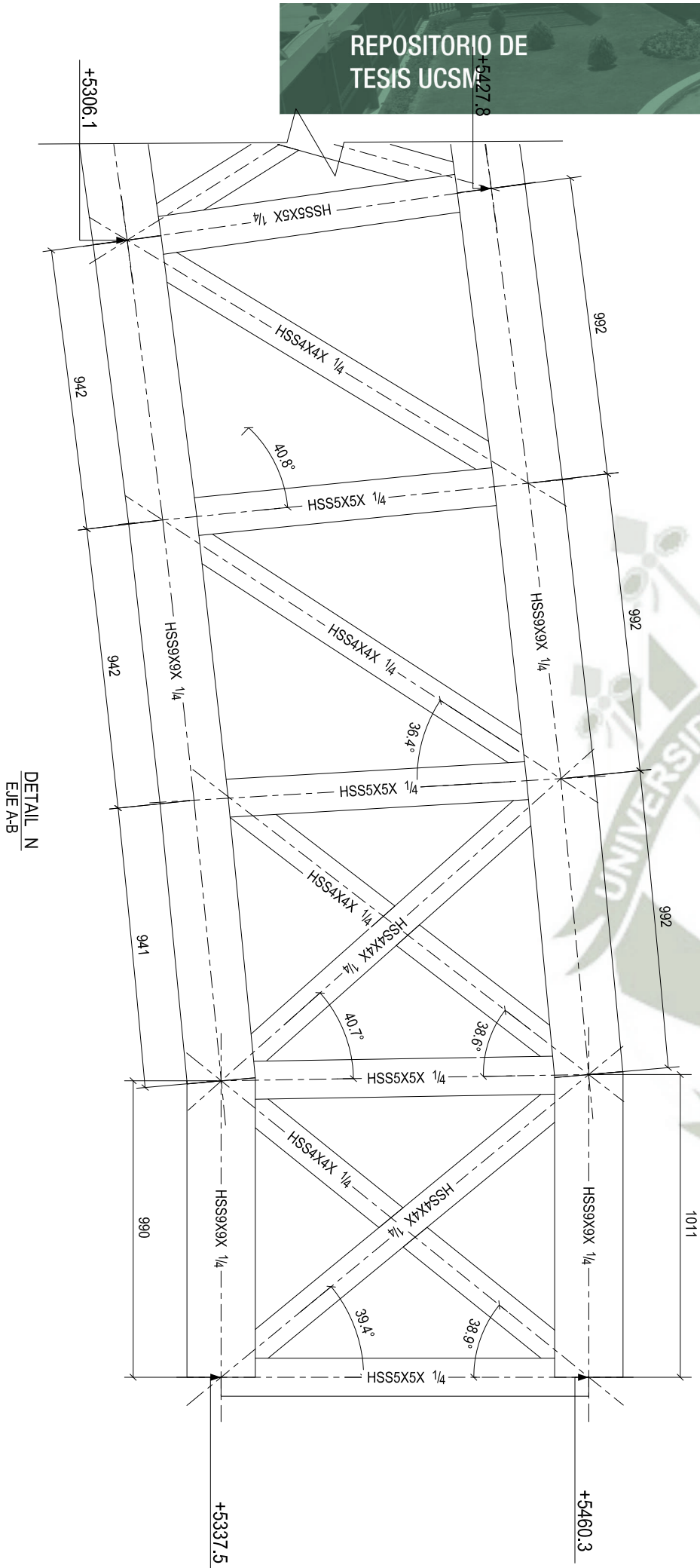
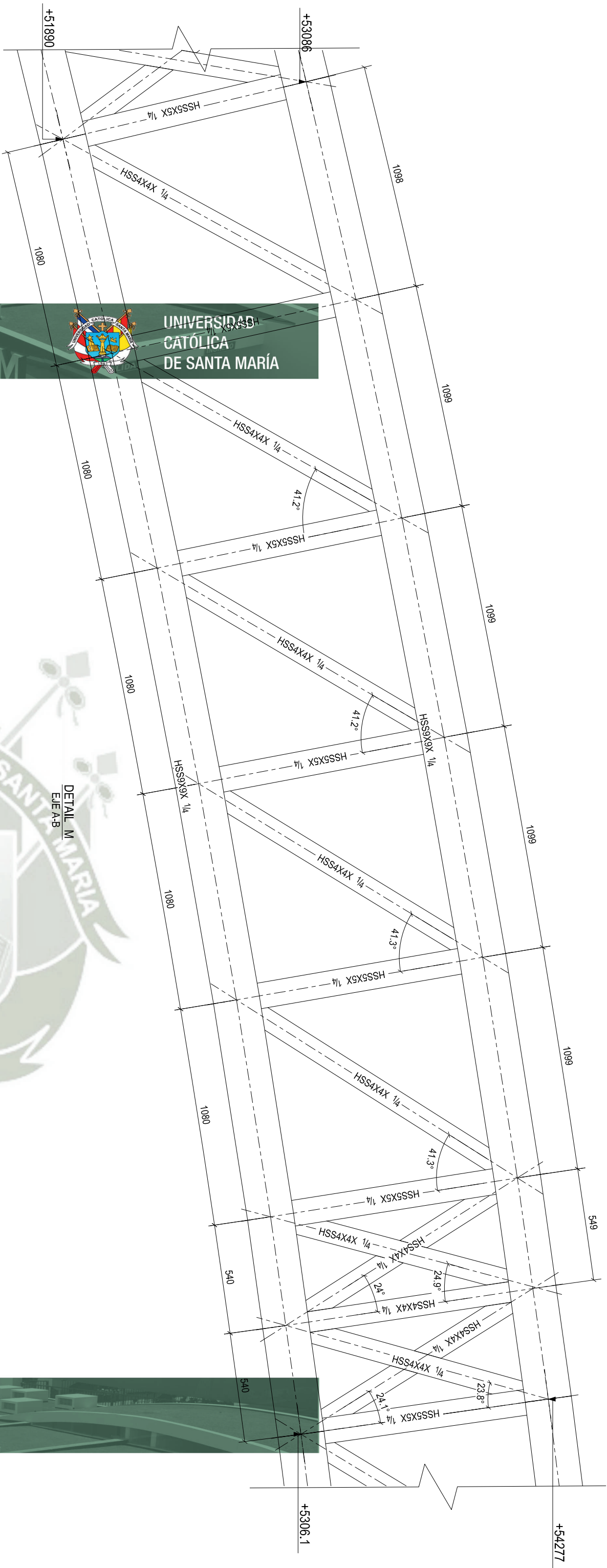
	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :	FECHA	
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO	12/03/2018	
	REVISADO:			Detalles E y F	
COBERTURA METALICA			ESCALA		
			1:15		
			No PLANO		
			008		



	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :	FECHA	
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO	12/03/2018	
	REVISADO:				
U.C.S.M.					Detalles G y H
COBERTURA METALICA					
ESCALA					
1:15					
009					



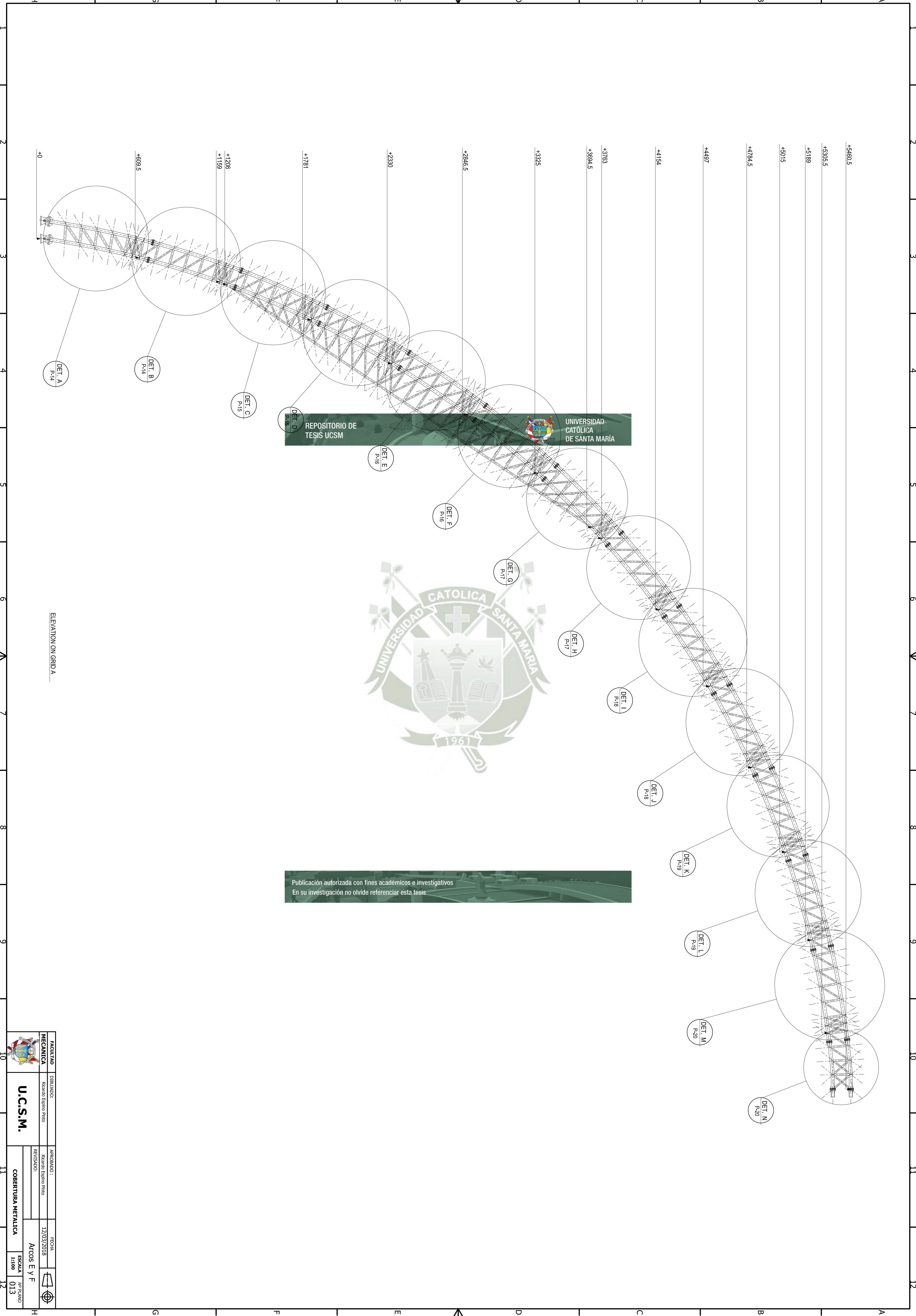
		FACULTAD	DIBUJADO:	FECHA	
MECANICA			RICARDO ESPINO	12/03/2018	
U.C.S.M.		APROBADO :			
		RICARDO ESPINO			
		REVISADO:		Detalles K y L	
COBERTURA METALICA		ESCALA		Nº PLANO	
		1:15		011	



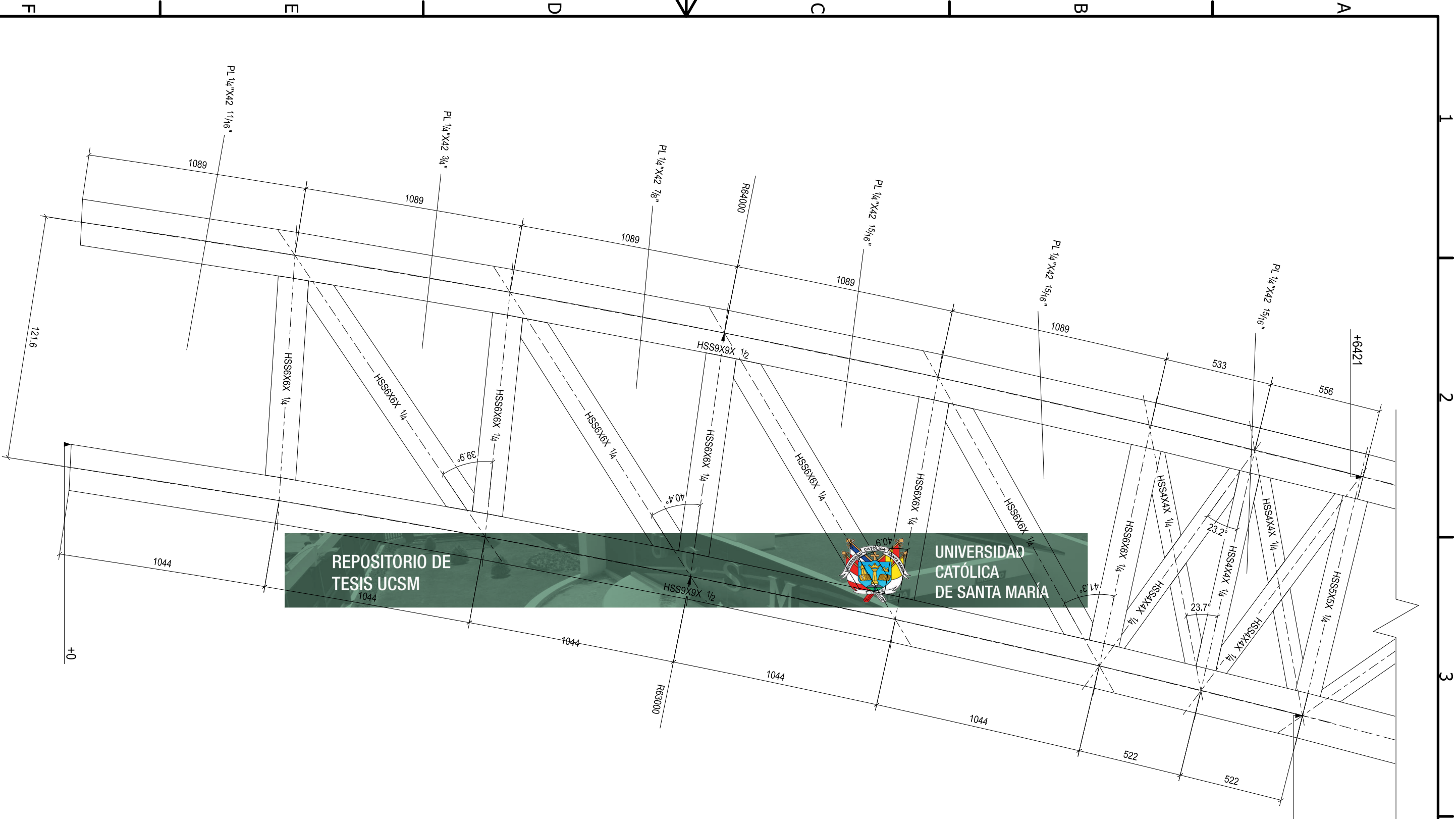
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



		FACULTAD		DIBUJADO:		APROBADO:		FECHA			
MECANICA				RICARDO ESPINO		RICARDO ESPINO		12/03/2018			
U.C.S.M.				REVISADO:		Detalles M y N					
COBERTURA METALICA		ESCALA		Nº PLANO							
		1:15		012							

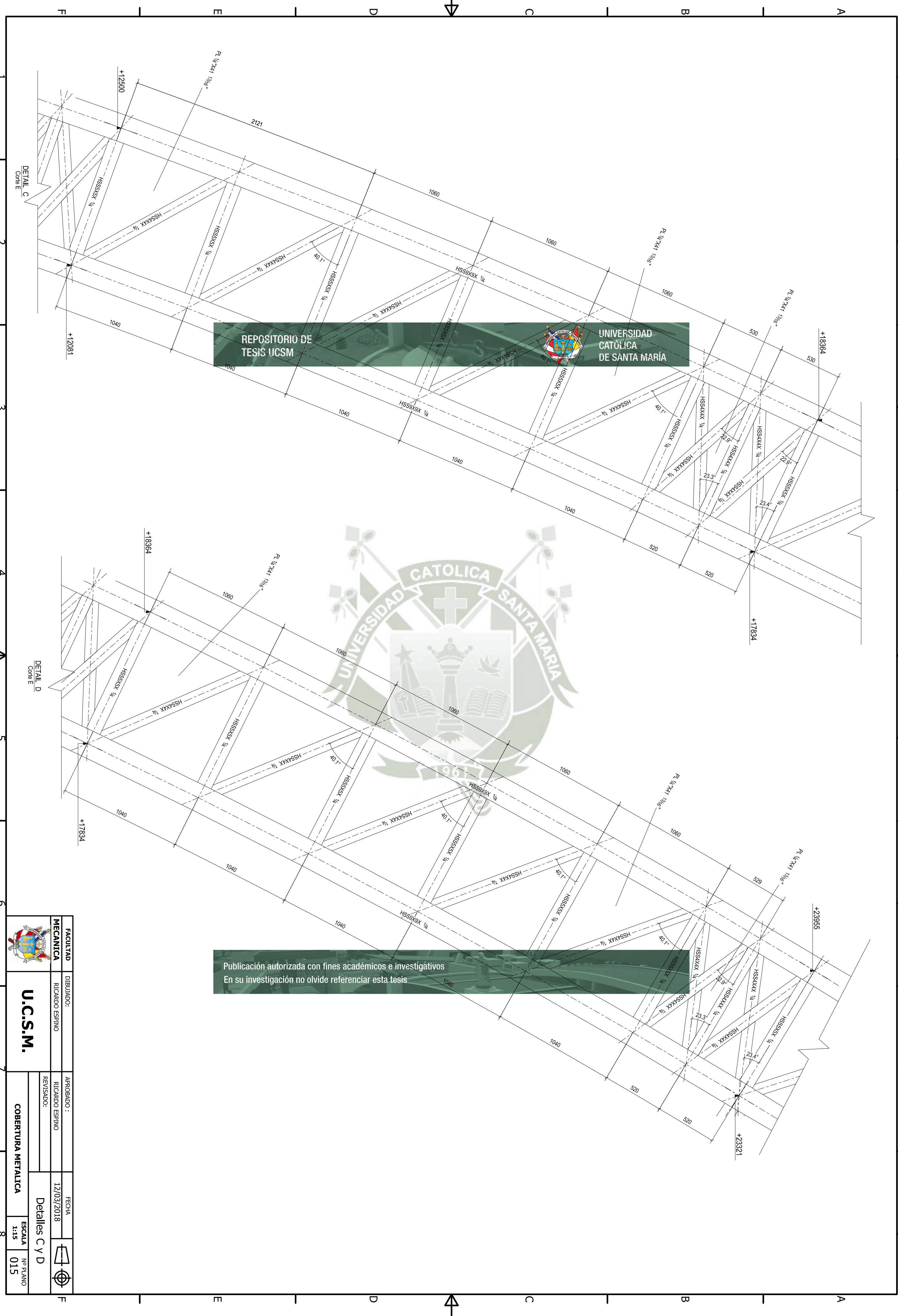


	FACULTAD	DIBUJADOR:		REVISOR:	APROBADO:	FECHA:			
	MECANICA	Ricardo Espino Siles							
	U.C.S.M.		COBERTURA METALICA					ARCOS E Y F	
		ESCALA	IN PLANO						
		1:100	013						
10		11		12		H			



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD	DIBUJADO:		APROBADO :		
	MECANICA	RICARDO ESPINO		RICARDO ESPINO		
	U.C.S.M.					COBERTURA METALICA
	REVISADO:					
Detalles A y B						
ESCALA 1:15						
014						

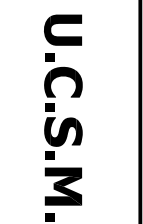


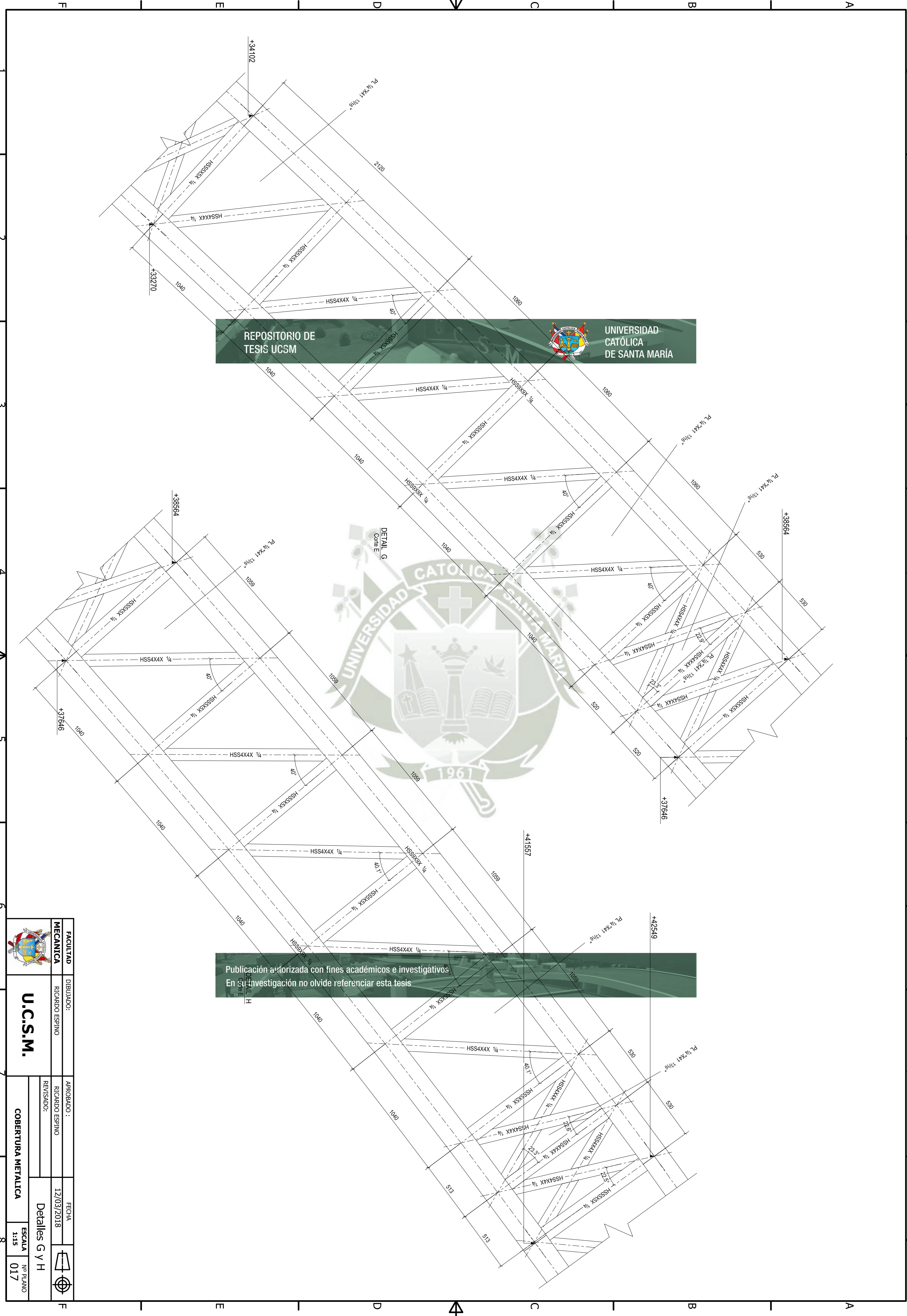
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

En su investigación no olvide referenciar esta tesis

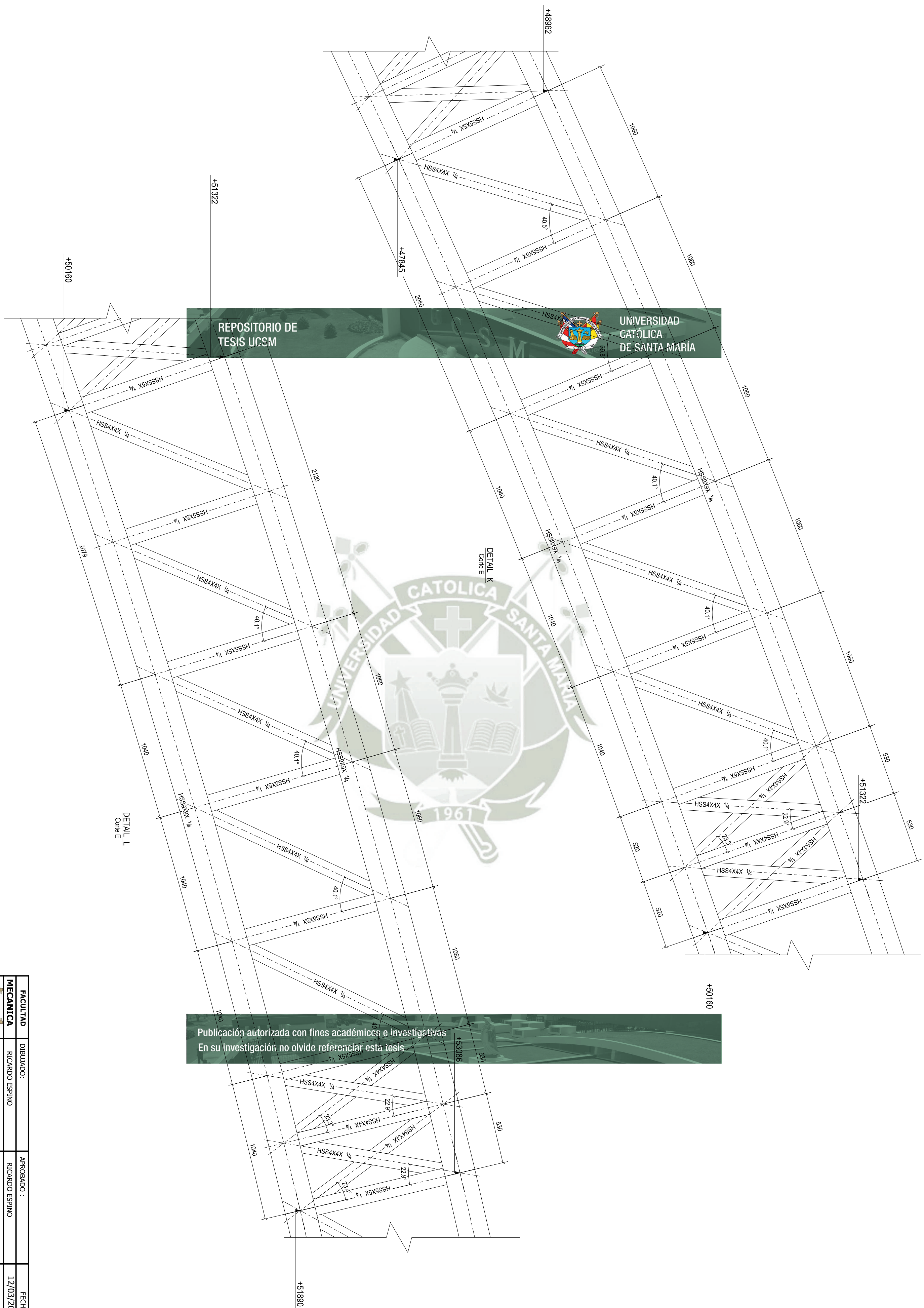
	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :	FECHA			
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO	12/03/2018			
	U.C.S.M.			APROBADO :	12/03/2018		
COBERTURA METALICA				Detalles C y D			
				ESCALA	Nº PLANO		
				1:15			
					015		



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos.
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

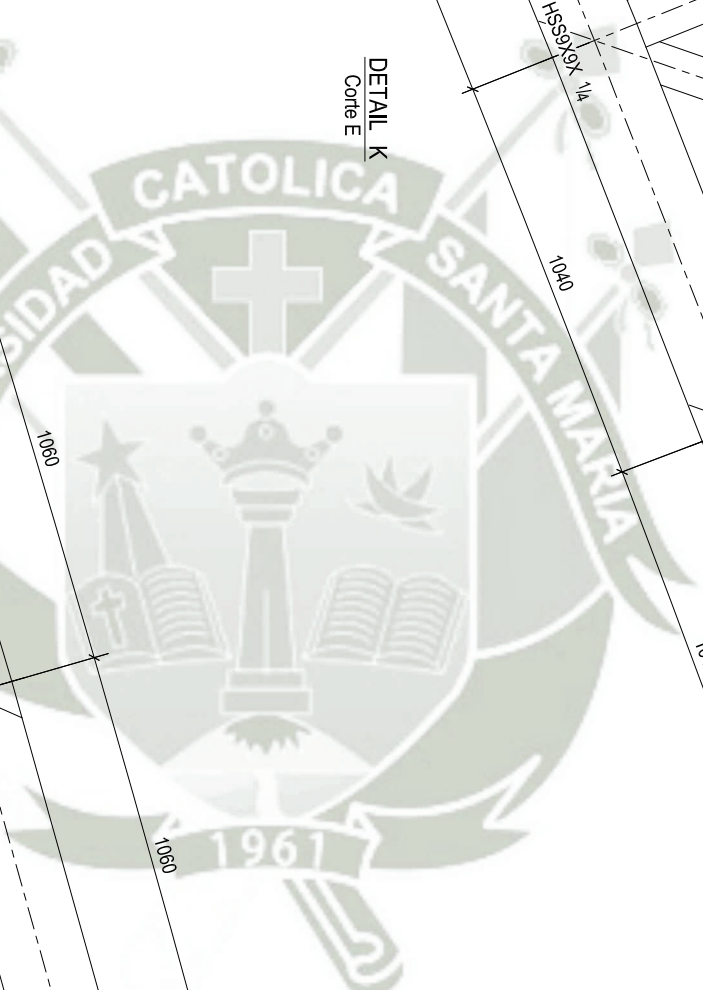
	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :		
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO		
U.C.S.M.	REVISADO:				
	Detalles G y H				
	COBERTURA METALICA				
	ESCALA 1:15 017				

	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :		FECHA	
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO		12/03/2018	
			REVISADO:			
	Detalles I y J					
	COBERTURA METALICA					
					ESCALA	Nº PLANO
					1:15	018



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

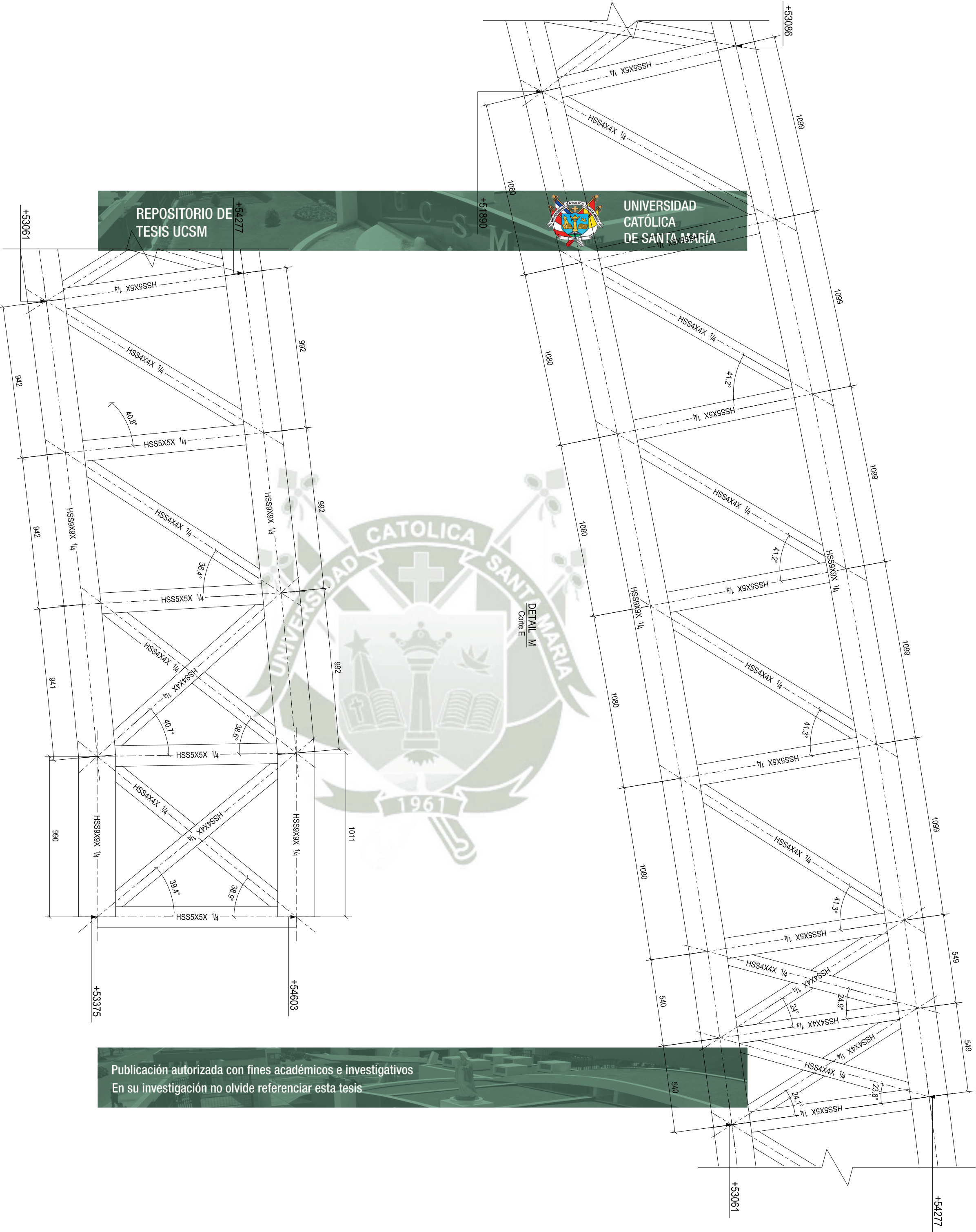


DETAIL K
Corte E

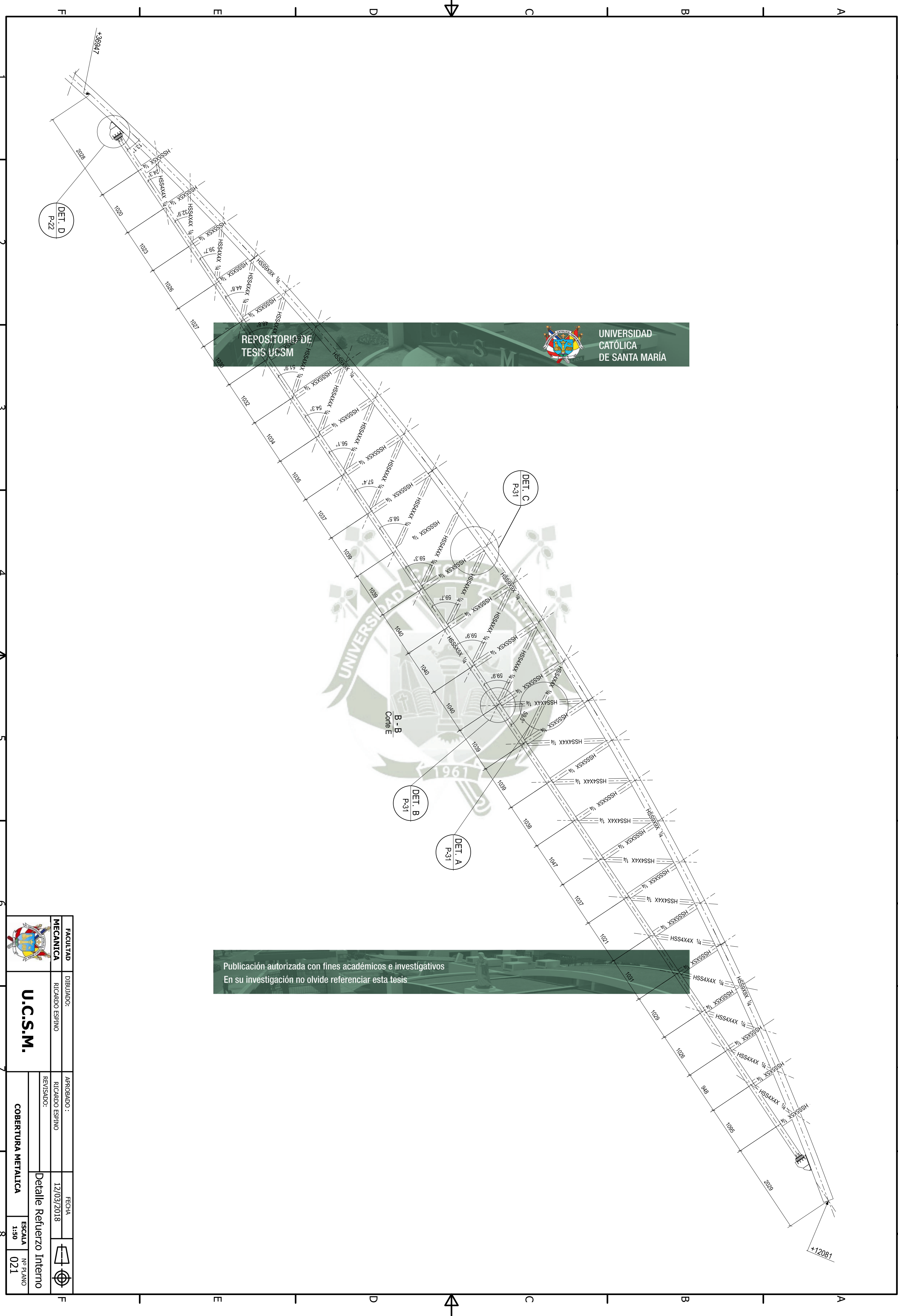
Corte E

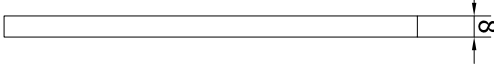
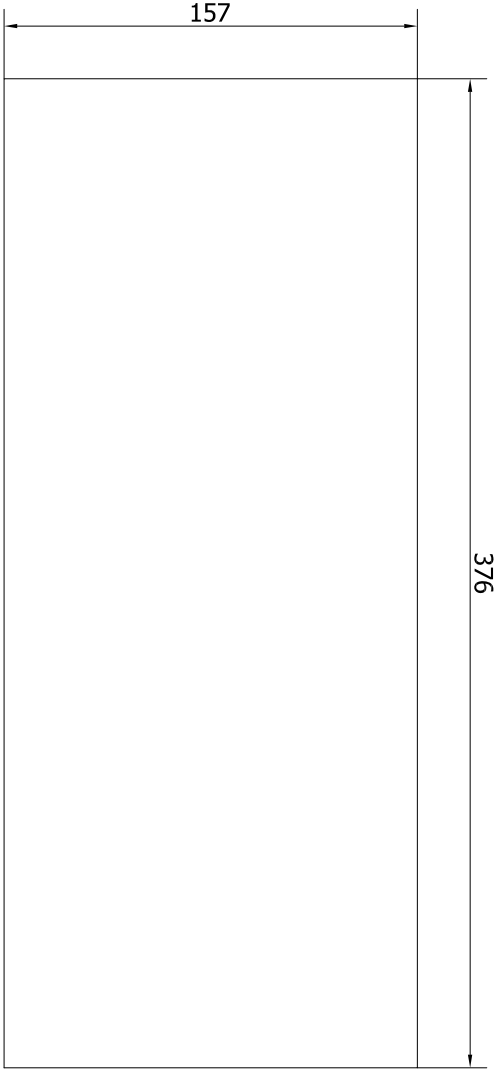
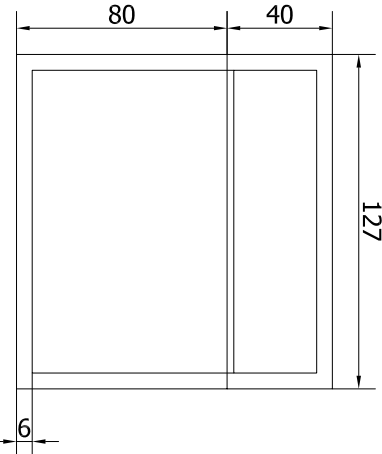
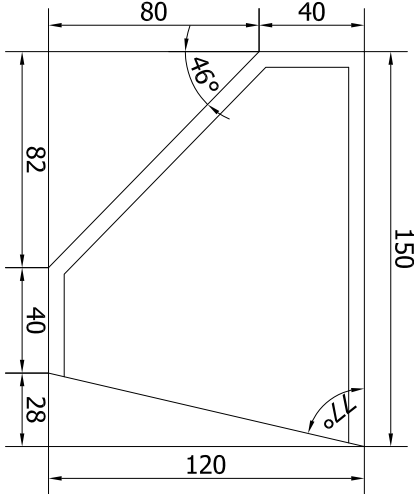
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :	FECHA		
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO	12/03/2018		
	U.C.S.M.			REVISADO:		Detalles K y L
	COBERTURA METALICA			ESCALA 1:15		No PLANO 019



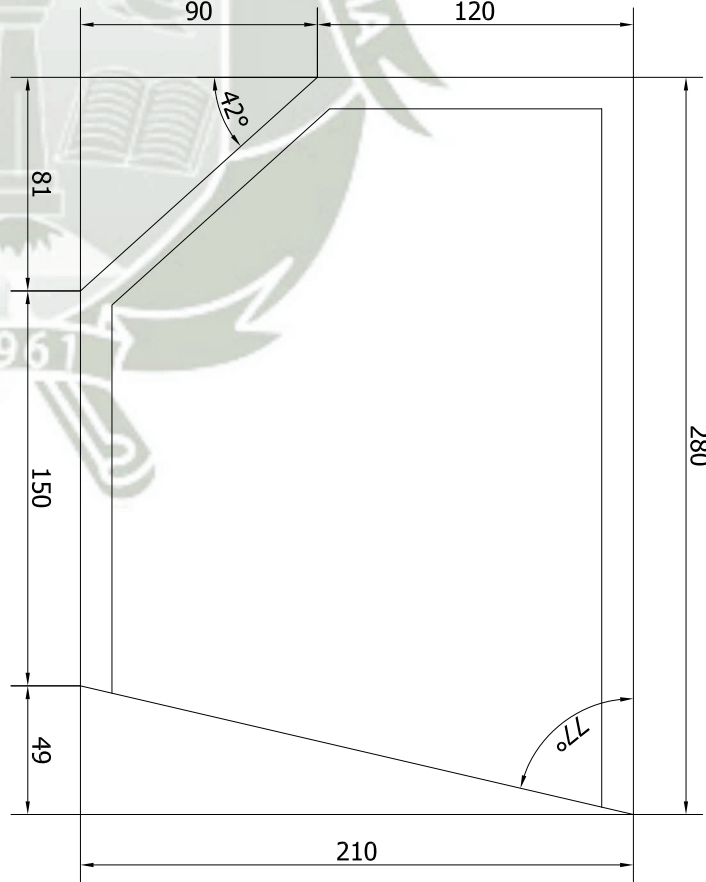
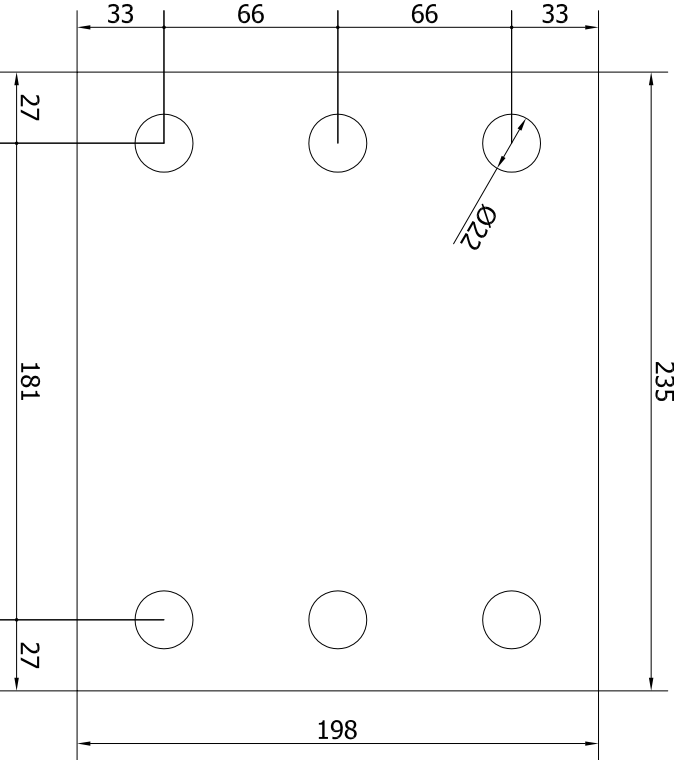
		FACULTAD		DIBUJADO:		FECHA			
U.C.S.M.		MECANICA		RICARDO ESPINO		12/03/2018			
		COBERTURA METALICA		REVISADO:		Detalles M y N			
		ESCALA		Nº PLANO					
		1:15		020					



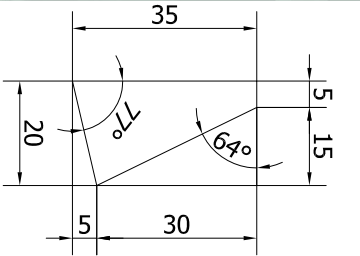
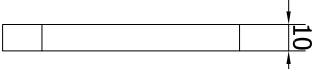
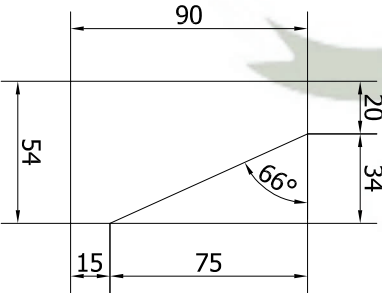


Soporte 1 (1 : 2)

Placa de refuerzo (1 : 2)



Soporte 2 (1 : 2)



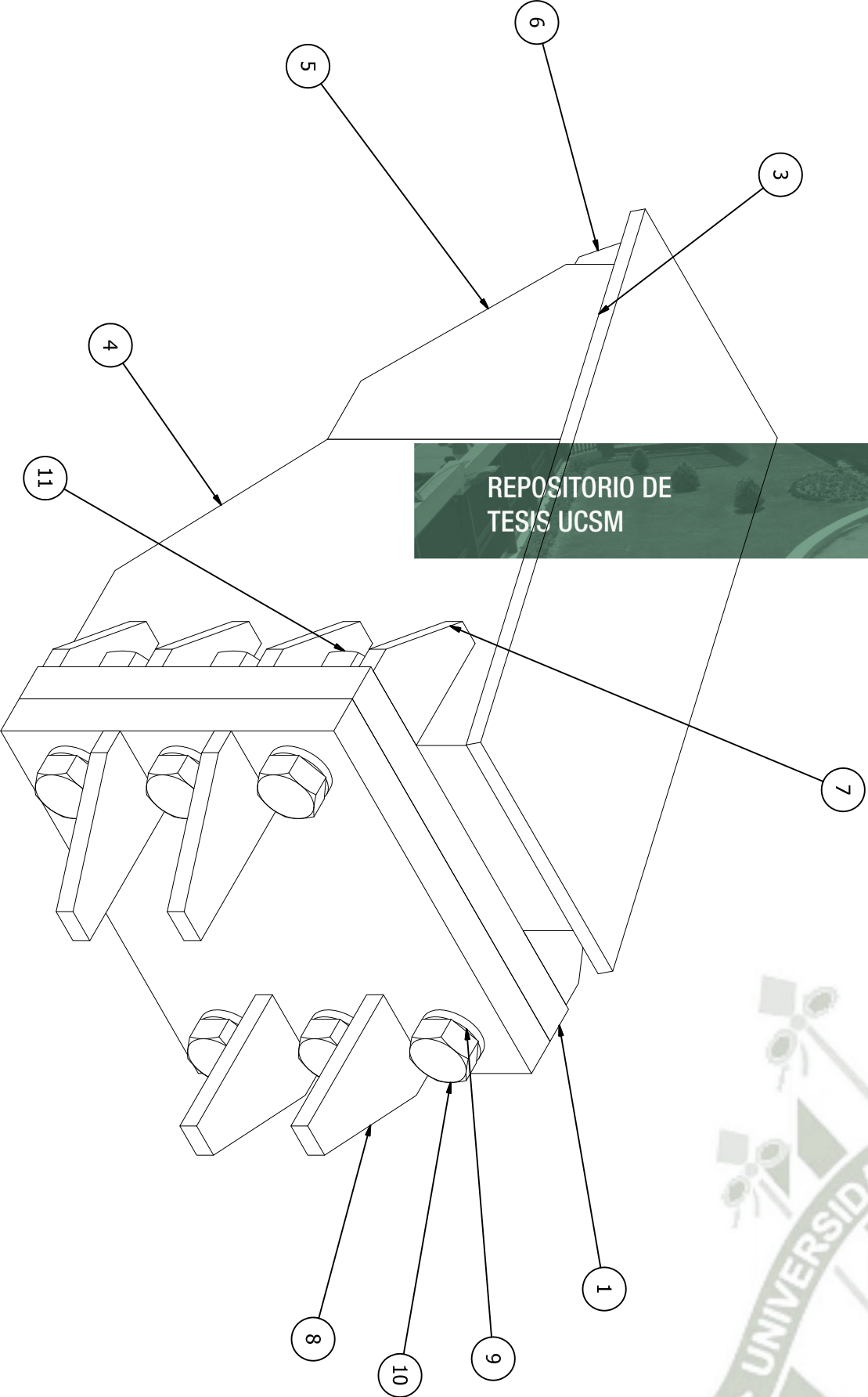
Placa de Union (1 : 2)

Cartela 2 (1 : 2)

Cartela 1 (1 : 1)



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



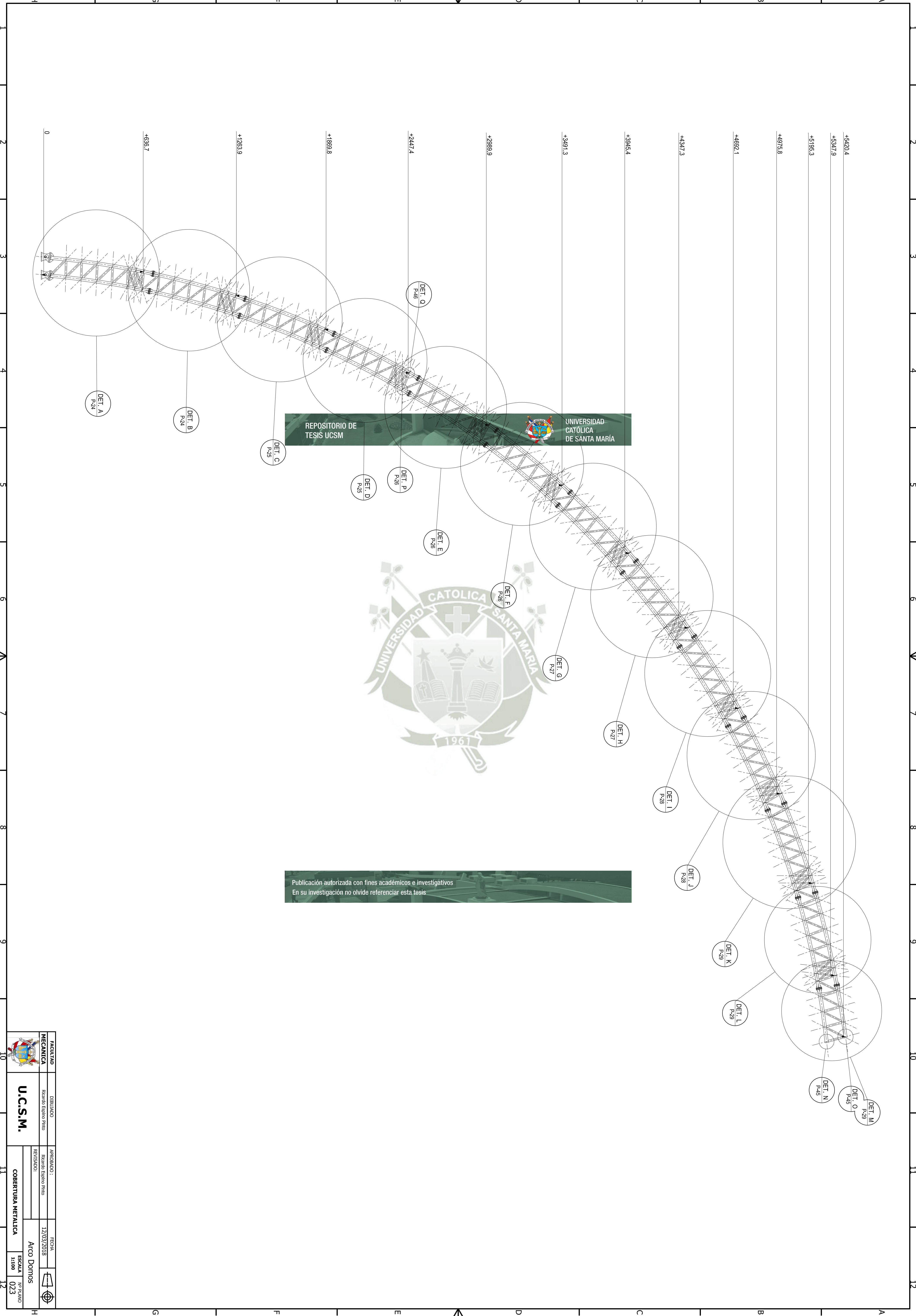
PARTS LIST			
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION
1	2		
1	2	Placa de union	
3	1	Placa de refuerzo	
4	1	Soporte 1	
5	1	Soporte 2	
6	3	Cartela 1	
7	8	Cartela 2	
8	4	Cartela 2	
9	12	ASME B18.21.2M - 20	Lock Washers (Metric Series) Regular Helical Spring Lock Washers
10	6	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2,5 x 75	Hex Bolt
11	6	ANSI B 18.2.4.1 M - M20 x 2,5	Hex Nut

FACULTAD		DIBUJADOR:		APROBADO :		FECHA	
MECANICA		Ricardo Espino Pardo		Ricardo Espino Pardo		12/03/2018	
		REVISADO:					

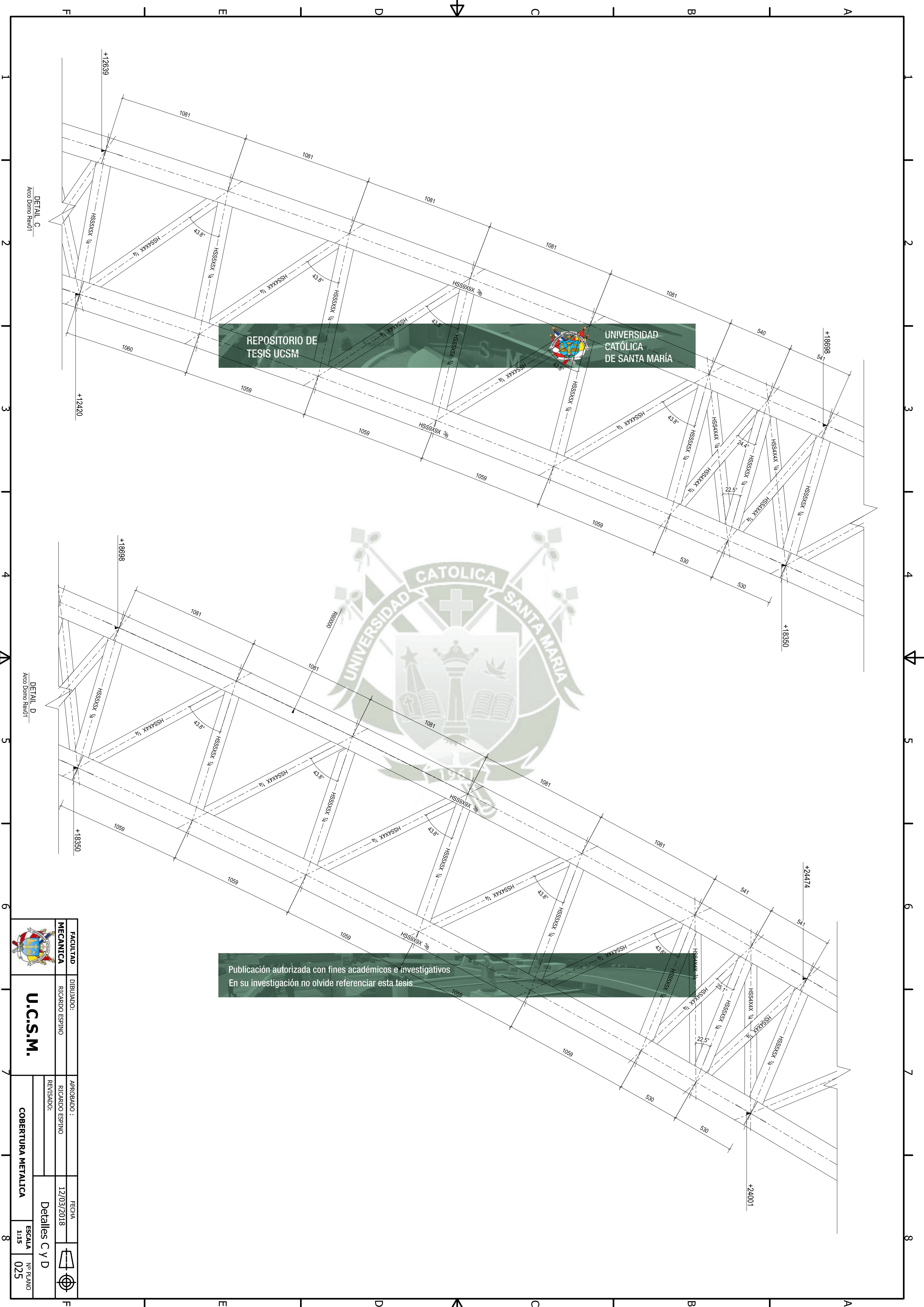
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



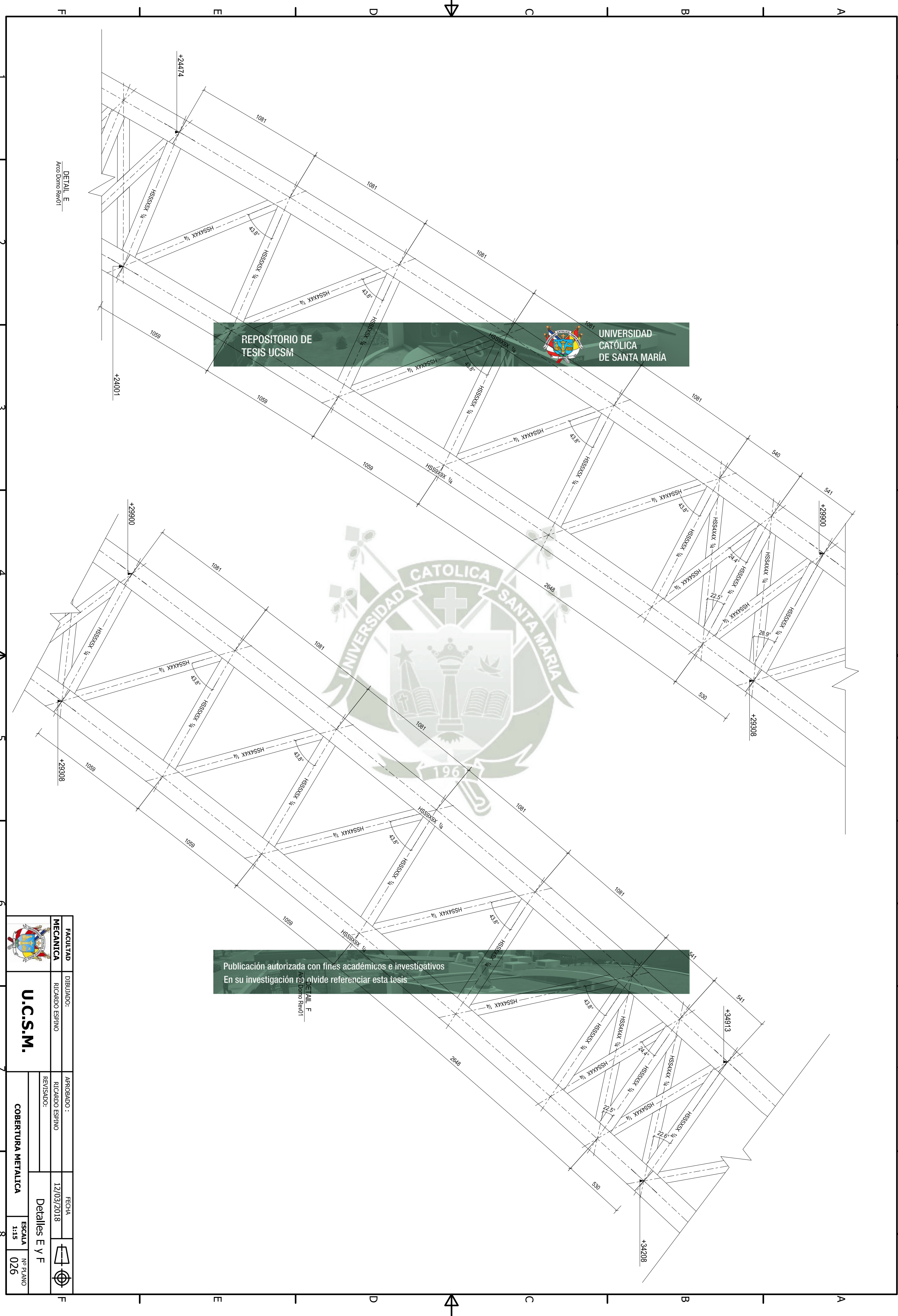
	FACULTAD		DIBUJADO		ESCALA			
	MECANICA		Resado Espino Pinedo					
	U.C.S.M.		Resado Espino Pinedo		COBERTURA METALICA	ESCALA		
		APROBADO:		12/03/2018		10 PLANO		
		REVISADO:		Arco Dómos				
						023		



REPOSITORIO DE TESIS UCSM  UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	U.C.S.M.			
FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :	FECHA	
MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO	12/03/2018	
	REVISADO:	Detalles C y D		
COBERTURA METALICA			ESCALA 1:15	NO PLANO 025



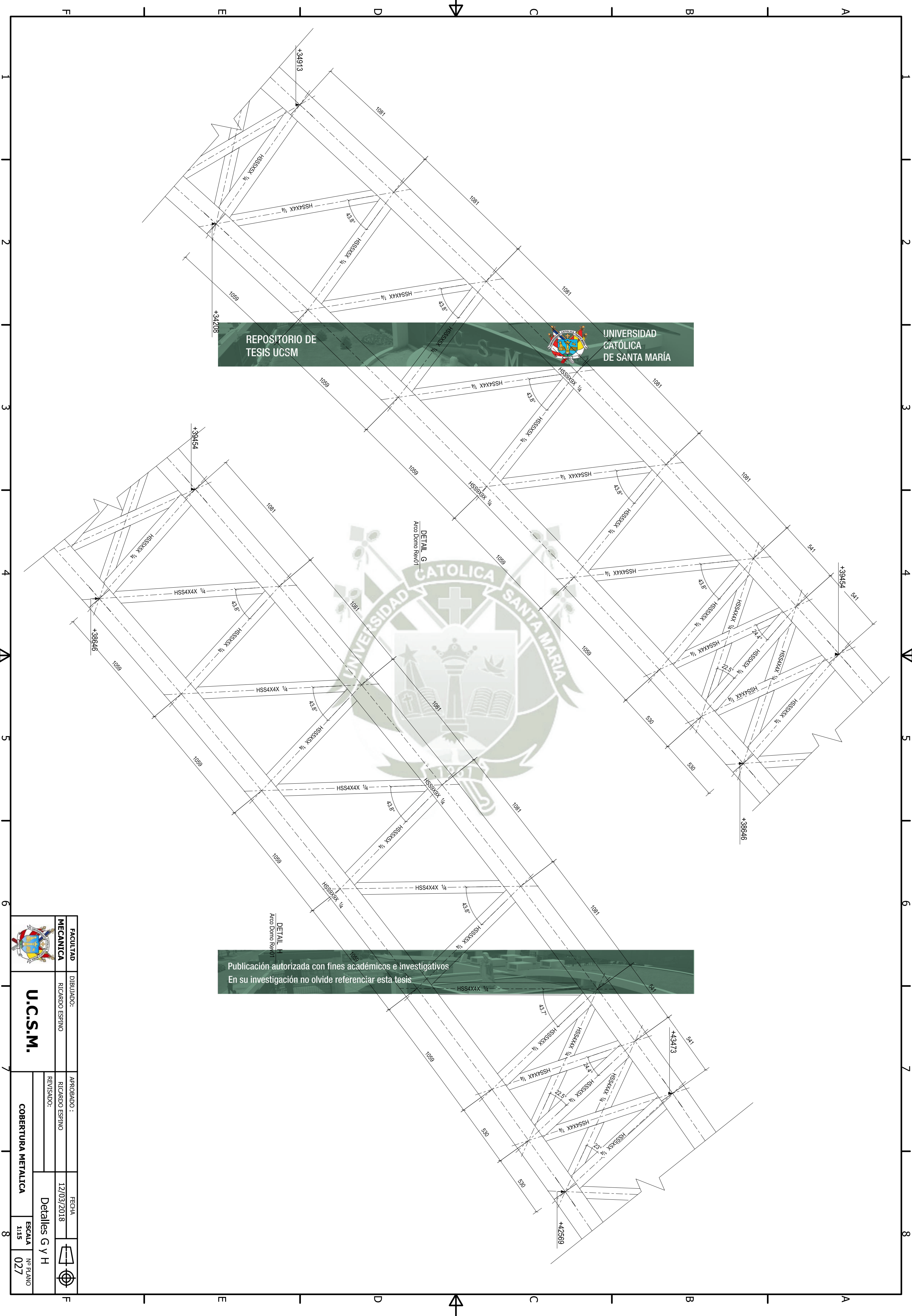
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

		FACULTAD		DIBUJADO:		FECHA	
MECANICA		RICARDO ESPINO		12/03/2018			
U.C.S.M.		APROBADO :		Detalles E y F			
		REVISADO:					
COBERTURA METALICA		ESCALA		Nº PLANO			
		1:15		026			

DETALL E
Arco Domo Rev01

DETALL F
Arco Domo Rev01





UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :		FECHA	 Detalles G y H	
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO		12/03/2018		
			REVISADO:				
	COBERTURA METALICA				ESCALA		Nº PLANO
					1:15		027

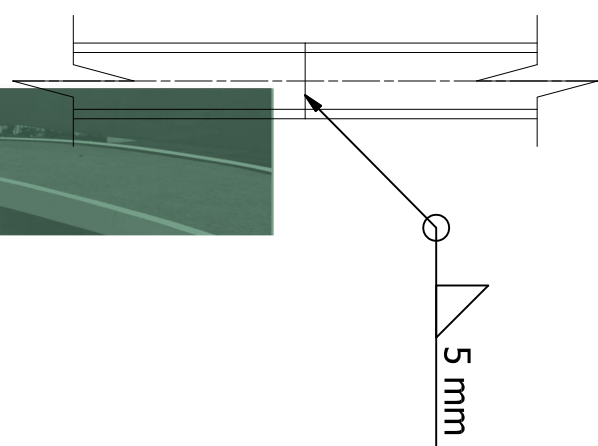
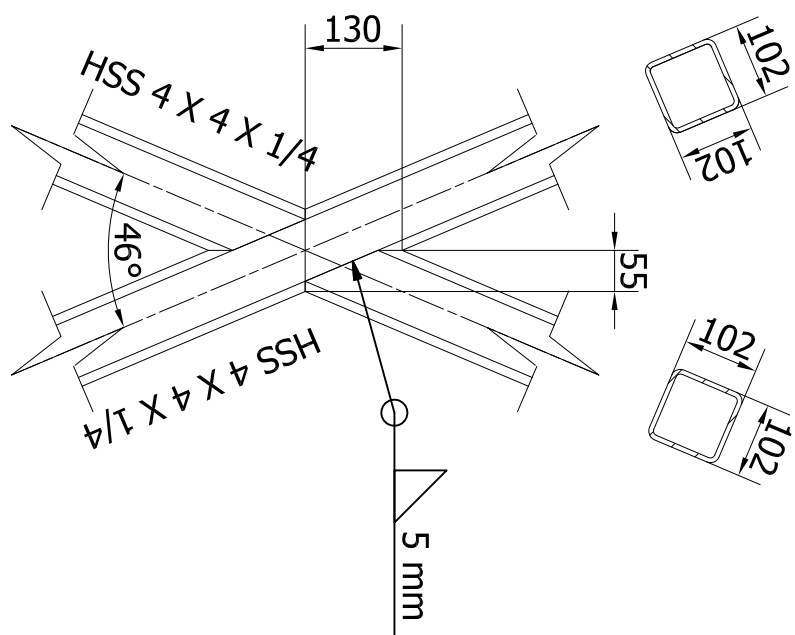
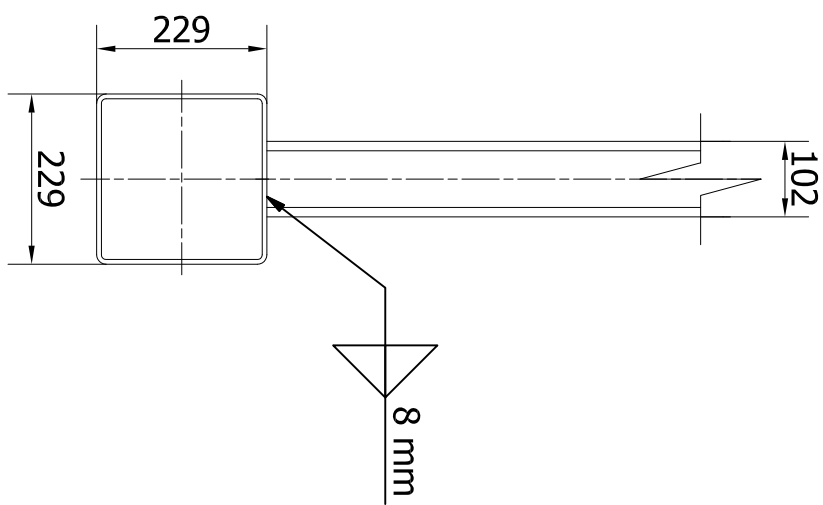
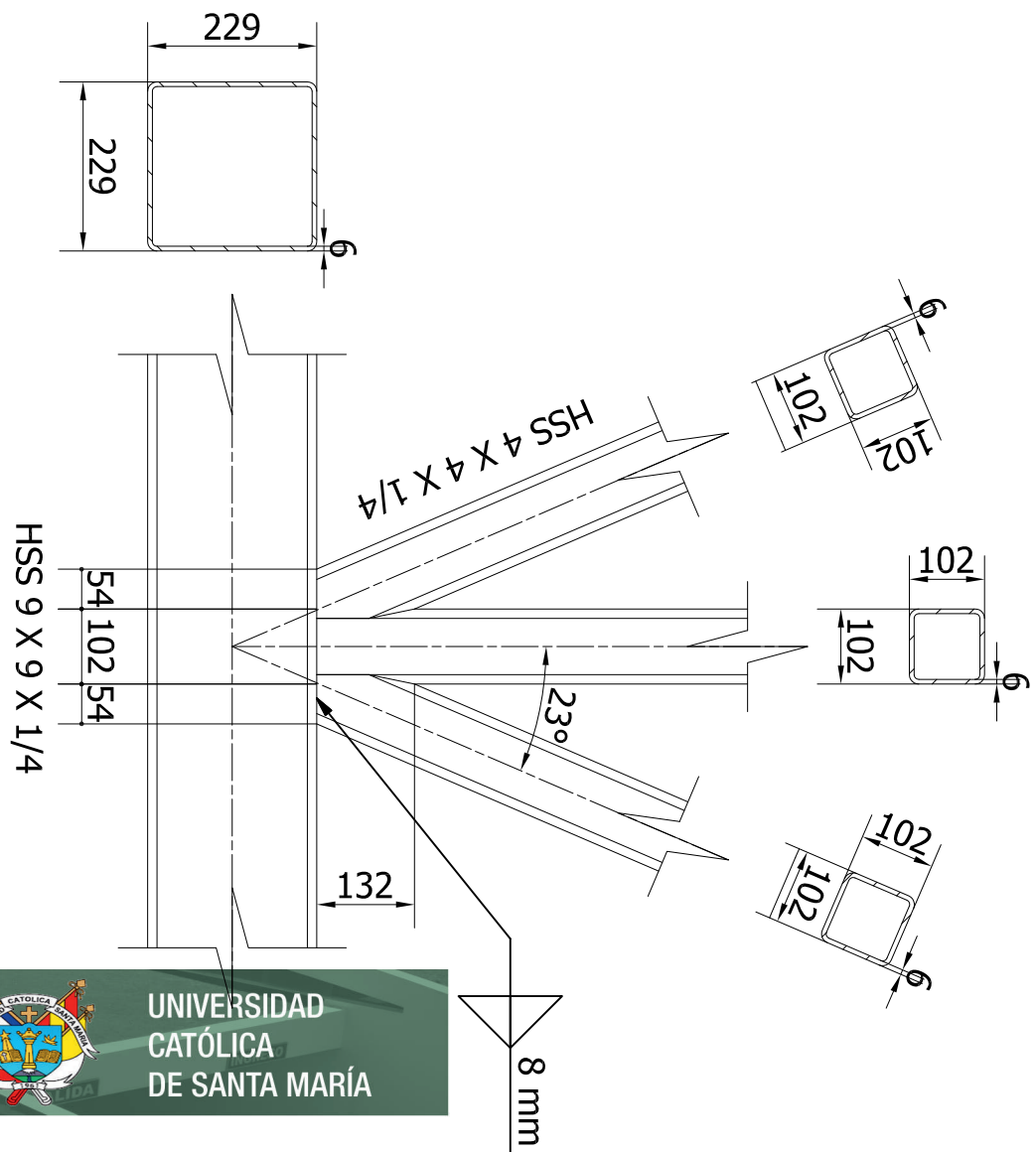


UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

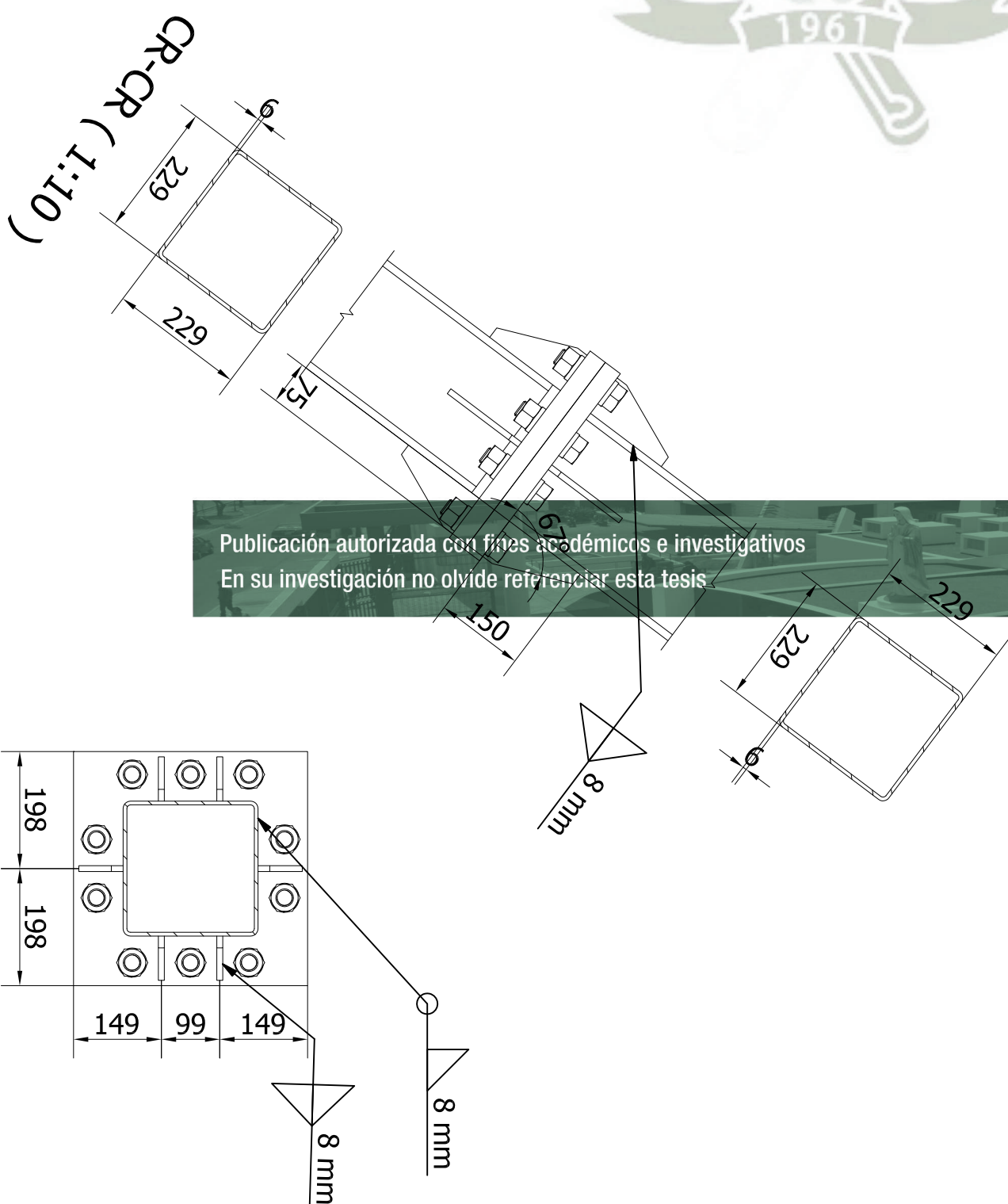
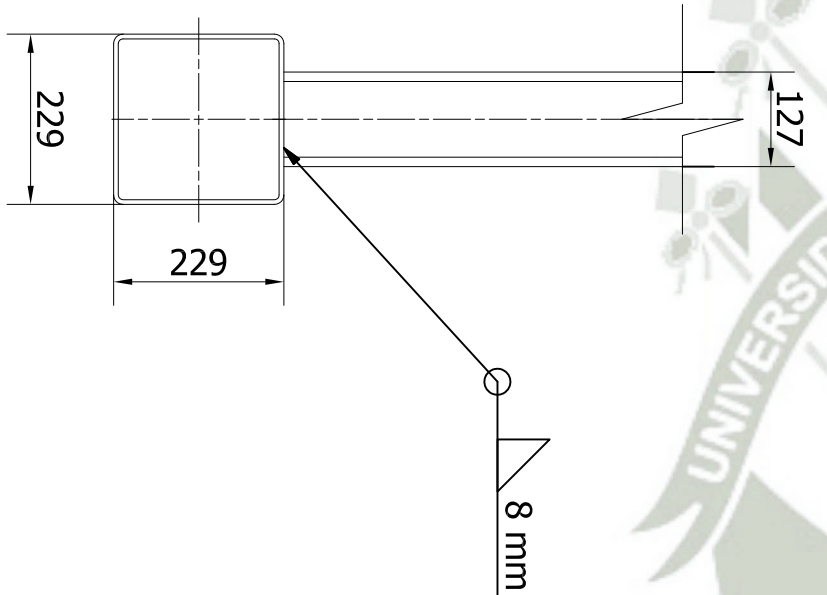
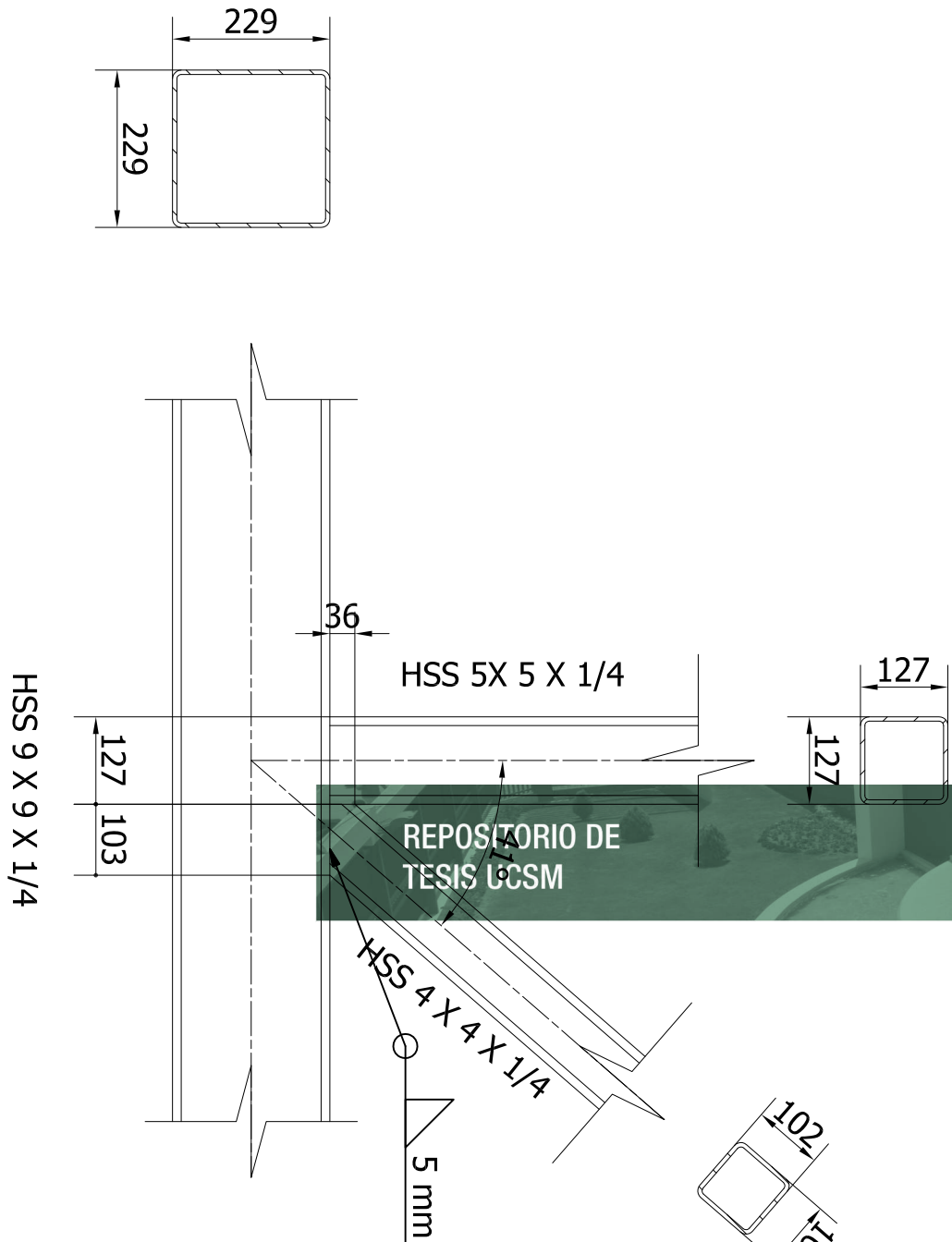
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO :	FECHA	
	MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO	12/03/2018	
	REVISADO:				
U.C.S.M.				Detalles I y J	
COBERTURA METALICA				ESCALA 1:15	nº PLANO 028



DET. P (1:10)

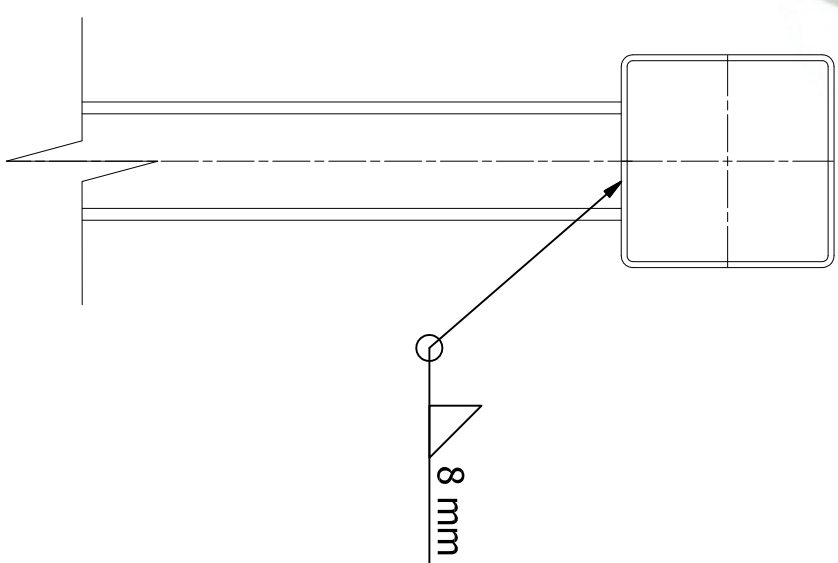
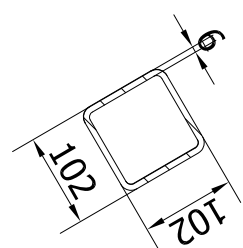
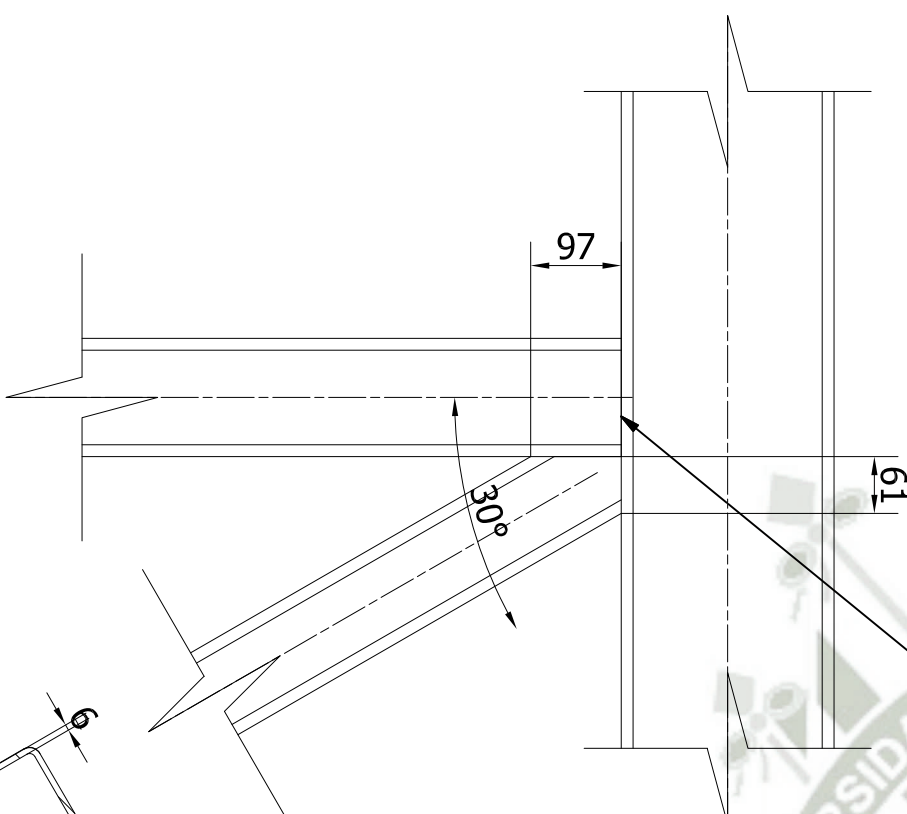
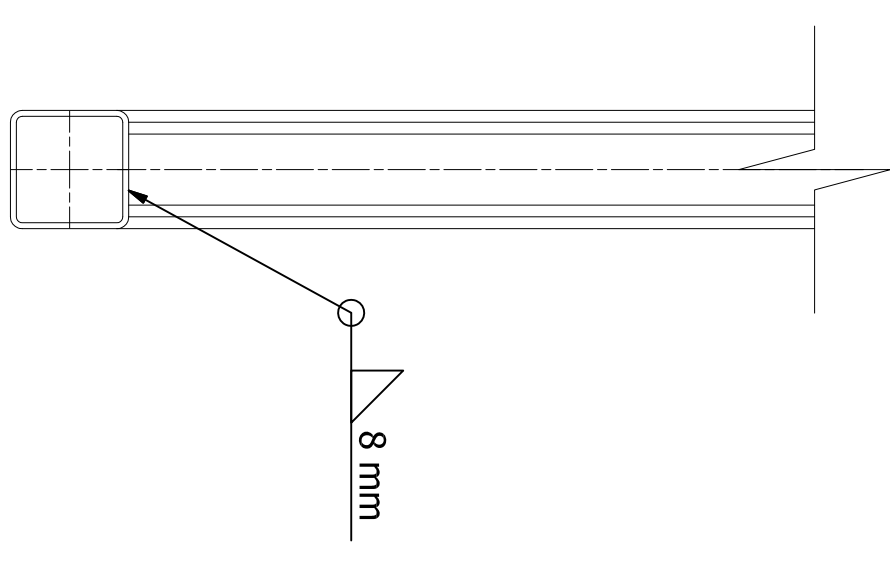
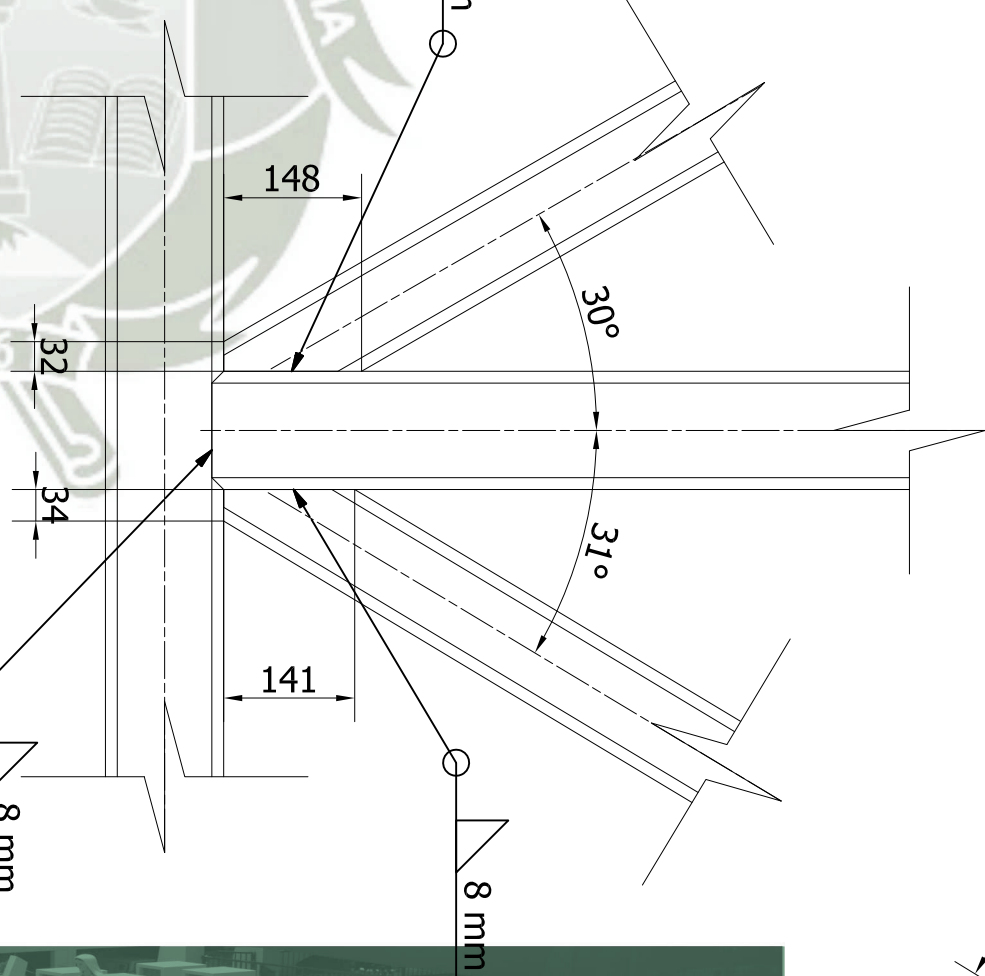
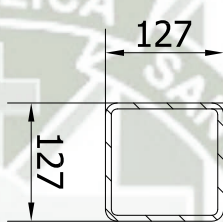
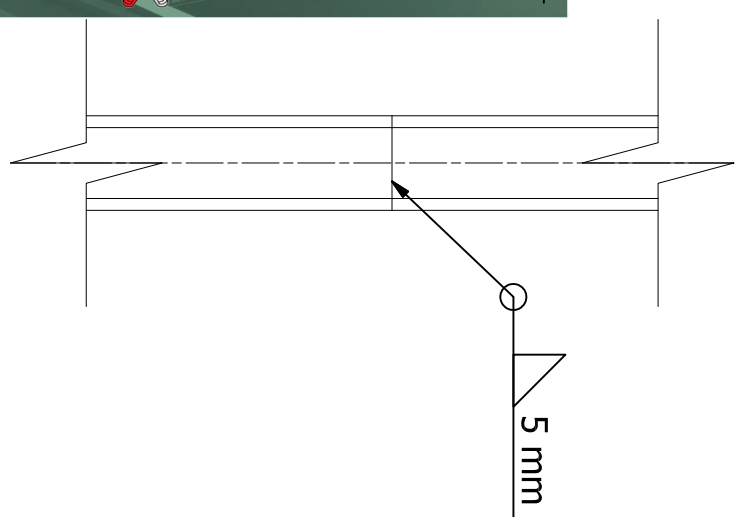
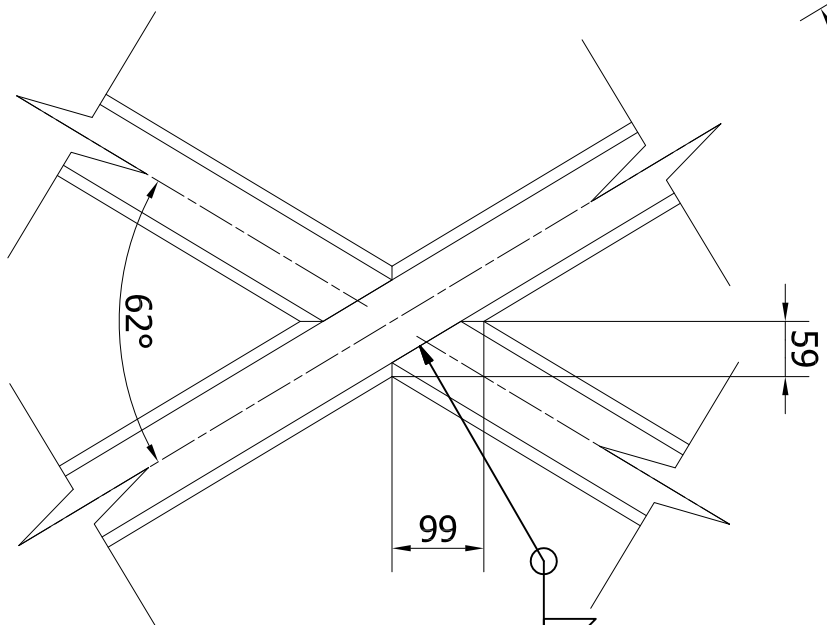
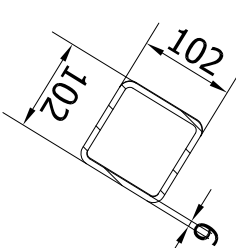
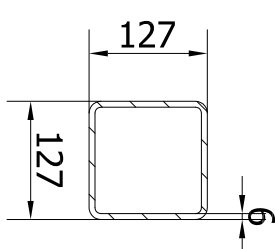
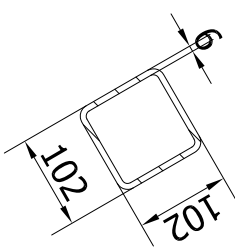
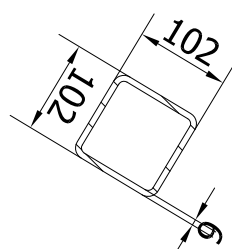
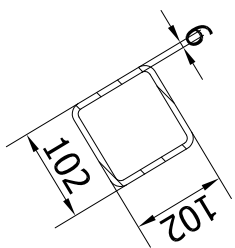
DET. Q (1:10)



DET. S (1:10)

DET. R (1:10)

FACULTAD		DIBUJADO:		FECHA	
MECANICA		Ricardo Espino Pinto		07/09/2011	
U.C.S.M.		REVISADO:		Detalles de union Arcos	
COBERTURA METALICA		ESCALA		Centrales	
		1:10		No PLANO	
				030	

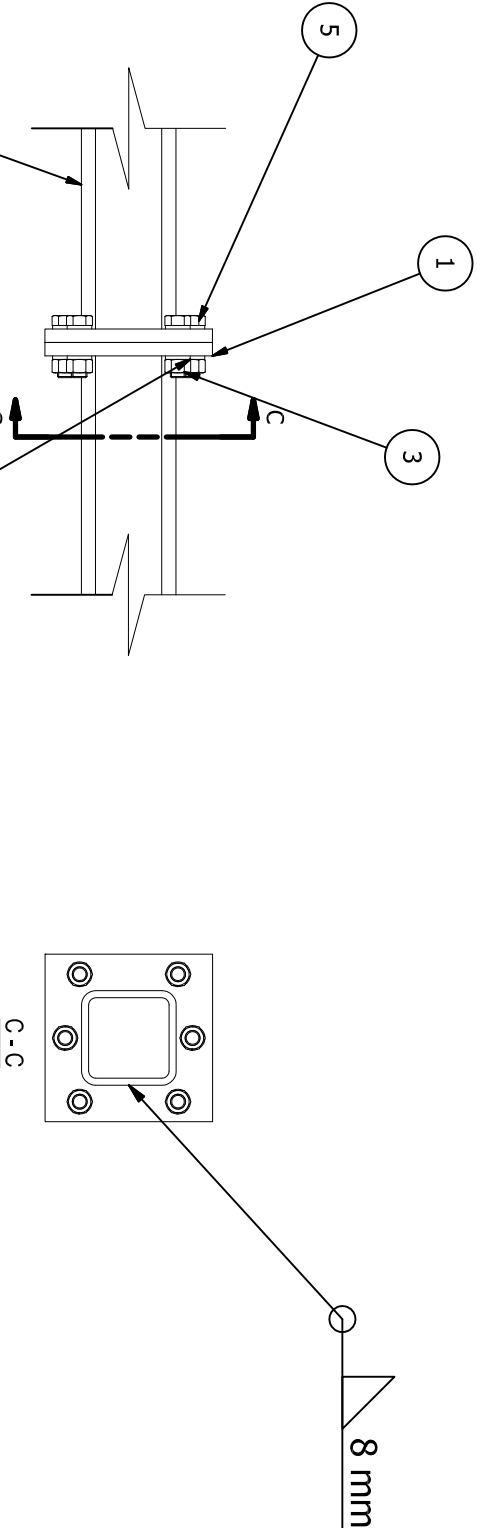
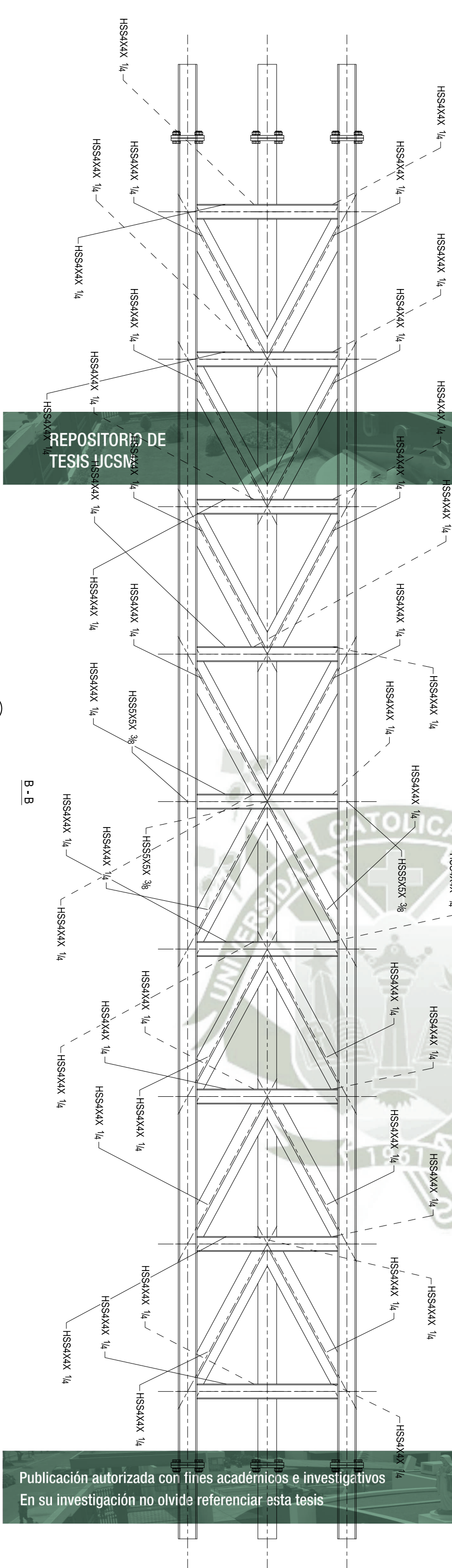
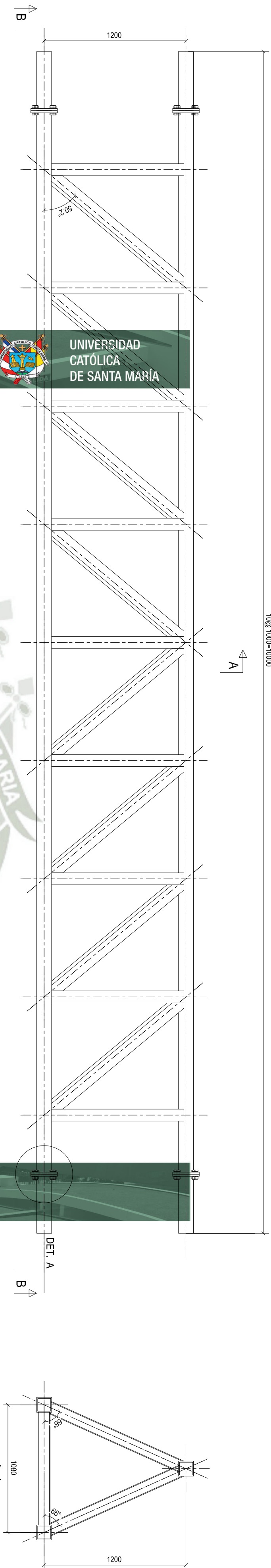


DET.A (1:10)

DET. B (1:10)

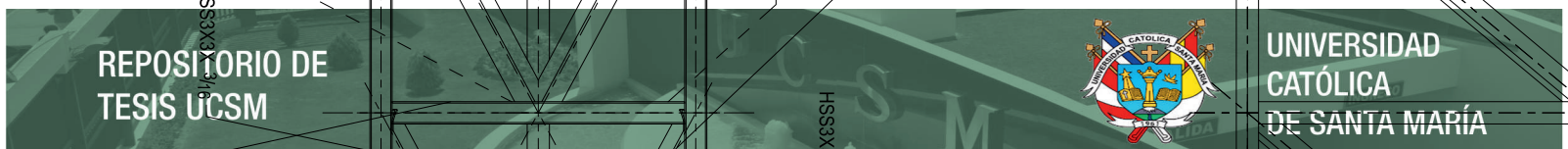
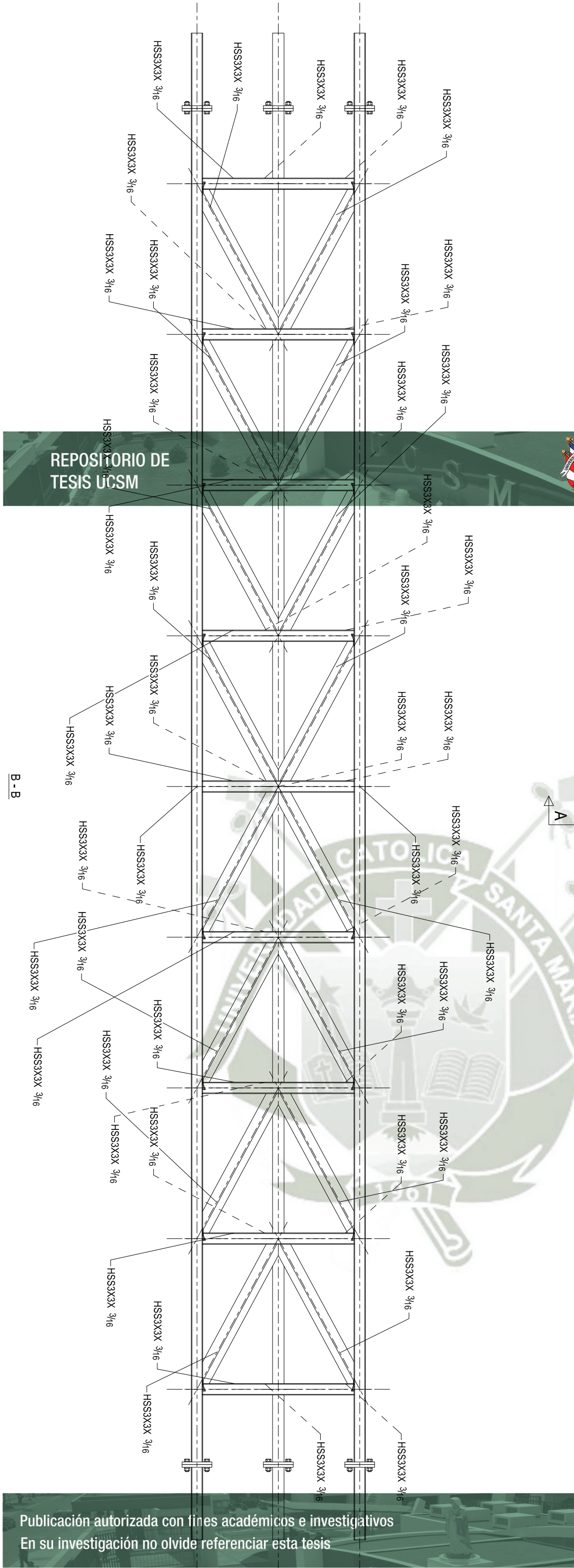
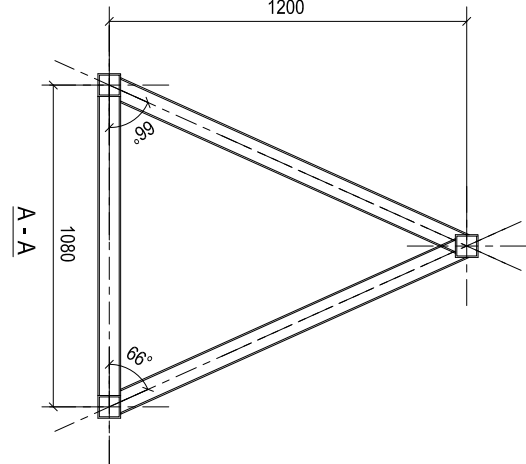
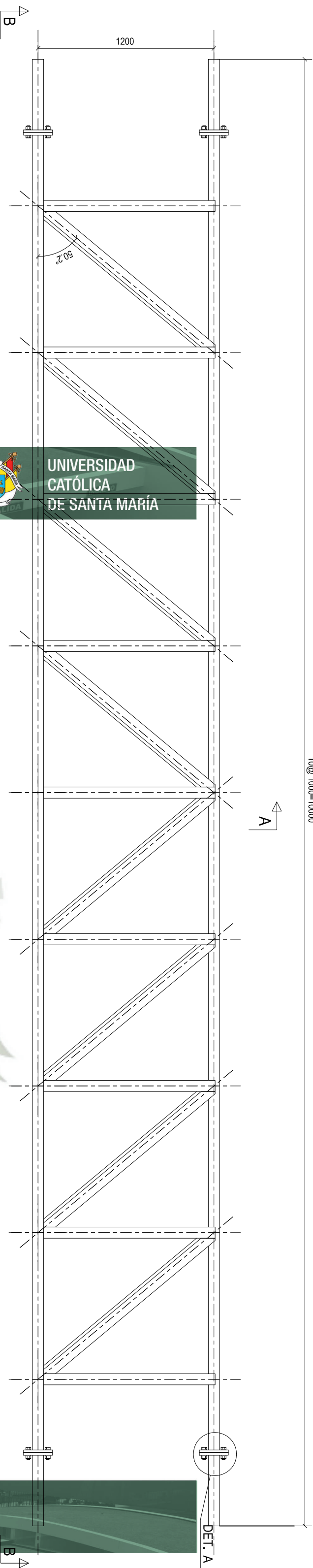
DET. C (1:10)

	FACULTAD	DIBUJADO:		APROBADO :		
	MECANICA	Ricardo Espino Pinto		Ricardo Espino Pinto		
	U.C.S.M.					
	Reinuerzo Interno Detalles					
DIBUJO INDUSTRIAL		ESCALA	NO PLANO			
1:1		031				

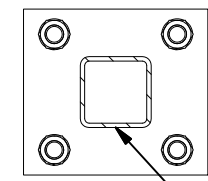
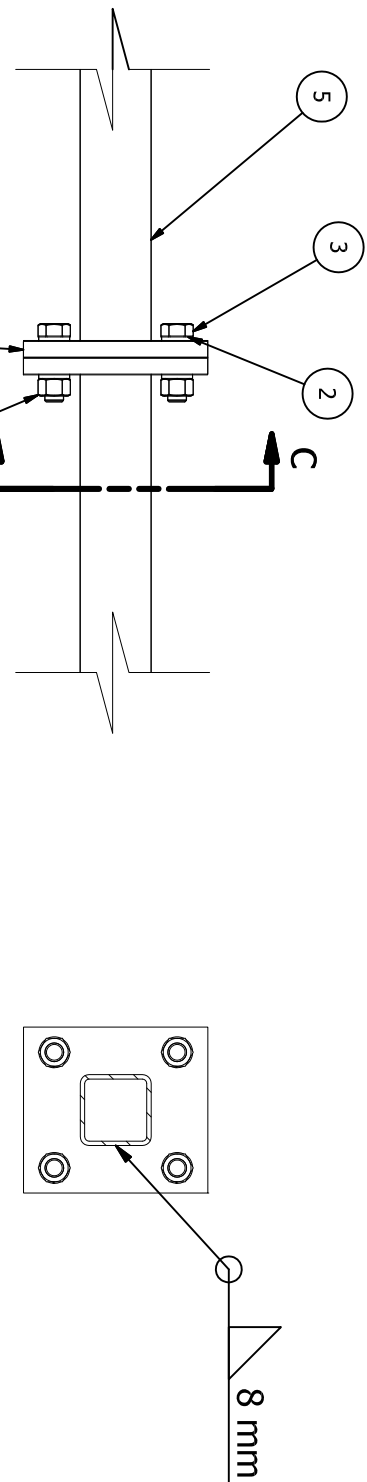


PARTS LIST		DESCRIPTION	
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION
1	2	Placa de unión celosías S1-T1	
2	-	ATSC HSS - 5x5x3/8	Square tube
3	6	ANSI B 18.2.4.1 M - M20 x 2,5	Hex Nut
4	12	ASME B18.21.2M - 20	Lock Washers (Metric Series) Regular Helical Spring Lock Washers
5	6	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2,5 x 70	Hex Bolt

FACULTAD MECANICA		DIBUJADO: RICARDO ESPINO	
U.C.S.M.		APROBADO: 12/03/2018	
COBERTURA METALICA		FECHA 12/03/2018	
ESCALA 1:25		Celosía S1-T1	
032		No PLANO	

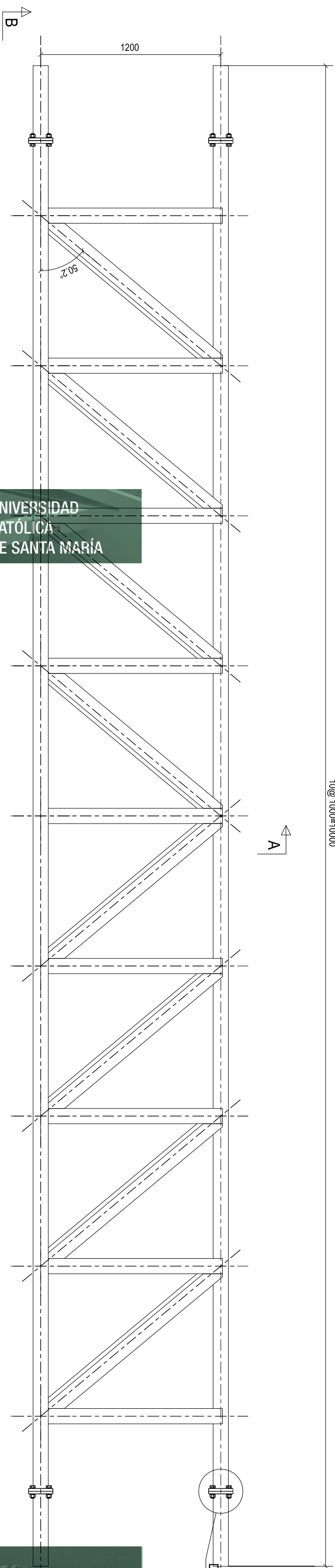


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



PARTS LIST		DESCRIPTION	
ITEM	QTY	PART NUMBER	
1	2	Placa de union celosía S1-T2	
2	8	ASME B18.21.2M - 20	Lock Washers (Metric Series) Regular Helical Spring Lock Washers
3	4	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2.5 x 70	Hex Bolt
4	4	ANSI B 18.2.4.1 M - M20 x 2.5	Hex Nut
5	-	ASCE HSS - 3X3X1/16	Square tube

	FACULTAD	DIBUJADO:		
	MECANICA	RICARDO ESPINO	APROBADO :	
			FECHA	
U.C.S.M.	RICARDO ESPINO	12/03/2018	Celosia S1-T2	
		REVISADO:		
	COBERTURA METALICA	ESCALA 1:25		Nº PLANO 033

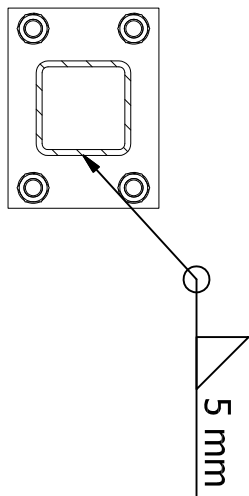
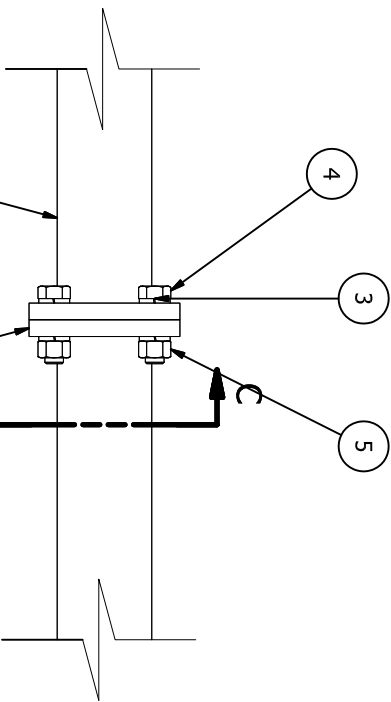
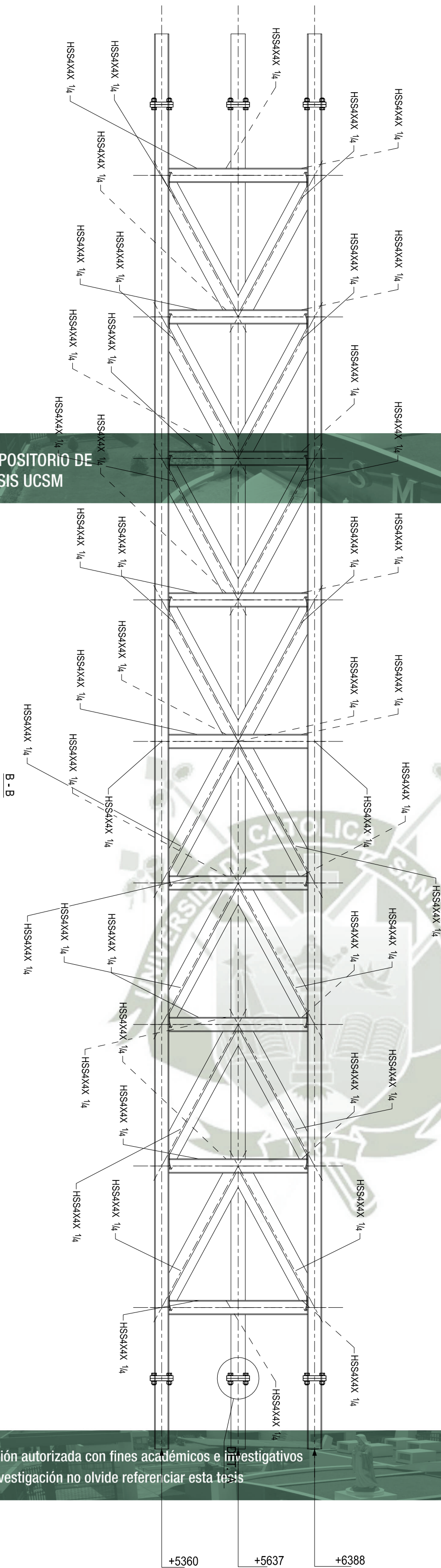
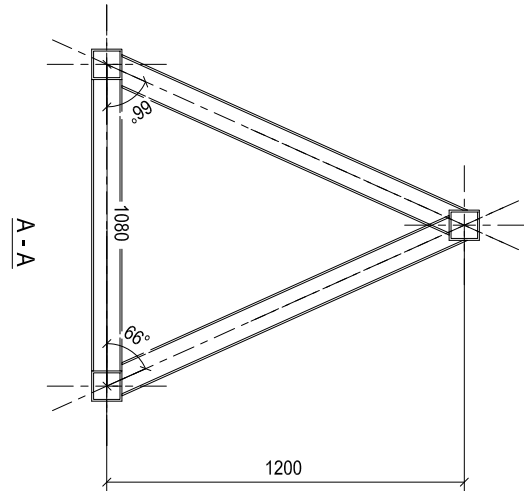


UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

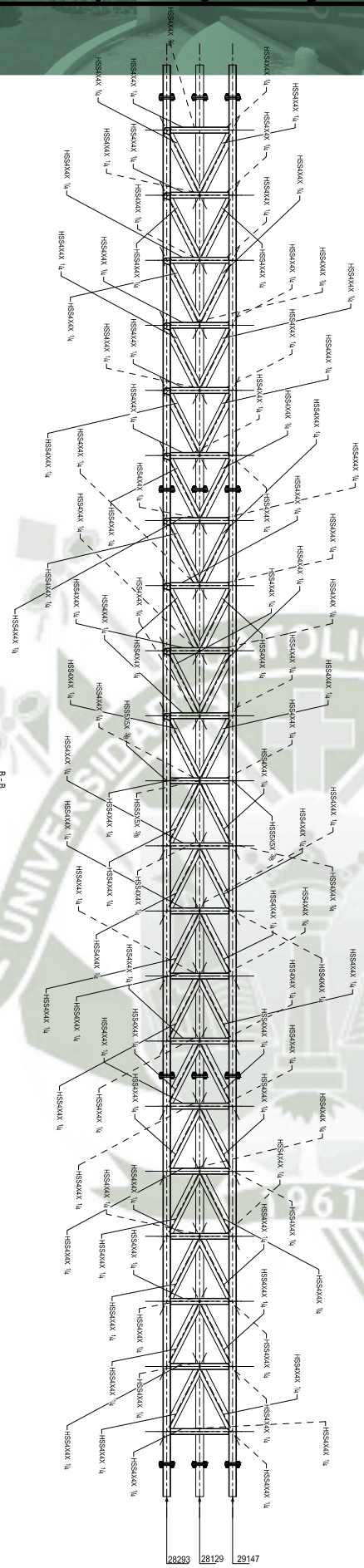
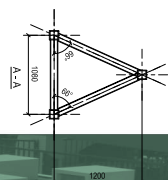
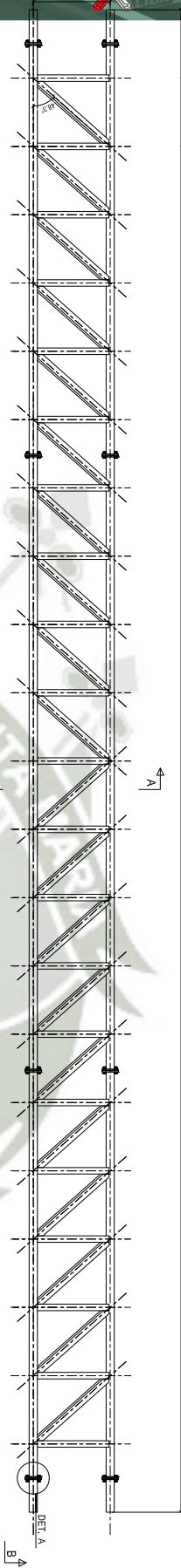
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



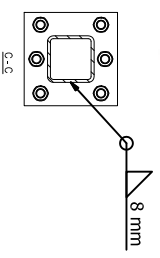
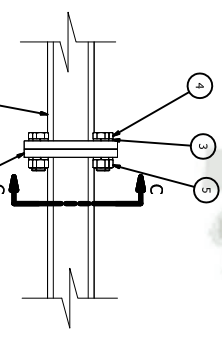
DET. A
SCALE 1 : 8

ITEM	QTY	PARTS LIST PART NUMBER	DESCRIPTION
1	2	placaS1-T1	
2	-	ATSC HSS - 4x4x1/4	Square tube
3	8	ASME B18.21.2M - 20	Lock Washers (Metric Series) Regular helical Spring Lock Washers
4	4	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2.5 x 70	Hex Bolt
5	4	ANSI B 18.2.4.1 M - M20 x 2.5	Hex Nut

FACULTAD		DIBUJADO:		FECHA			
MECANICA		RICARDO ESPINO		12/03/2018			
		U.C.S.M.		REVISADO:		Celosia S1-T3	
COBERTURA METALICA		ESCALA		Nº PLANO			
		1:25		034			



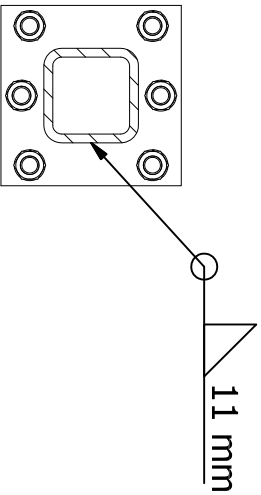
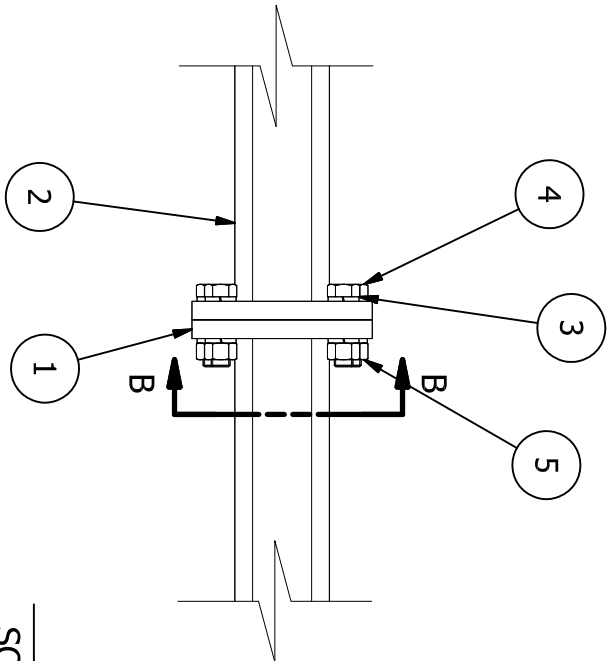
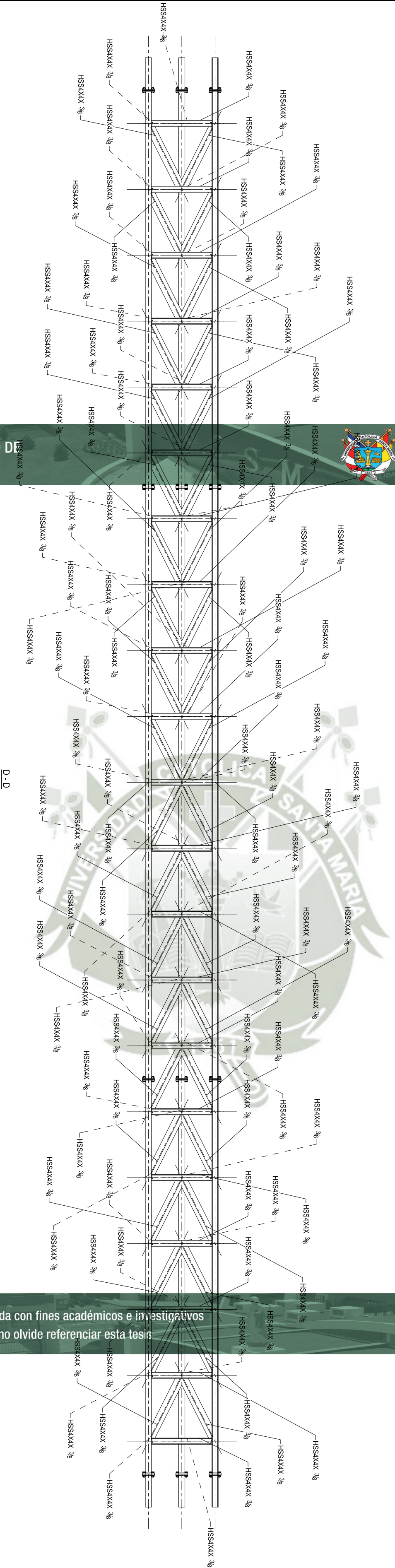
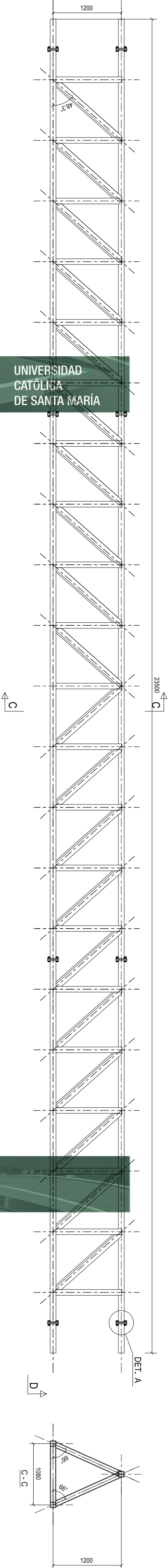
B-B



DET. A
SCALE 1 : 8

PARTS LIST	
ITEM	DESCRIPTION
1	Placa de union cada 52-11
2	ASPC 1/2" - 4x4x1/4
3	ASPC 1/2" - 4x4x1/4
4	ASPC 1/2" - 4x4x1/4
5	ASPC 1/2" - 4x4x1/4
6	ASPC 1/2" - 4x4x1/4

FACULTAD DE INGENIERIA	
MECANICA	
DISEÑO	
RICARDO ESPINO	
U.C.S.M.	
COBERTURA METALICA	
Celosia 52-11	
ESCALA 1:46	
035	



DET. A
SCALE 1 : 8

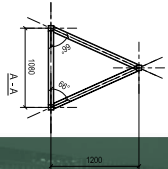
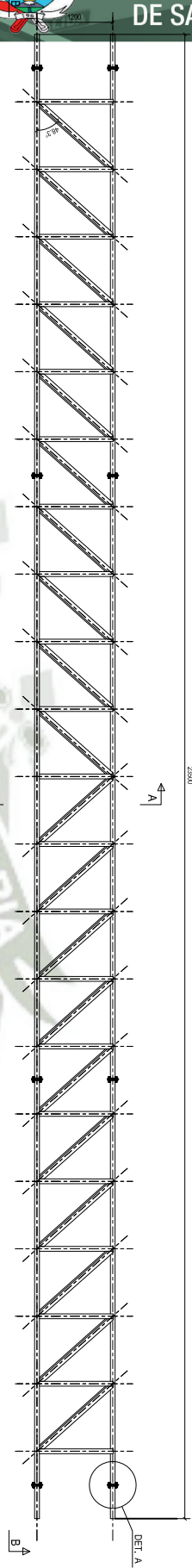
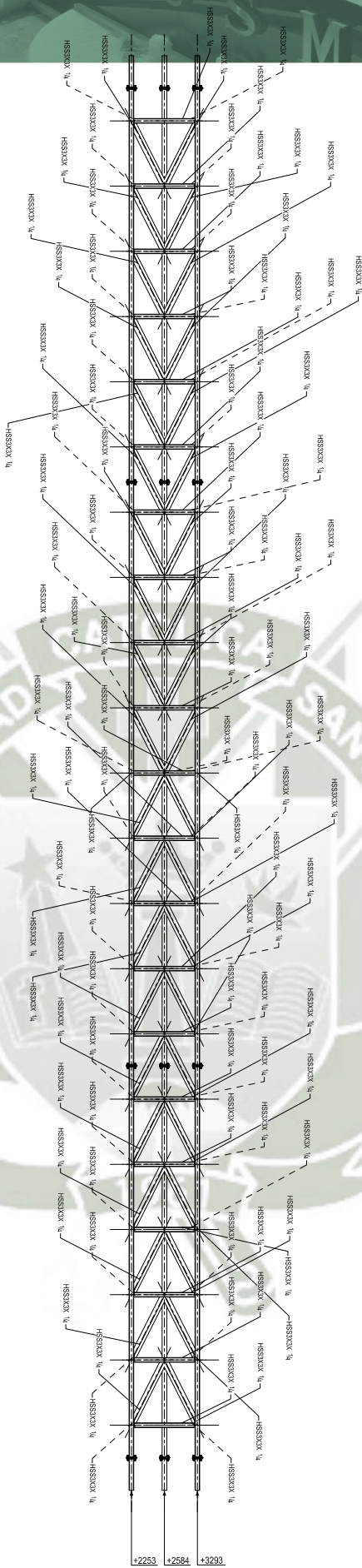
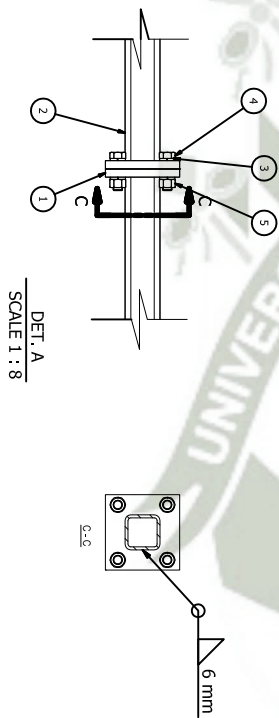
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

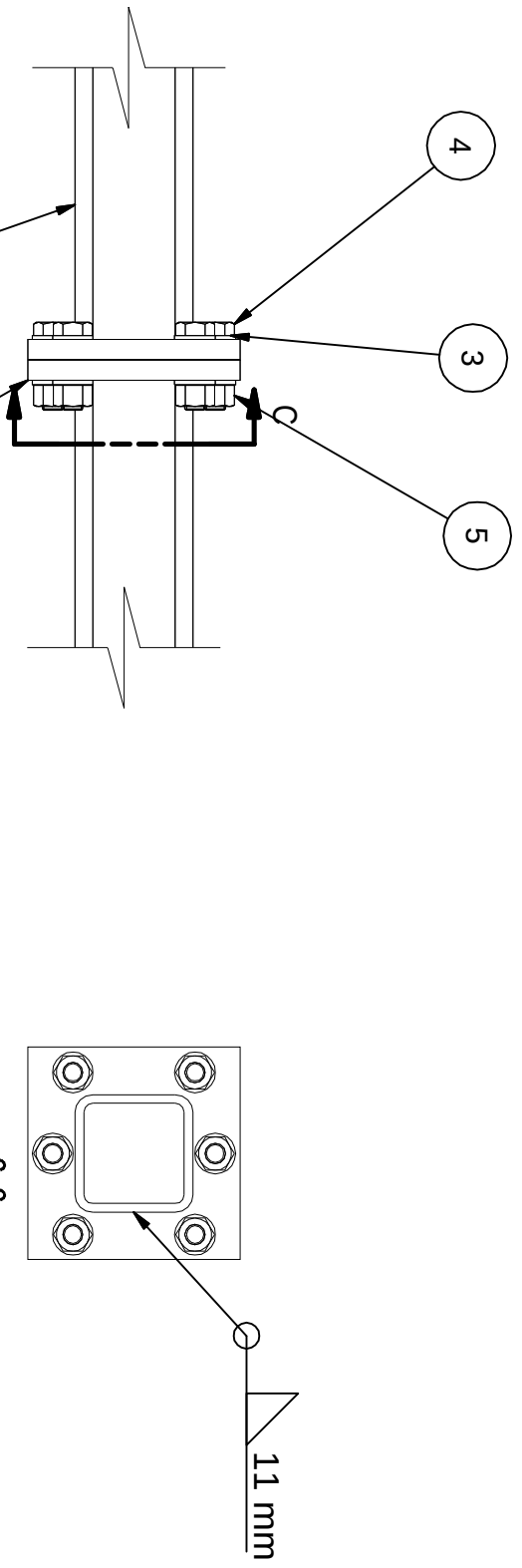
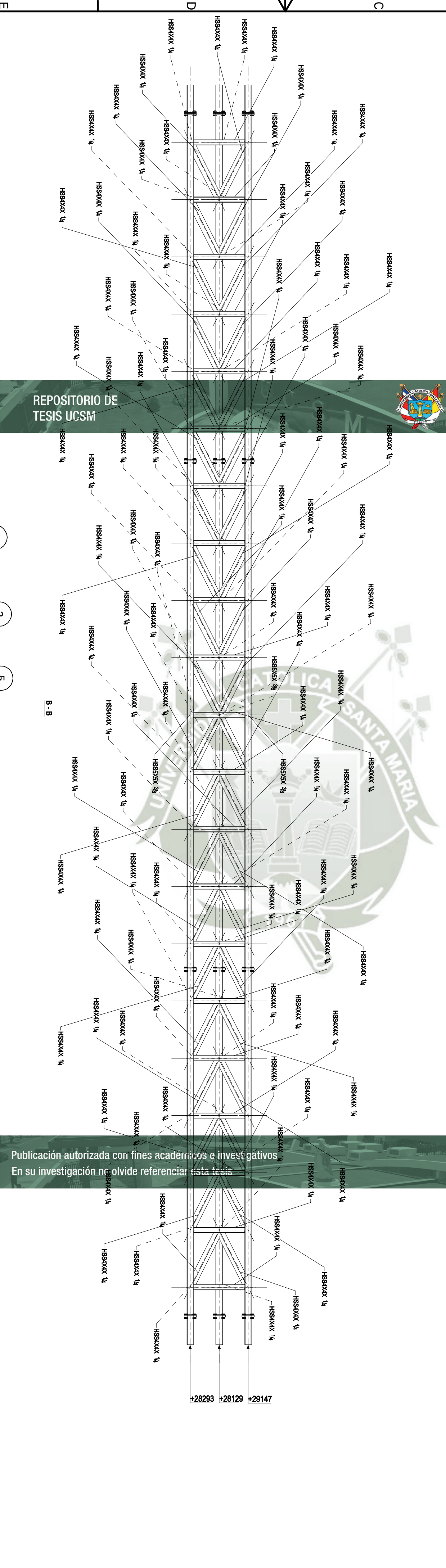
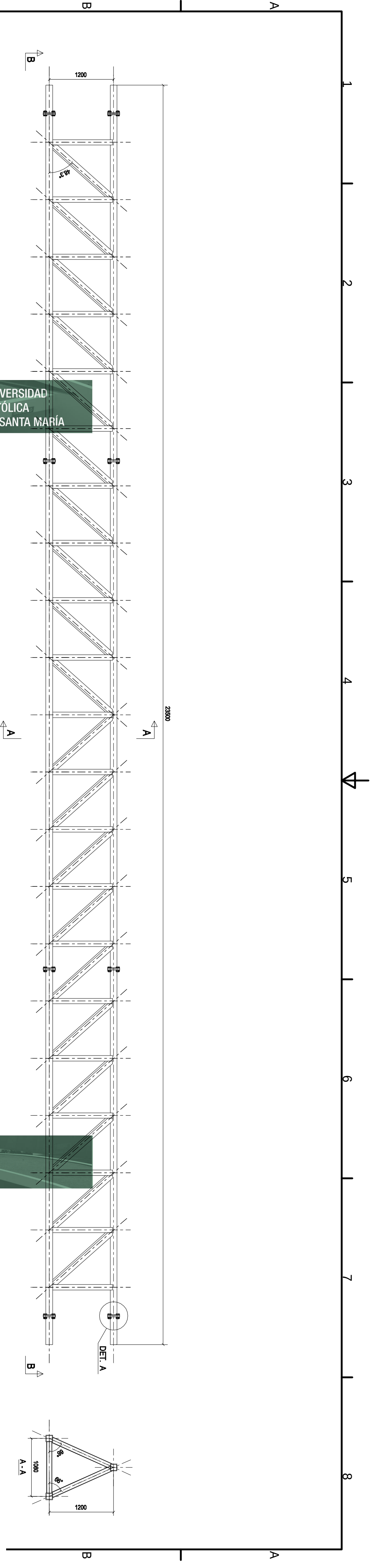
PARTS LIST			
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION
1	2	Placa de union celosia S2-T2	
2	-	ASTC HSS - 4x4x3/8	Square tube
3	12	ASME B18.21.2M - 20	Lock Washers (Metric Series) Regular Helical Spring Lock Washers
4	6	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2.5 x 75	Hex Bolt
5	6	ANSI B 18.2.4.1 M - M20 x 2.5	Hex Nut

		FACULTAD		DIBUJADO:		APROBADO :		FECHA			
U.C.S.M.		MECANICA		RICARDO ESPINO		RICARDO ESPINO		12/03/2018			
						REVISADO:					
		COBERTURA METALICA		ESCALA 1:47		Nº PLANO 036					



FACULTAD		DIBUJADOR		FECHA	
MECANICA		RICARDO ESPINO		12/03/2018	
U.C.S.M.		REVISOR		Escala	
COBERTURA METALICA		Celosía SZ-14		1:47	
				037	

ITEM	QTY	PARTS LIST	DESCRIPTION
1	2	Placa union celosía SZ-14	
2	8	ASPC HSS - 3/8x1/4	Square tube
3	8	ASPC B18.21.2M - 20	Lock Washers (Metric Series) Regular Helical Spring Lock Washers
4	4	ANCL B18.2.3.5M - M20 x 120	Hex Bolt
5	4	ANCL B 18.2.4.1 M - M20 x 2.5	Hex Nut



PARTS LIST			
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION
1	2	Placa de union celosia S3-T1	
2		ASTM A588 - 58x5x3/8	Square tube
3	12	IFI 542 - 22	Circular Washer
4	6	ASTM A325 2.3 7M - M22x2.5	Heavy Hex Structural Bolt (Regular Thread - Metric)
5	6	ASTM A325 2.4 6M - M22 x 2.5	Heavy Hex Nut <= M16



FACULTAD

MECANICA

DIBUJADO:

RICARDO ESPINO

U.C.S.M.

COBERTURA METALICA

APROBADO:

RICARDO ESPINO

FECHA

12/03/2018

ESCALA

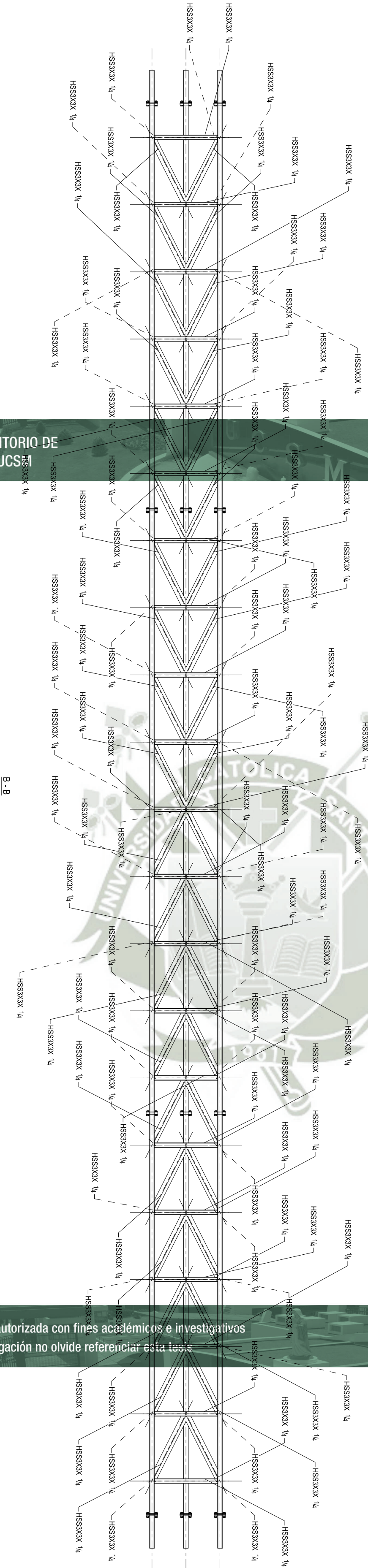
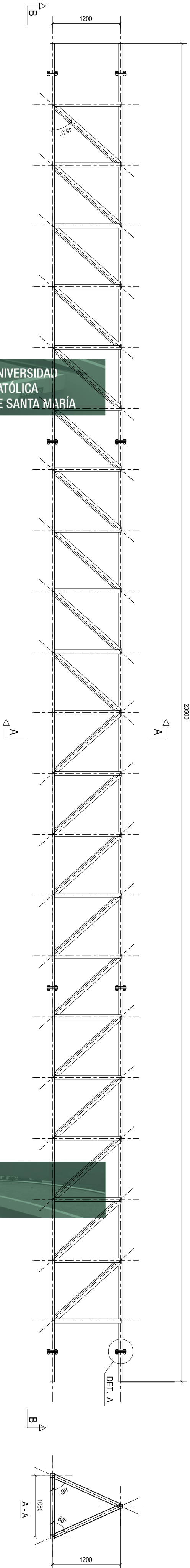
1:47

Nº PLANO

038

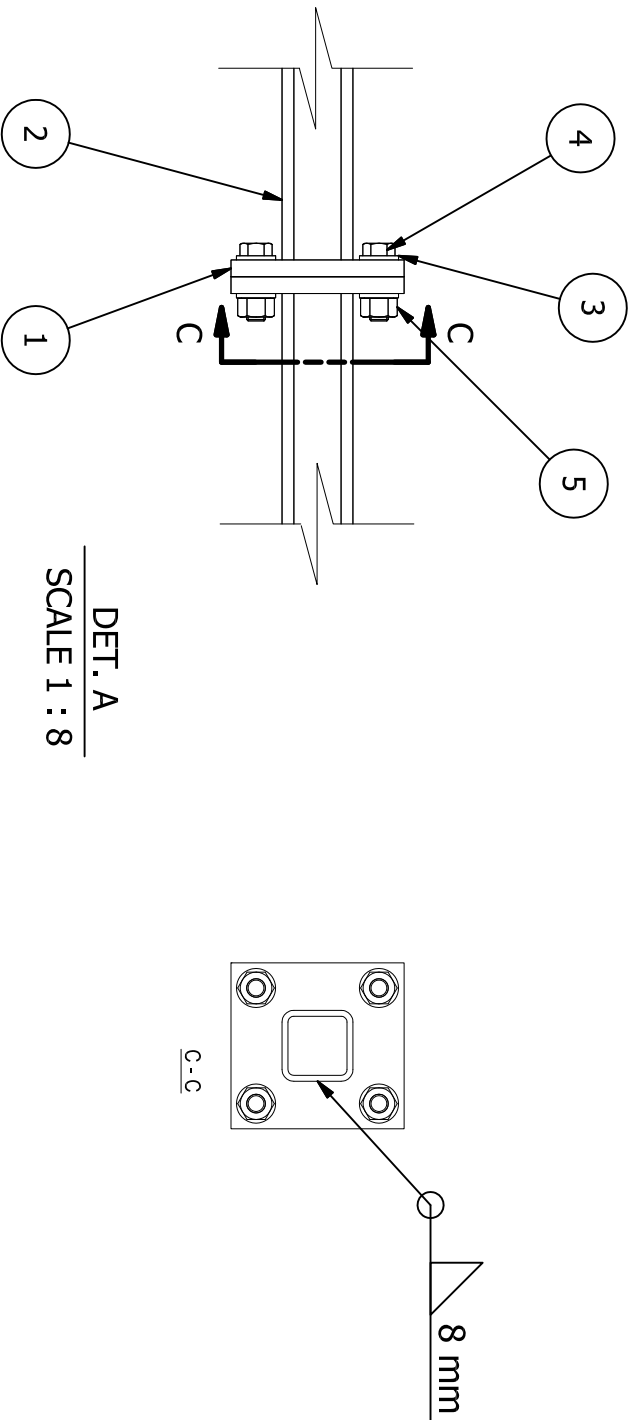
Celosis S3-T1





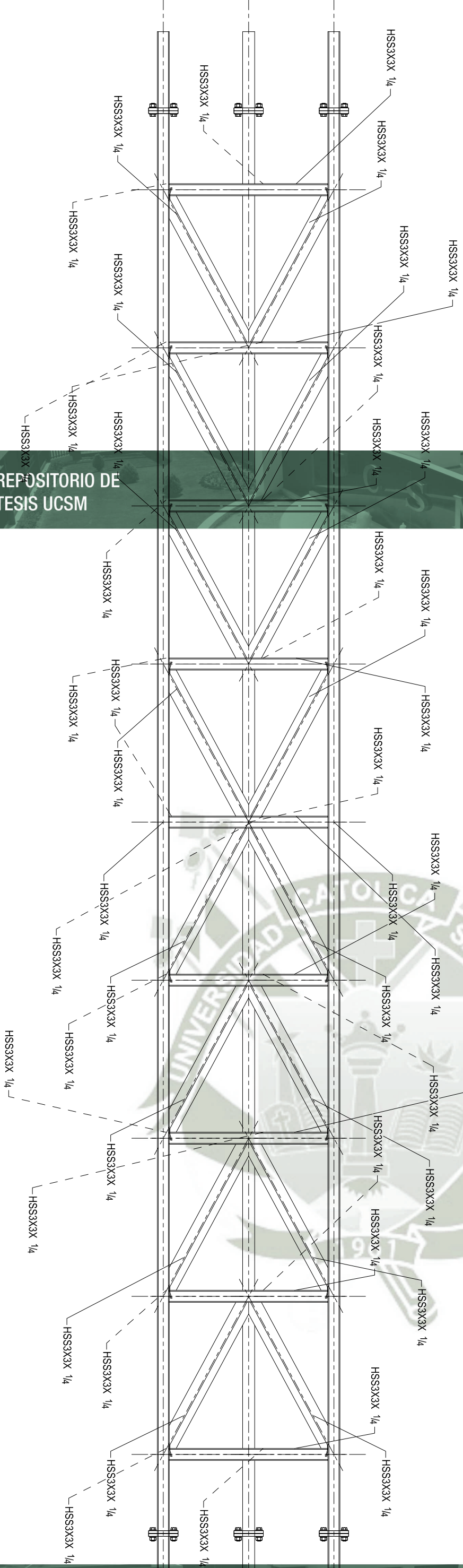
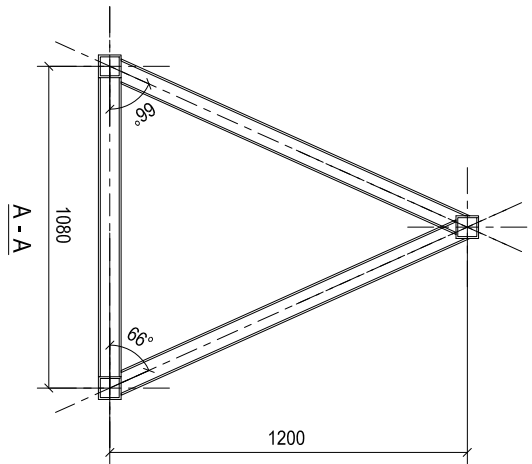
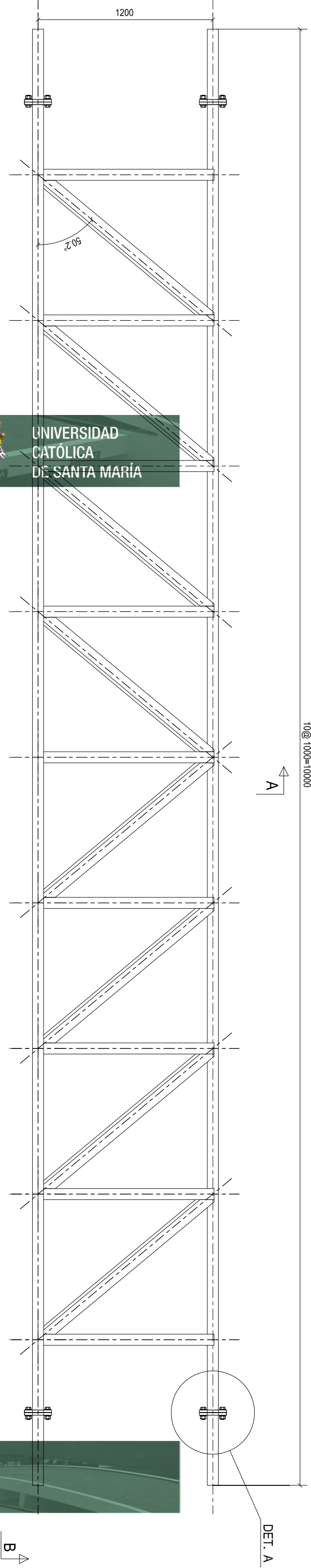
REPOSITORIO DE
TESIS UCS

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



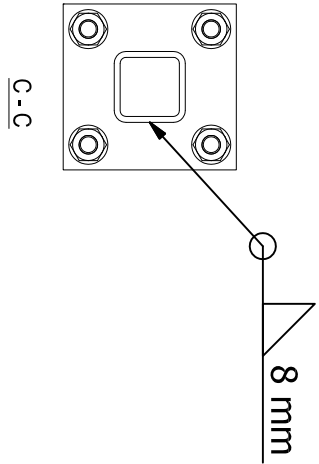
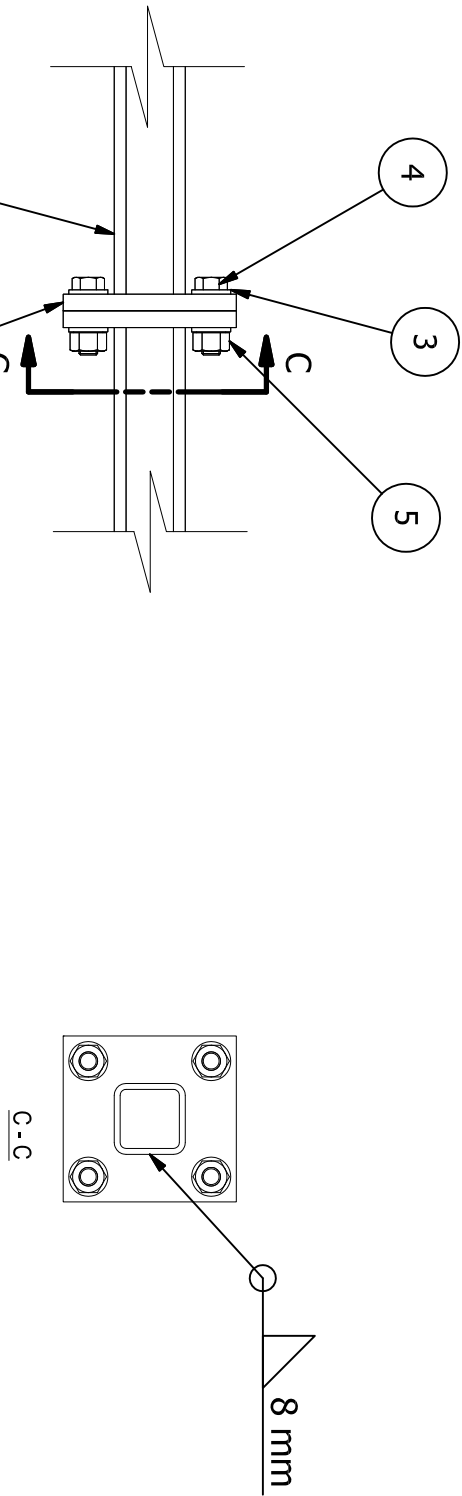
PARTS LIST		DESCRIPTION	
ITEM	QTY	PART NUMBER	
1	2	Placa de union celosia S3-T2	
2	3	AISC HSS - 3x3x1/4	Square tube
3	8	IFI 542 - 20	Circular Washer
4	4	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2.5 x 70	Hex Bolt
5	4	ANSI B18.2.4.6M - M20 x 2.5	Heavy Hex Nut <= M16

FACULTAD		DIBUJADO:		FECHA	
MECANICA		RICARDO ESPINO		12/03/2018	
U.C.S.M.		REVISADO:		Celosia S3-T2	
		COBERTURA METALICA		ESCALA 1:47	
				No PLANO 039	



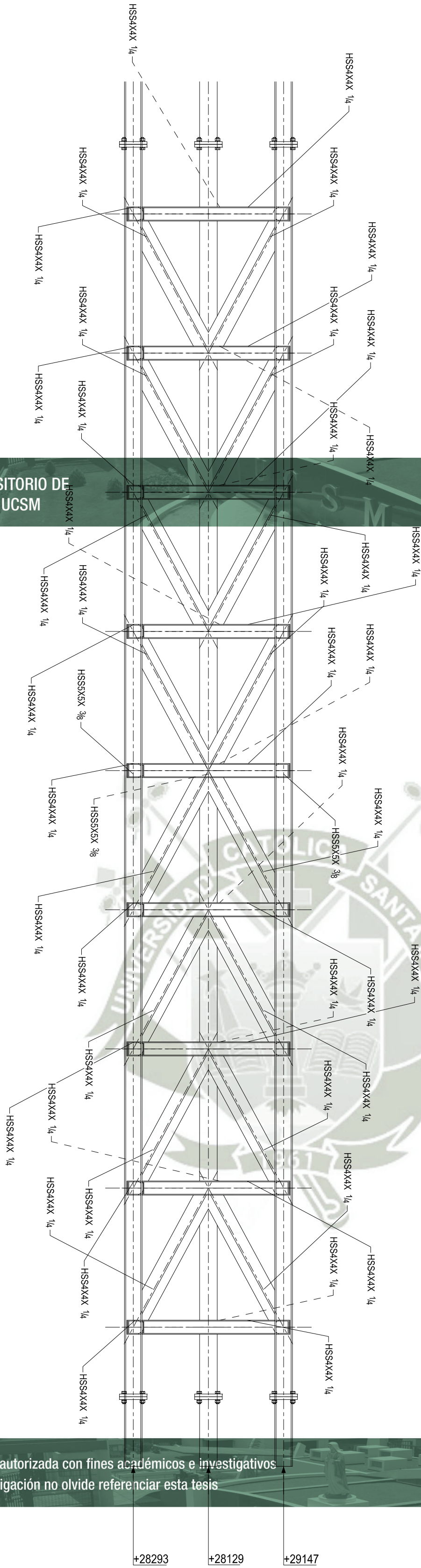
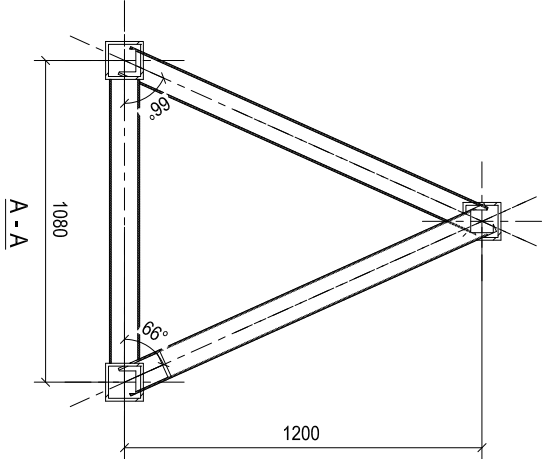
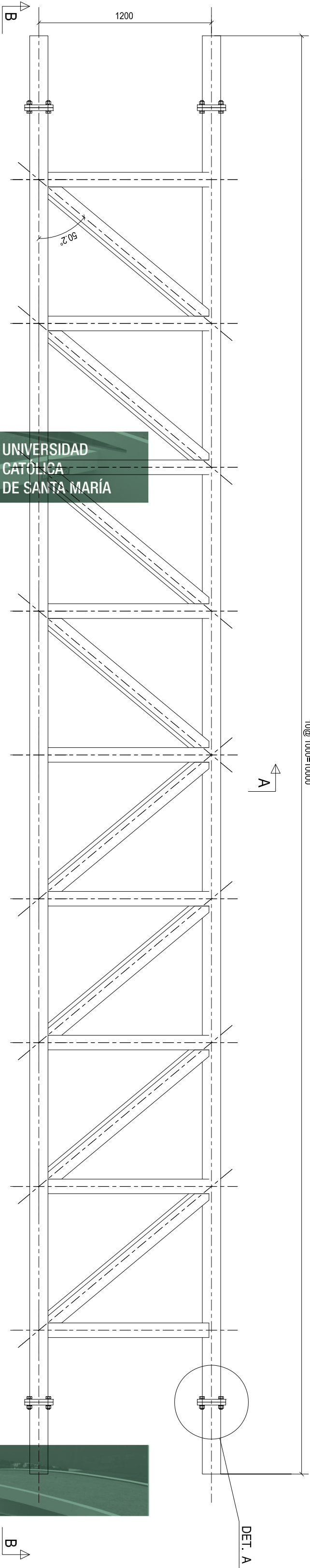
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

B - B



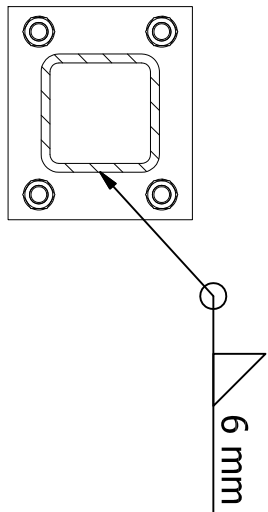
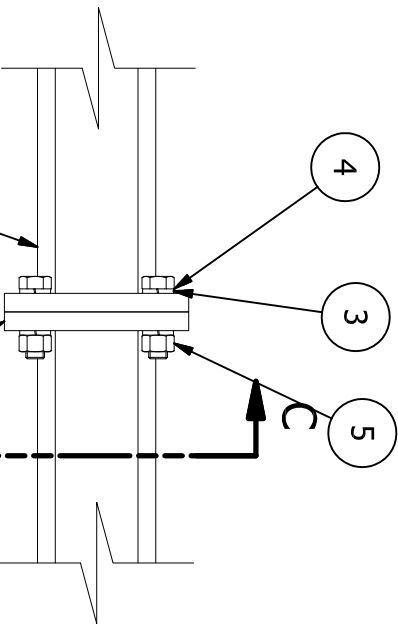
PARTS LIST		PARTS LIST	
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION
1	2	Placa de union celosía S3-T2	
2	2	ASCS HSS - 3x3x1/4	Square tube
3	8	IFI 542 - 20	Circular Washer
4	4	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2.5 x 70	Hex Bolt
5	4	ANSI B18.2.4.6M - M20 x 2.5	Heavy Hex Nut <= M16

FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO:	FECHA	
MECANICA	RICARDO ESPINO	RICARDO ESPINO	12/03/2018	
 U.C.S.M.	REVISADO:		Celosia S4-T1	
	COBERTURA METALICA		ESCALA	No PLANO
		1:25	040	



REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

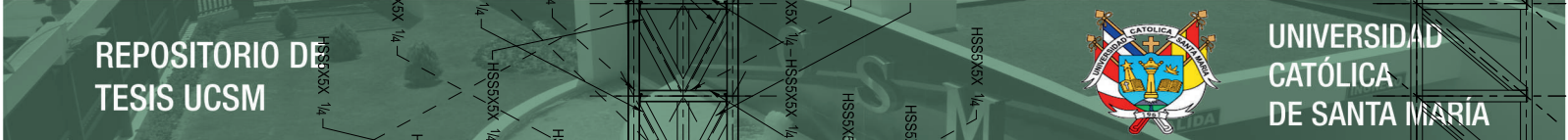
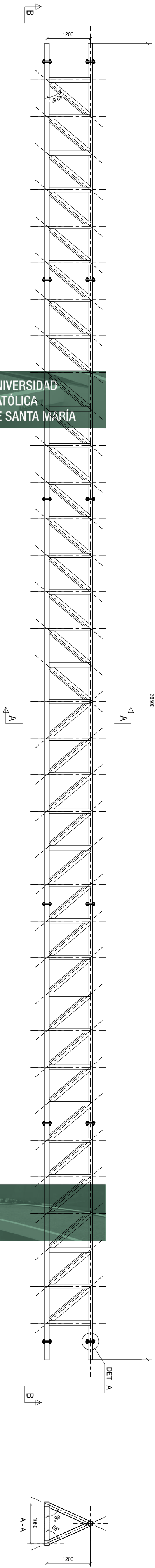
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



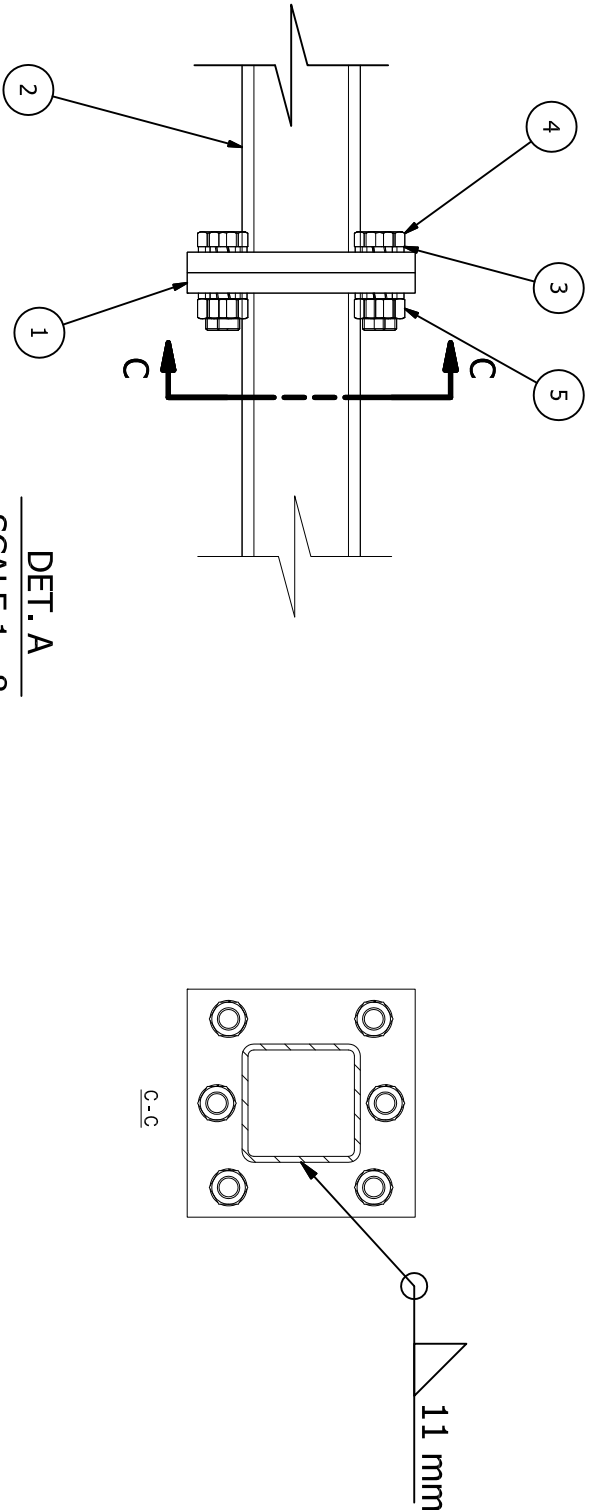
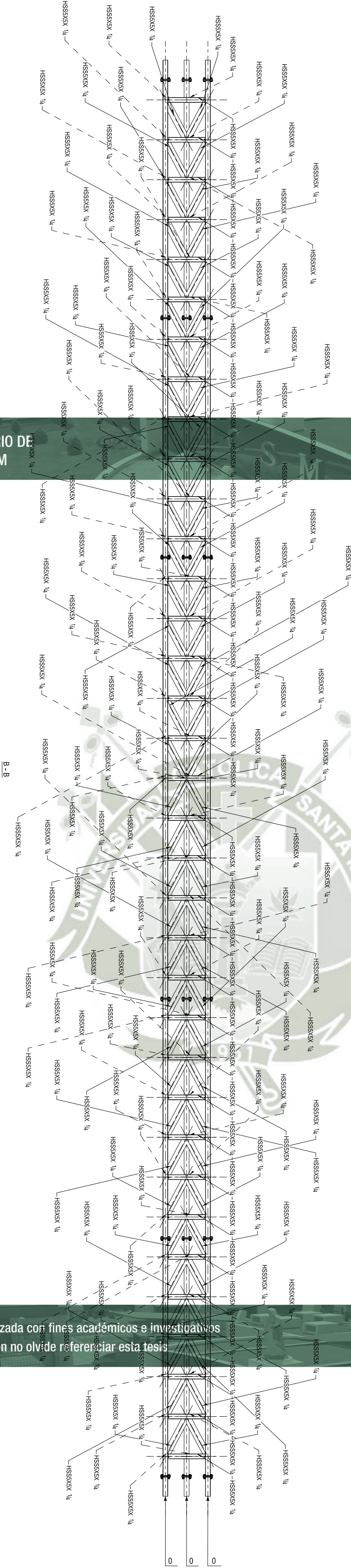
DET. A
SCALE 1 : 8

PARTS LIST			
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION
1	2	Placa de union celosía S4-T2	
2	-	AISC HSS - 5x5x3/8	Square tube
3	8	ASME B18.21.2M - 20	Lock Washers (Metric Series) Regular Helical Spring Lock Washers
4	4	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2.5 x 75	Hex Bolt
5	4	ANSI B 18.2.4.1 M - M20 x 2.5	Hex Nut

FACULTAD		DIBUJADO:		FECHA	
MECANICA		RICARDO ESPINO		12/03/2018	
U.C.S.M.		REVISADO:			
COBERTURA METALICA		ESCALA 1:25		NO PLANO 041	

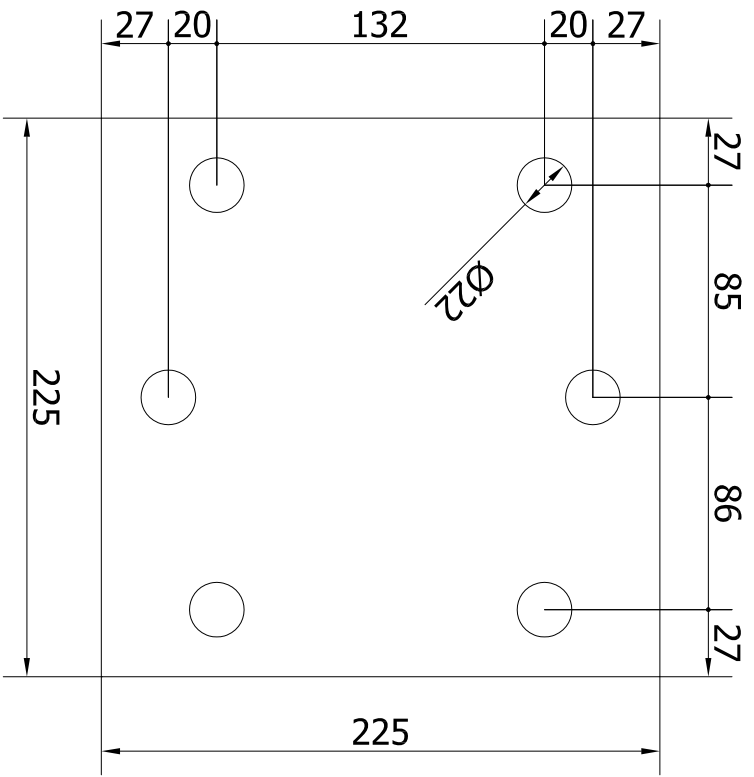


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

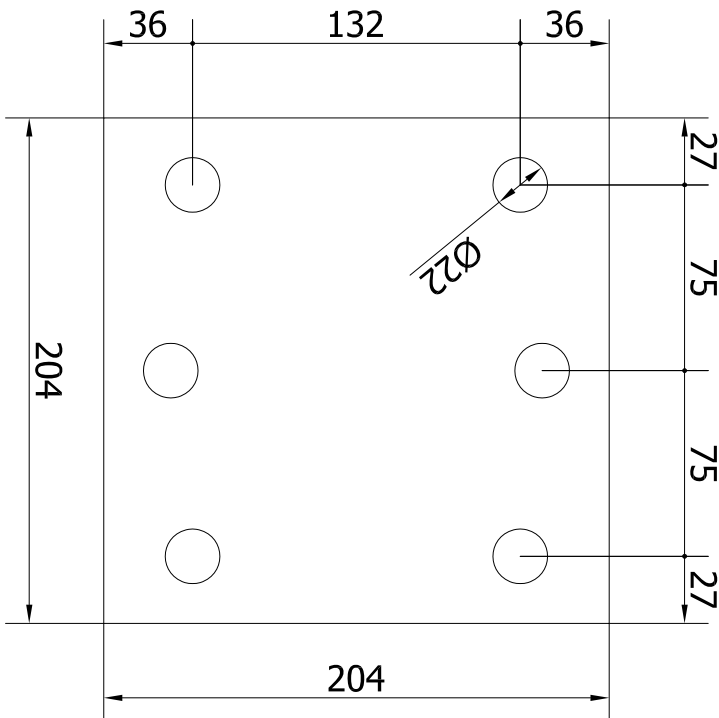


PARTS LIST		
ITEM	QTY	DESCRIPTION
1	2	Placa de unión celosía S5-T1
2	-	AISC HSS - 5x5x1/4
3	12	ASME B18.2.1M - 24 Square tube
4	6	ANSI B18.2.3 SM - M24 x 3 Spring Lock Washers
5	6	ANSI B18.2.1 M - M24 x 3 Hex Nut

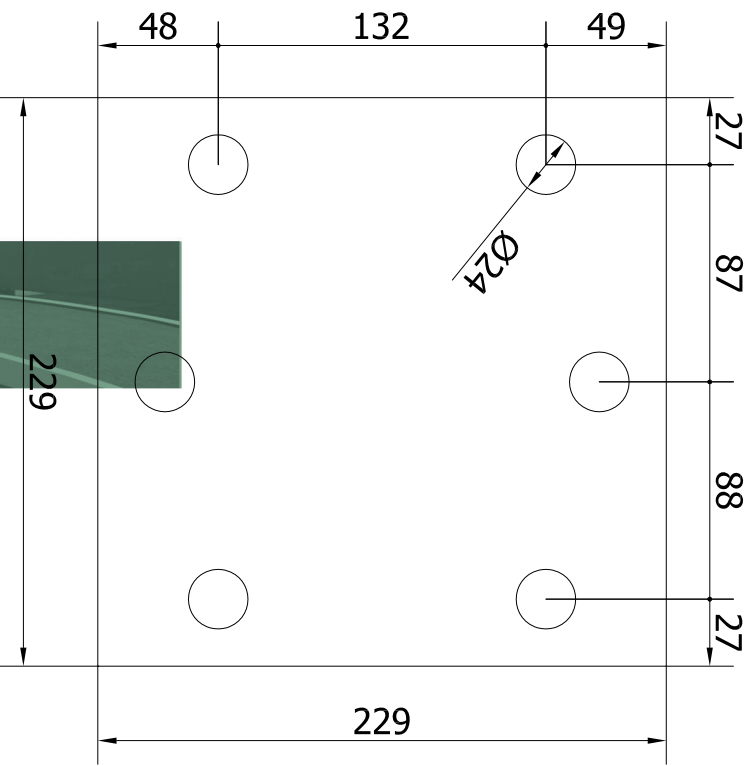
FACULTAD		DIBUJADO:	
MECANICA		RICARDO ESPINO	
U.C.S.M.		APROBADO :	
		RICARDO ESPINO	
COBERTURA METALICA		FECHA	
		12/03/2018	
		Celosía S5-T1	
		ESCALA	
		1:80	
		No PLANO	
		042	



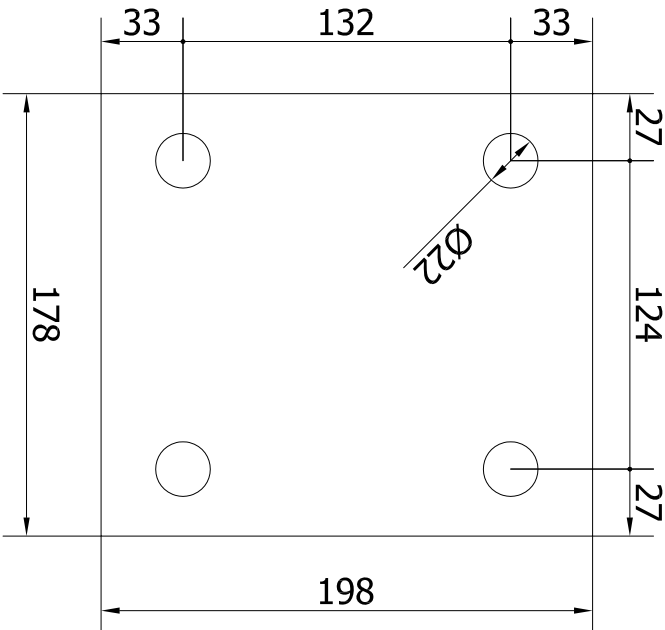
CELOSIA S1-T1
C-C



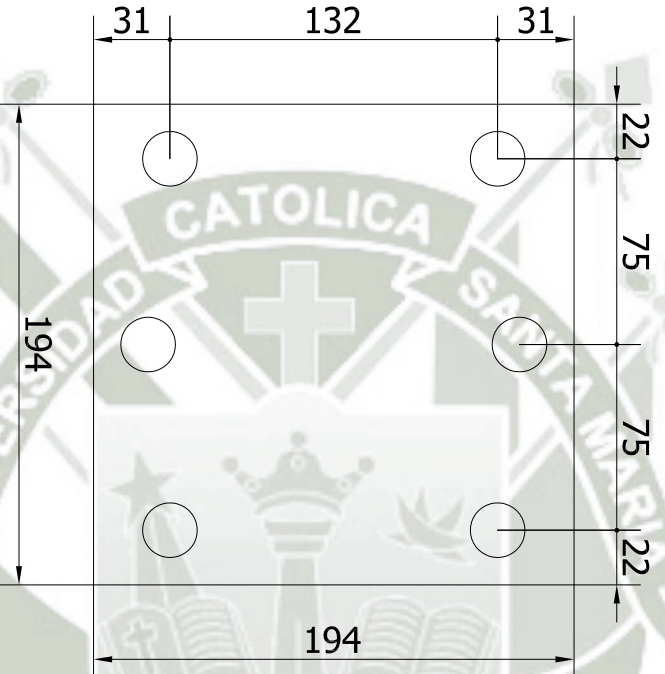
CELOSIA S2-T1
C-C



CELOSIA S3-T1
C-C



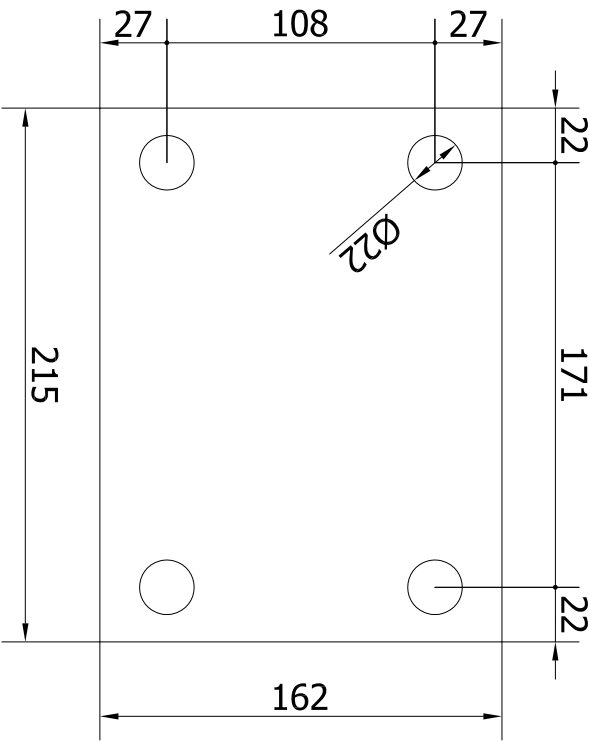
CELOSIA S1-T2
C-C



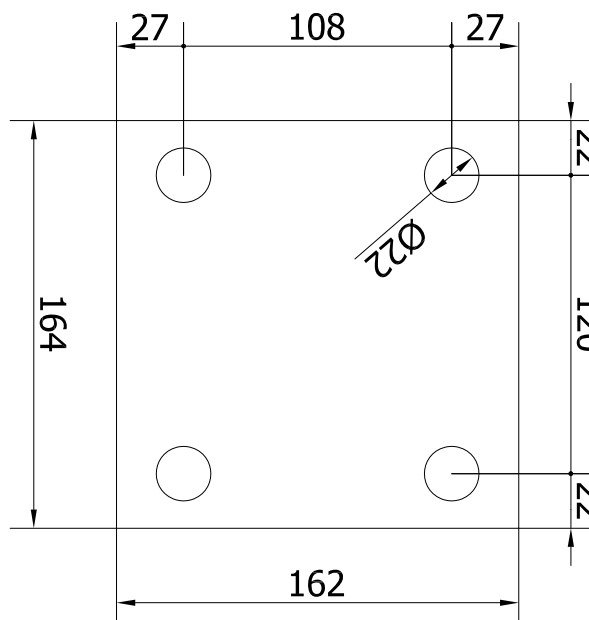
CELOSIA S2-T2
C-C



CELOSIA S3-T2
C-C



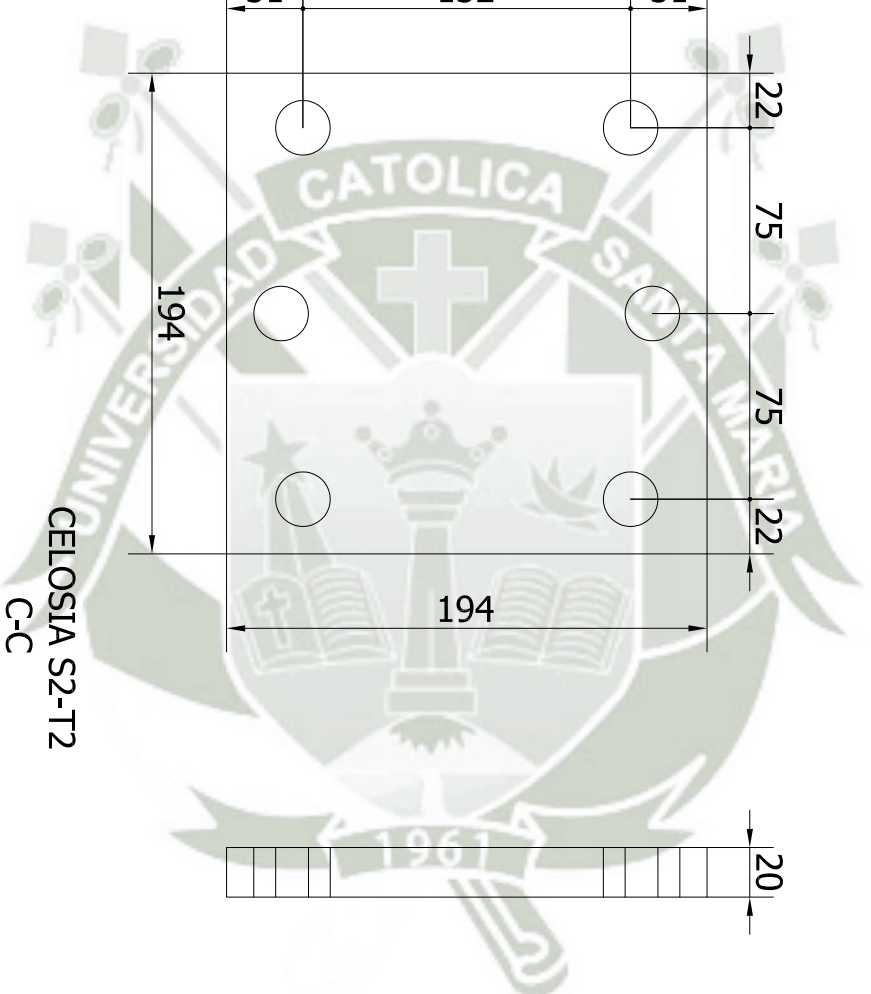
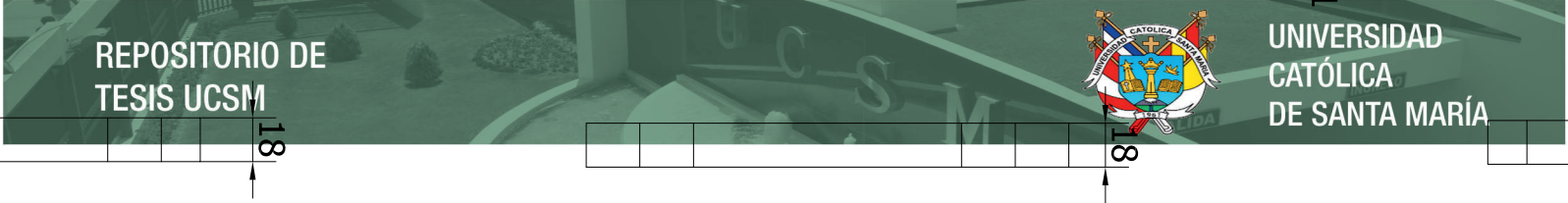
CELOSIA S1-T3
C-C



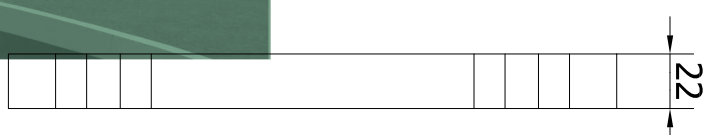
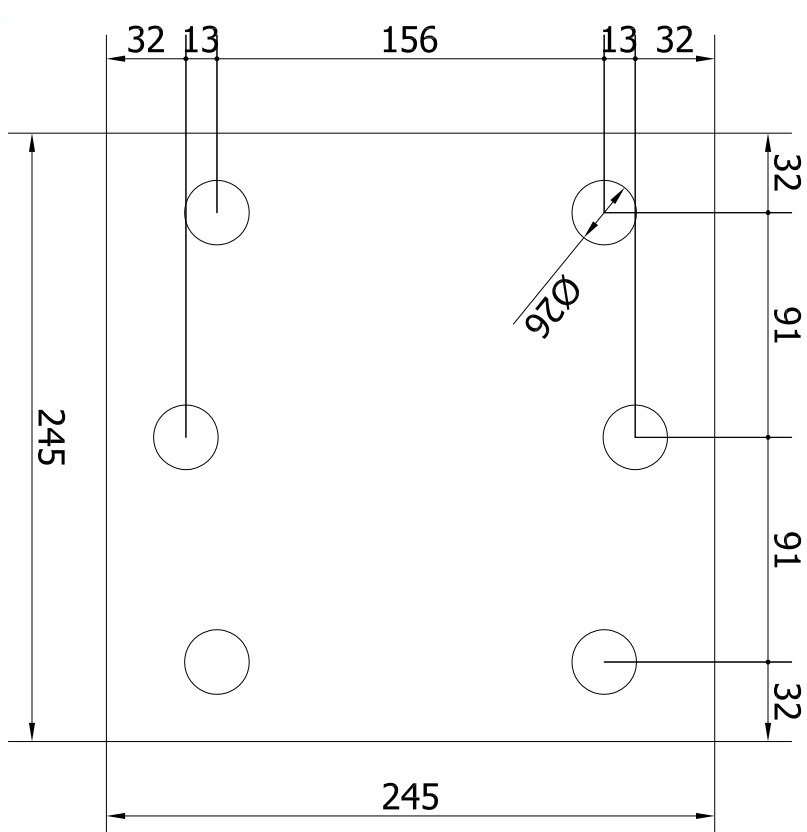
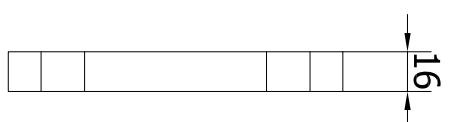
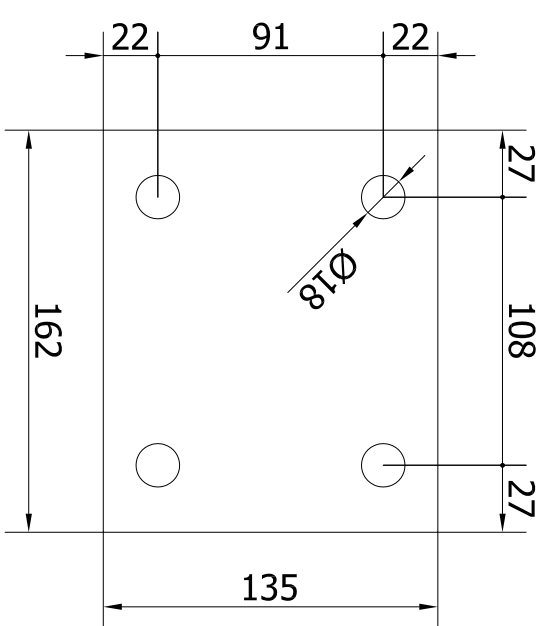
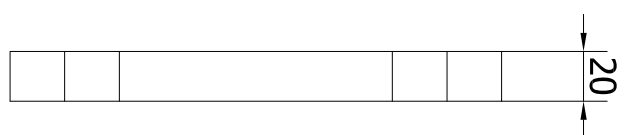
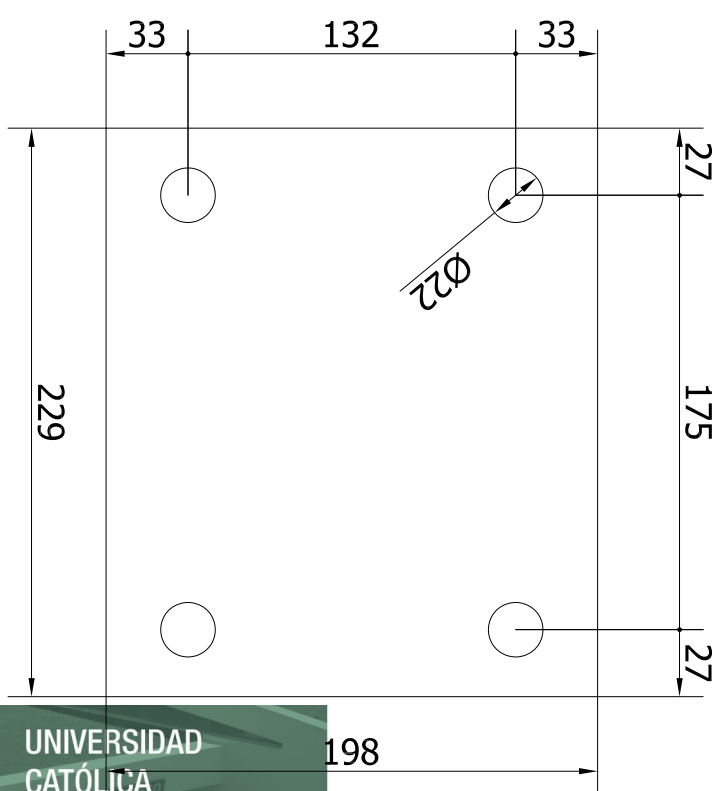
CELOSIA S2-T4
C-C



CELOSIA S4-T1
C-C



FACULTAD		DIBUJADO:		FECHA		
MECANICA		Ricardo Espino Pinto		07/09/2011		
 U.C.S.M.		REVISADO:		Bridas de union entre celosías		
COBERTURA METALICA		ESCALA		No PLANO		
		1:3		043		



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

CELOSIA S5-T1
C-C

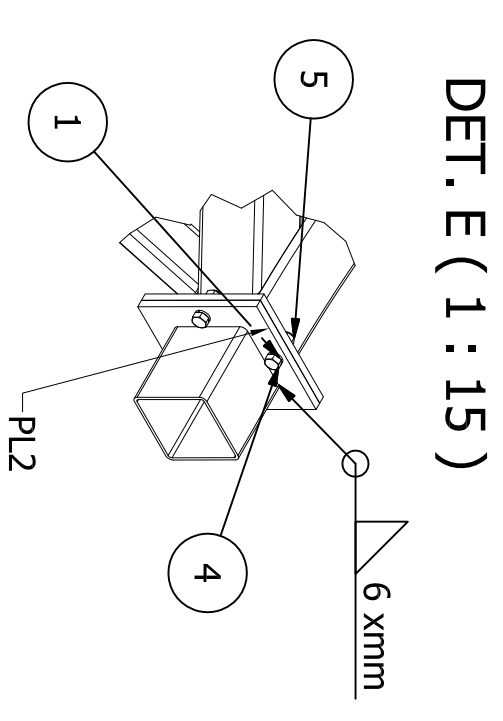
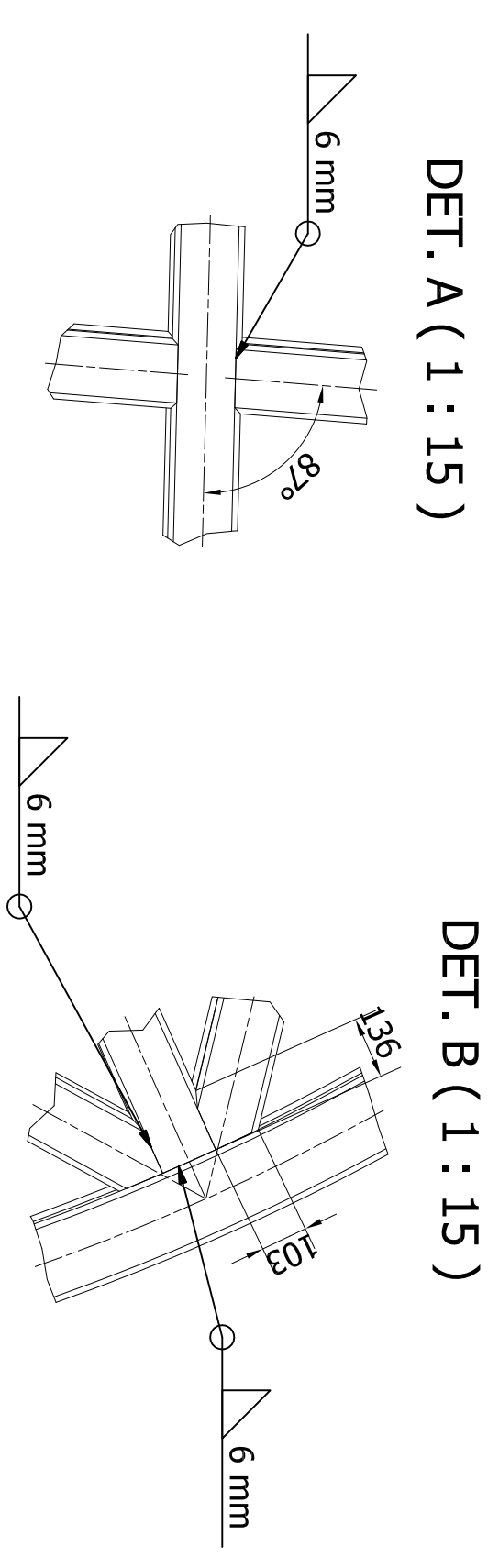
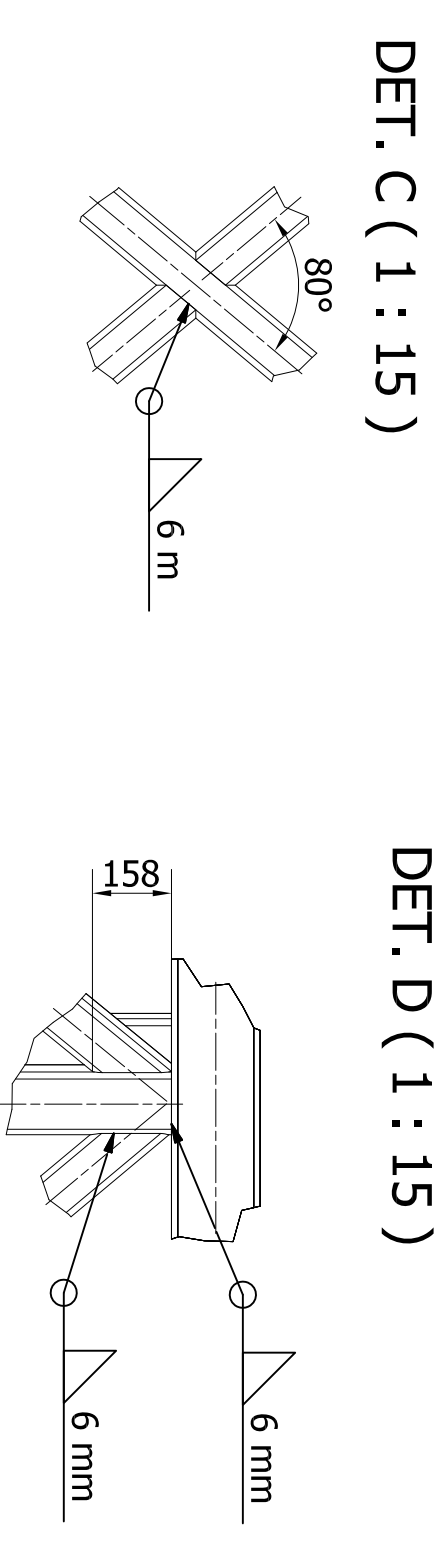
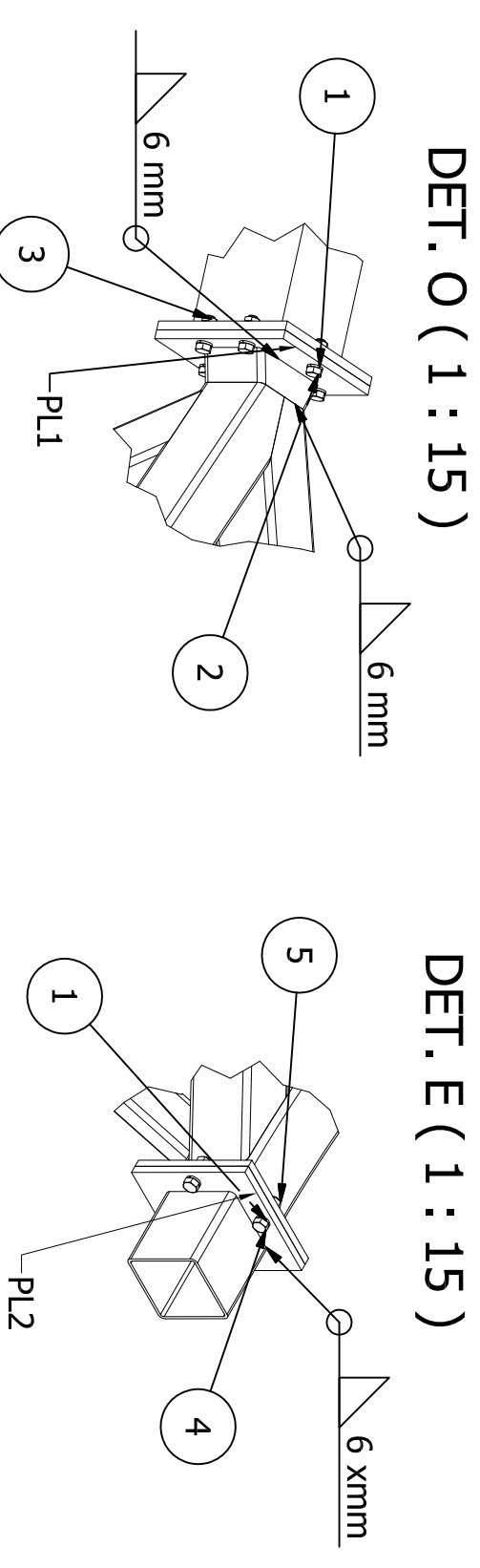
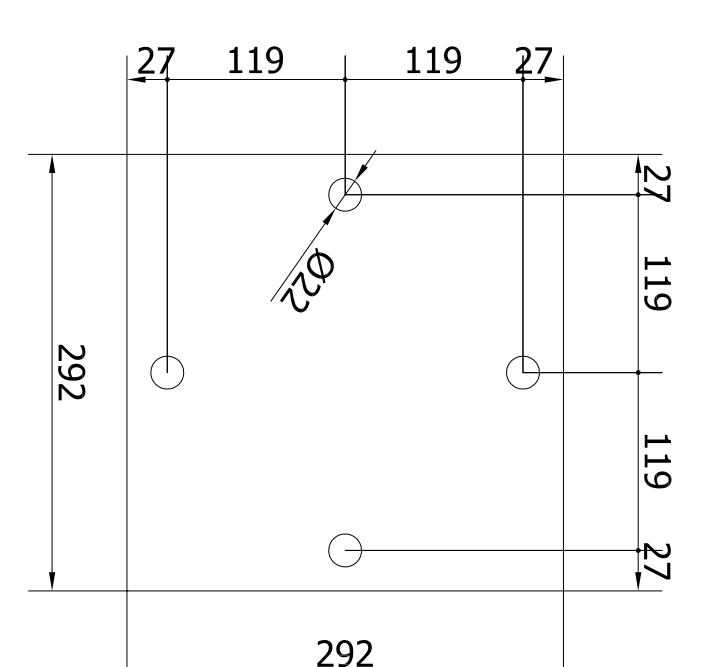
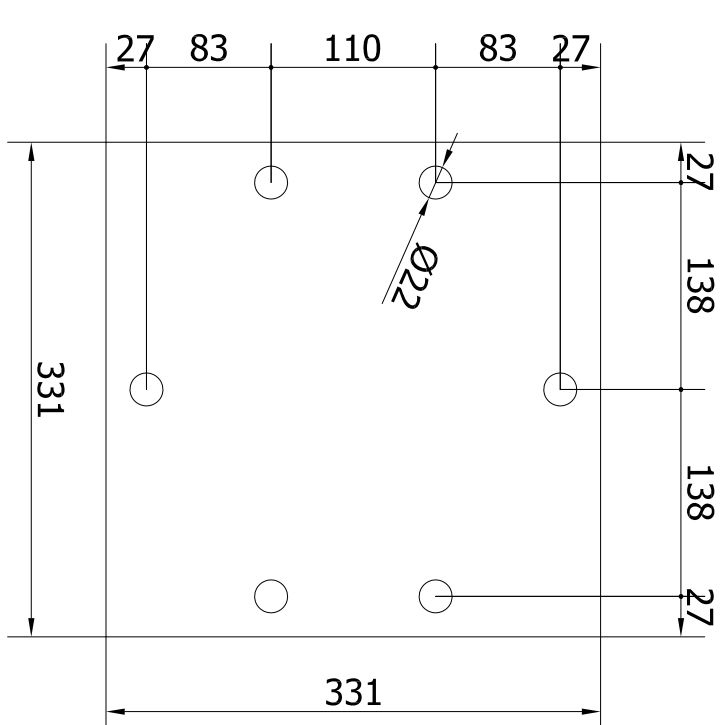
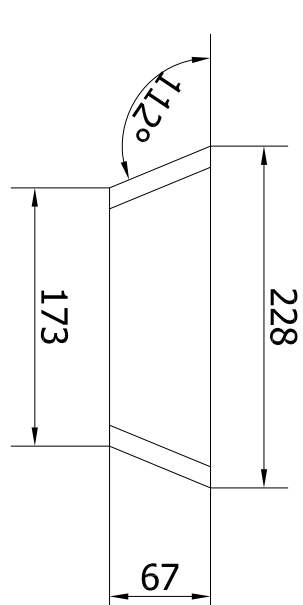
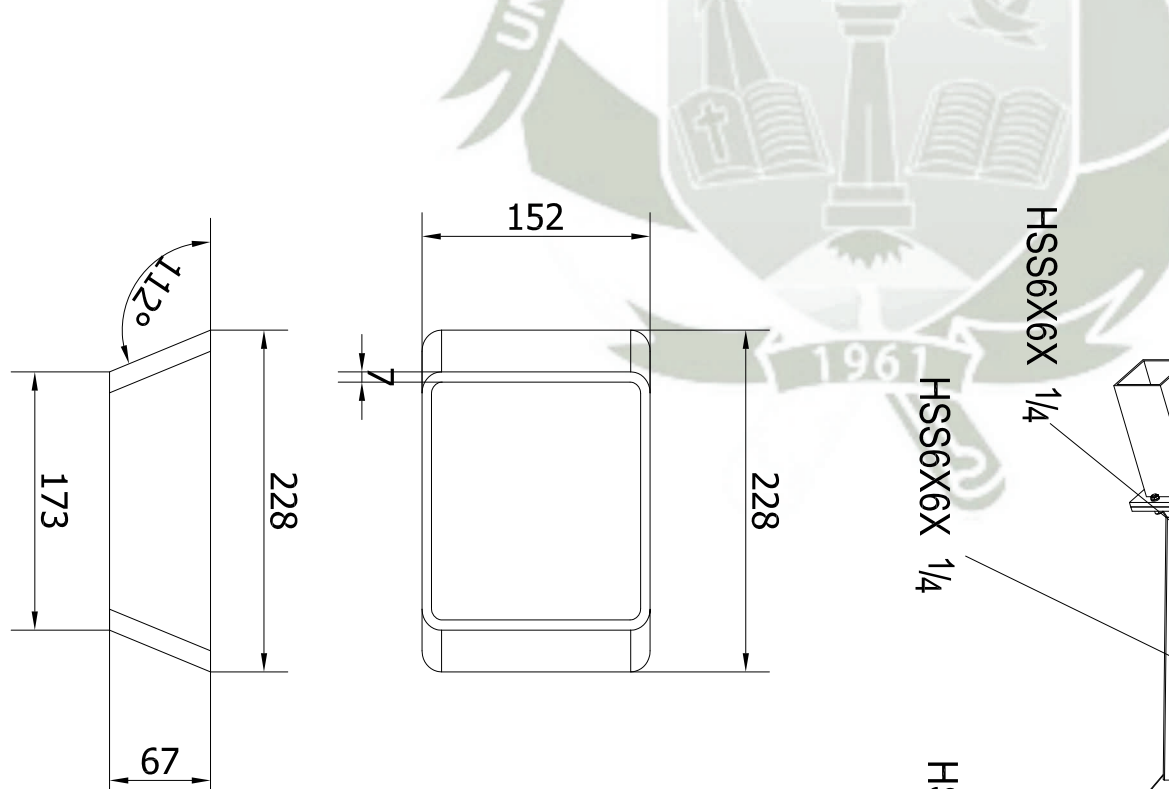
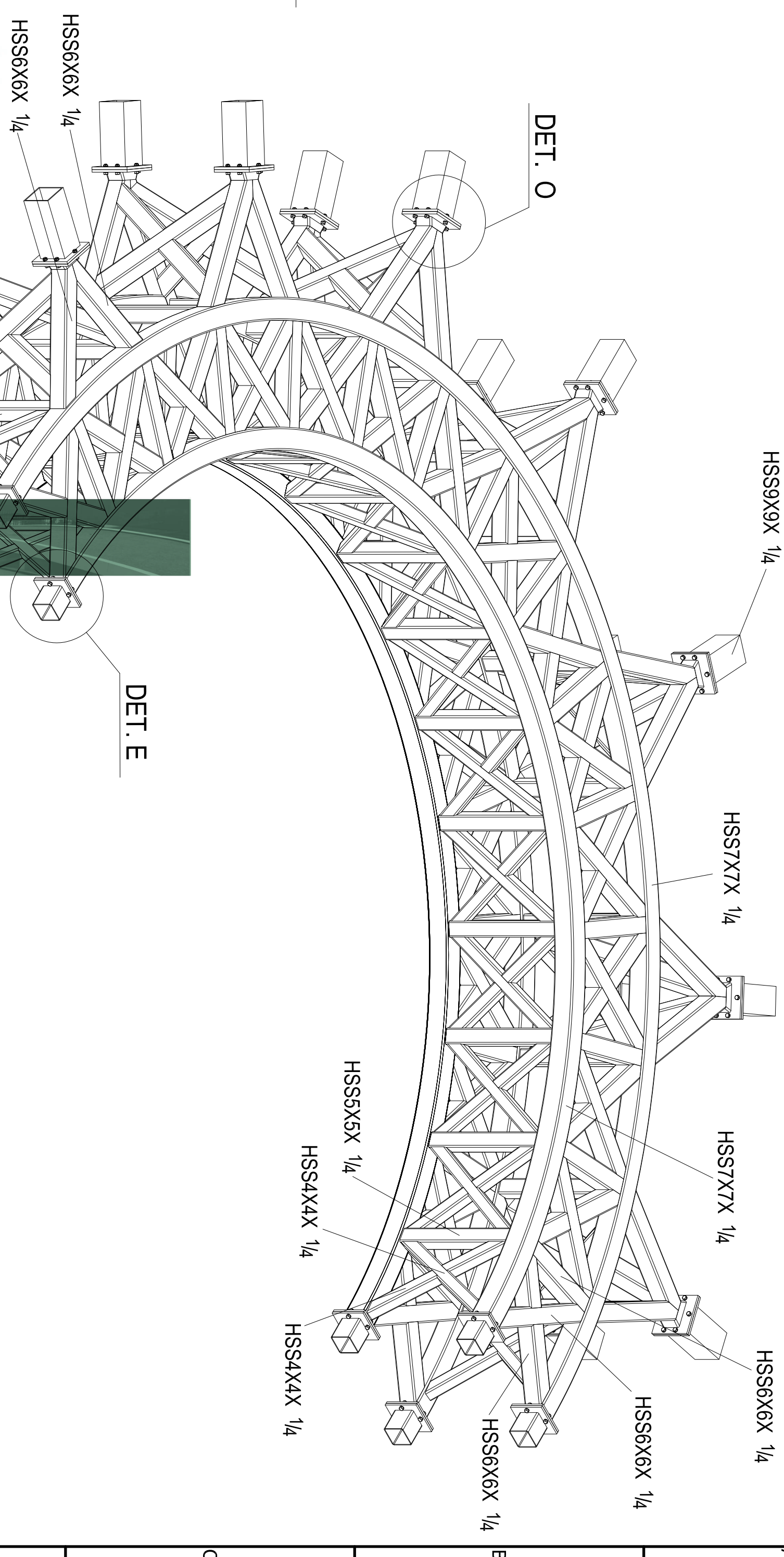
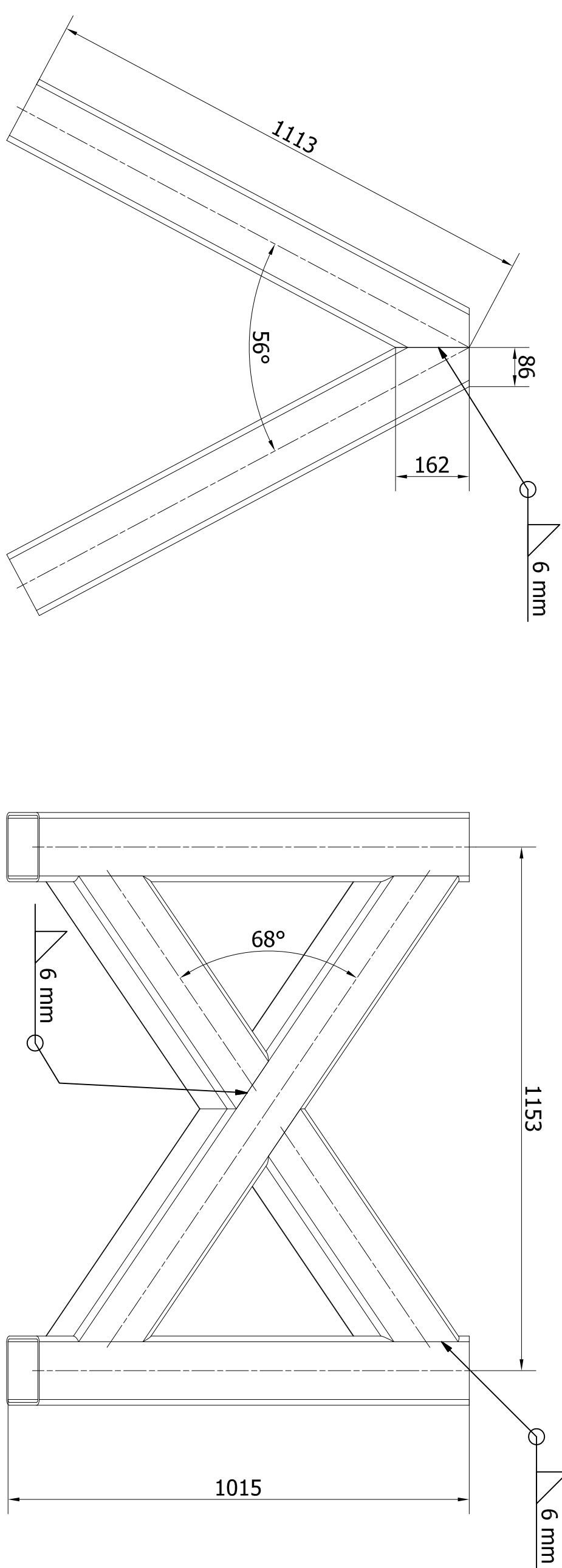
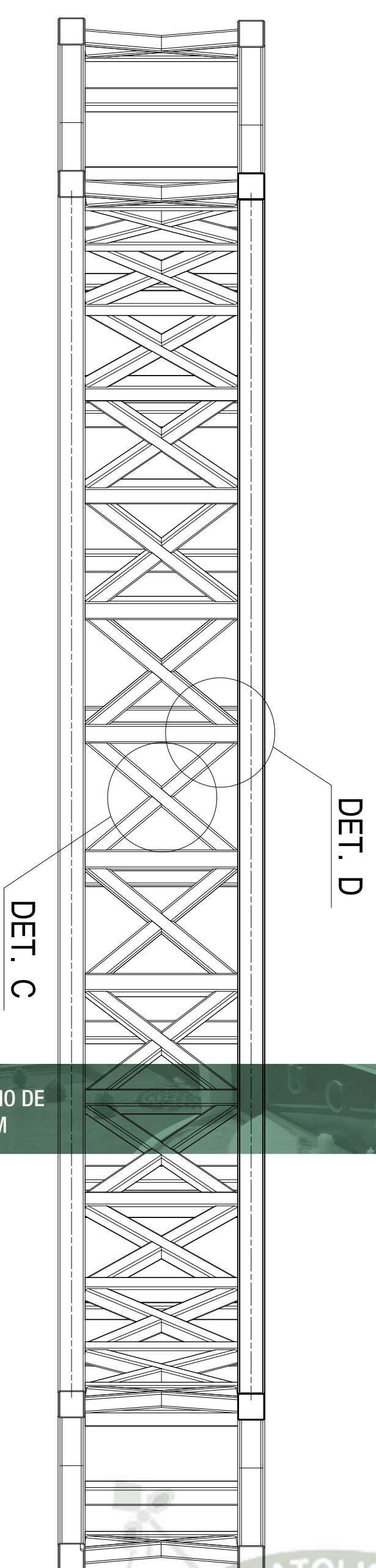
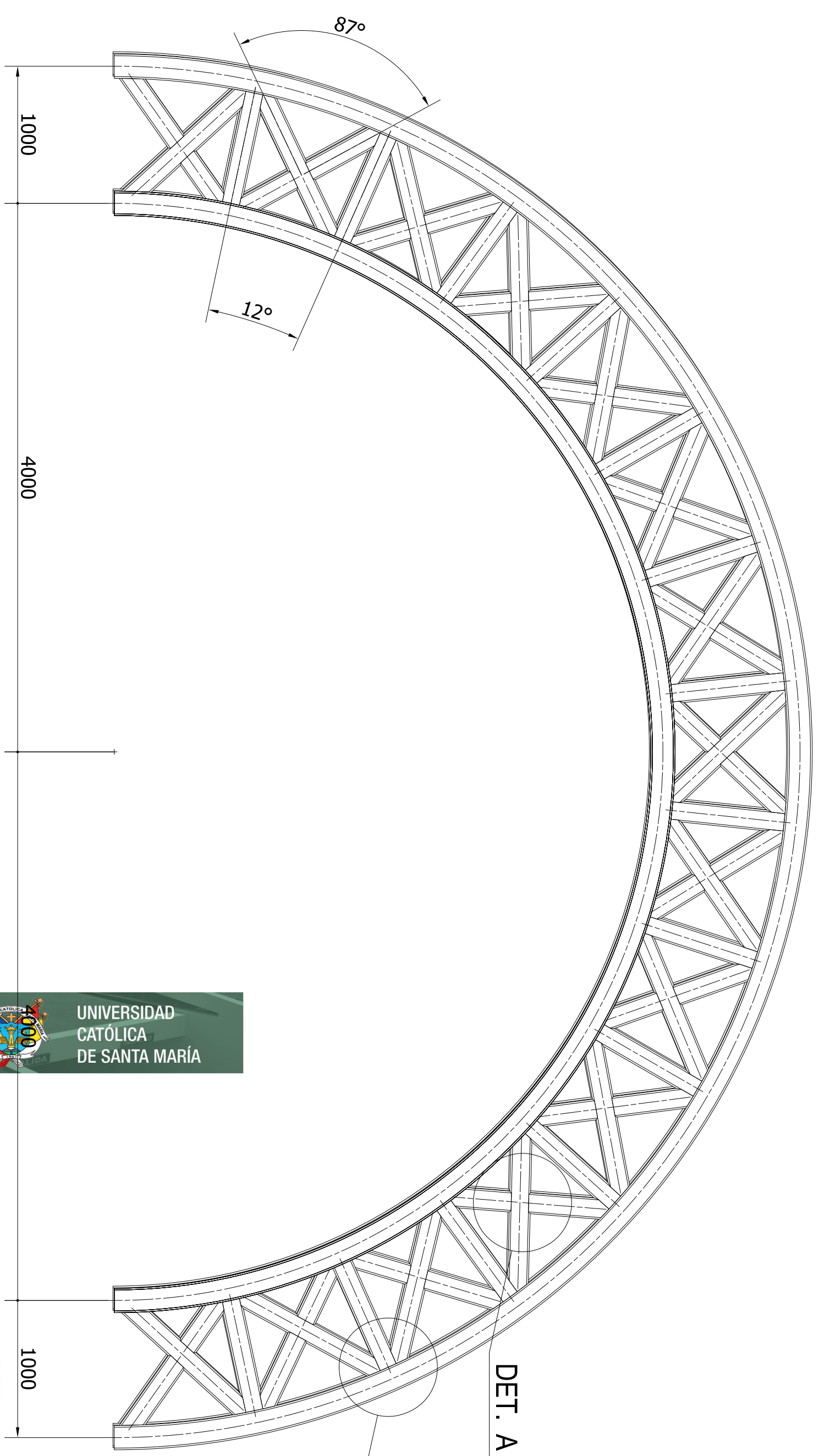
CELOSIA S7-T1
C-C

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

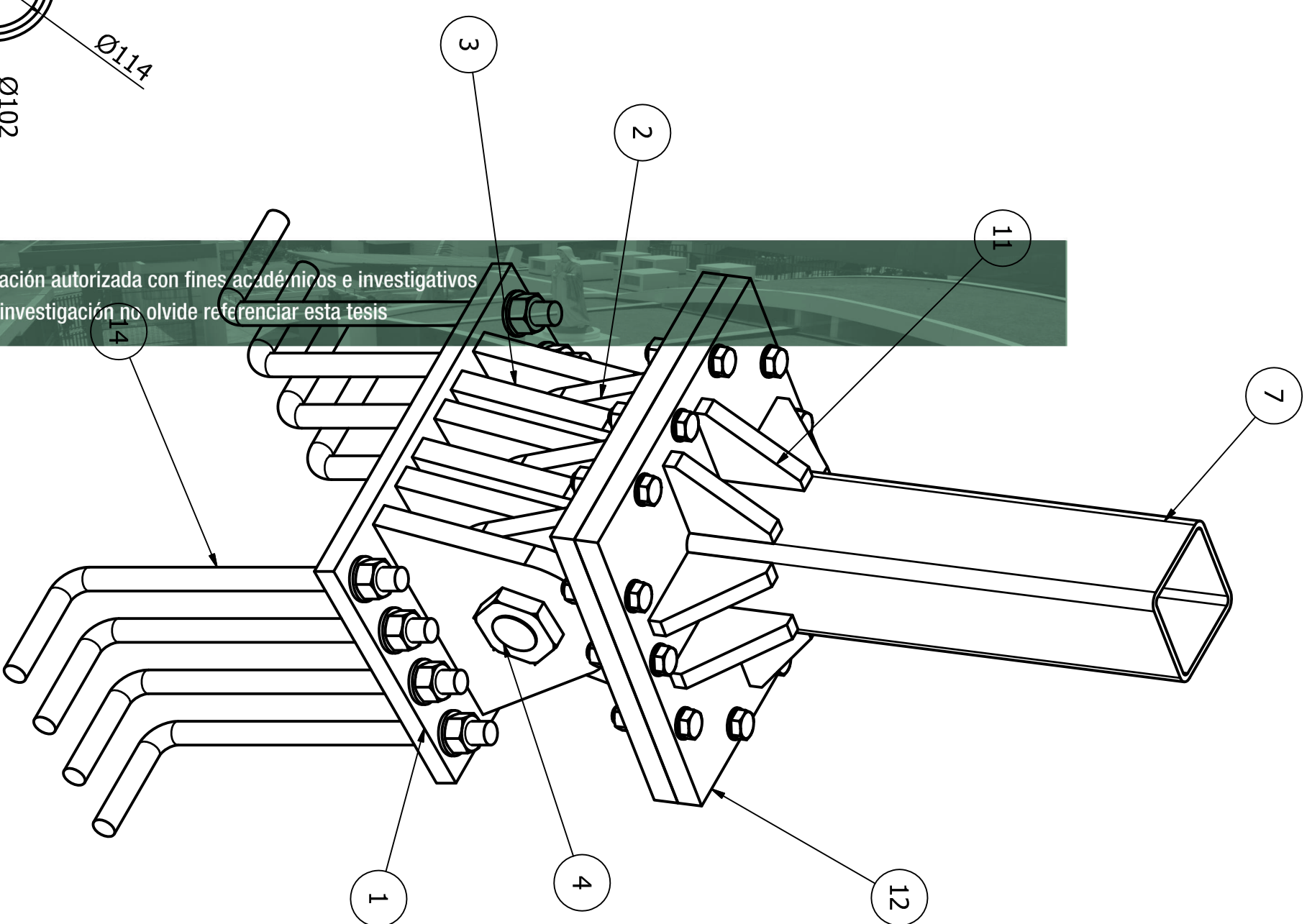
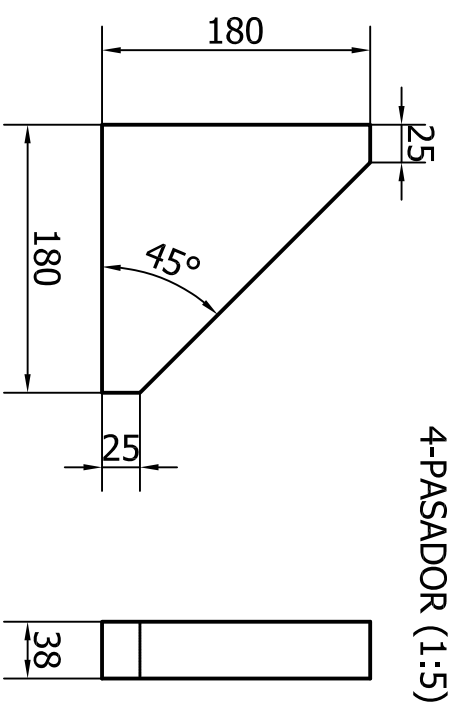
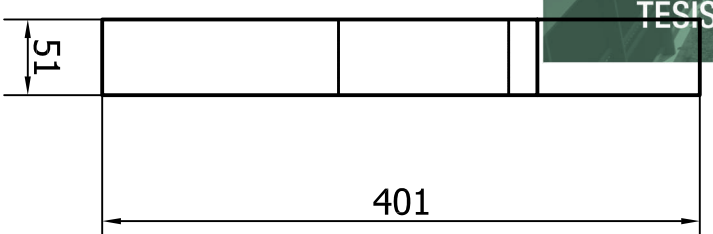
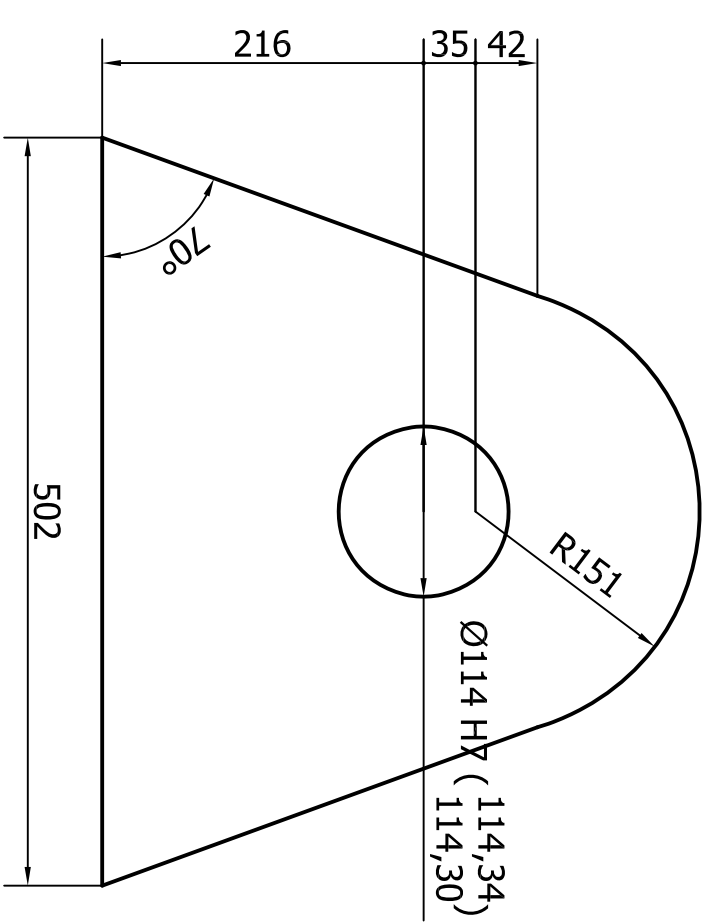
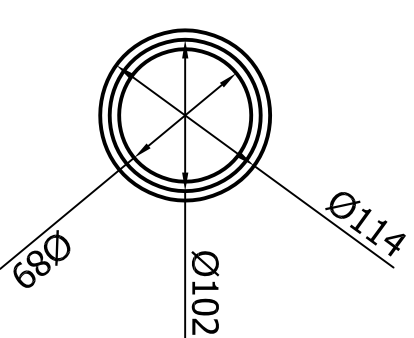
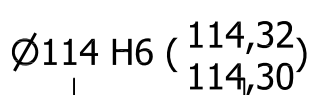
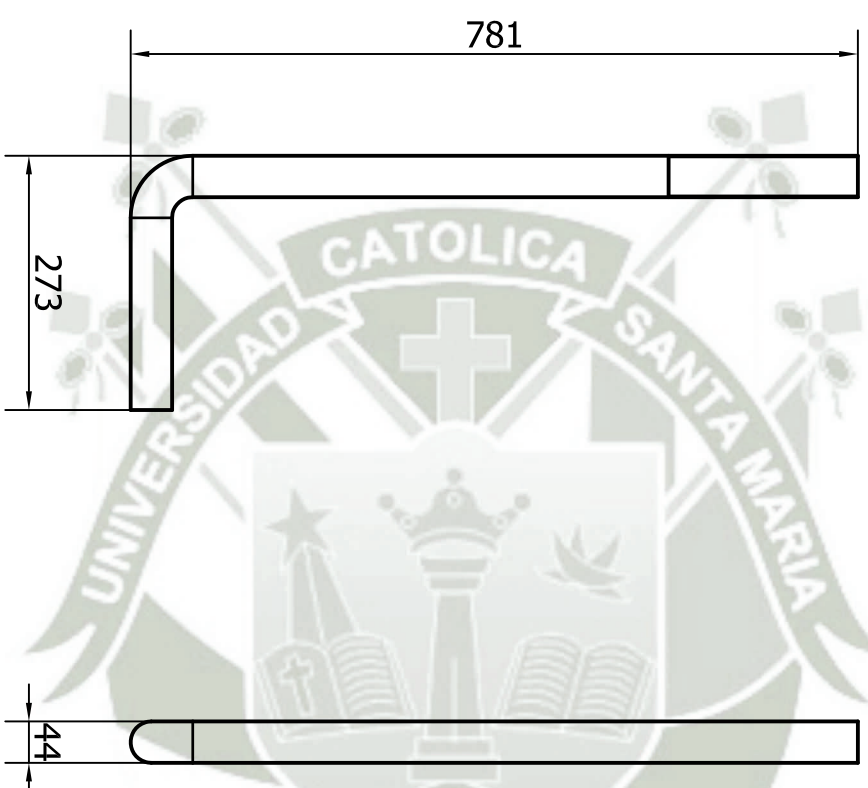
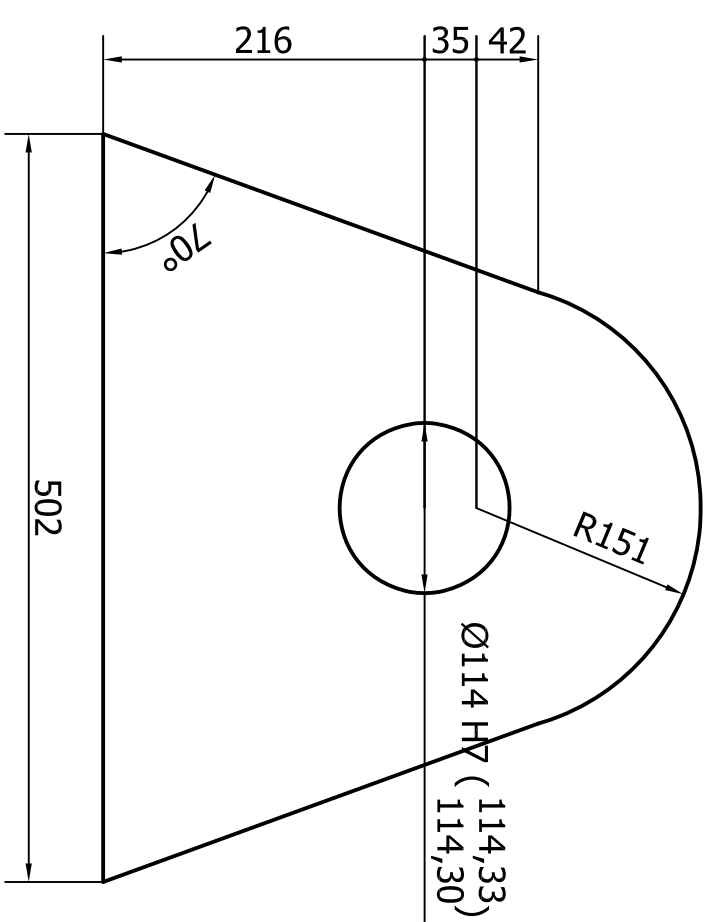
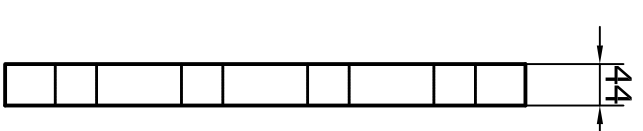
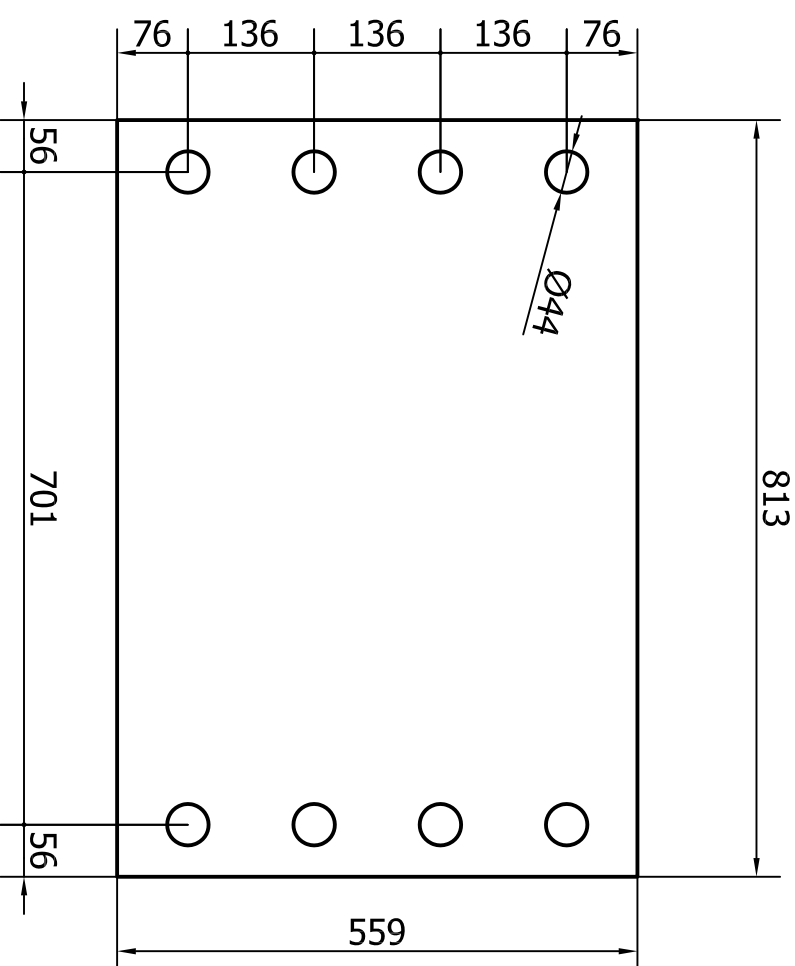
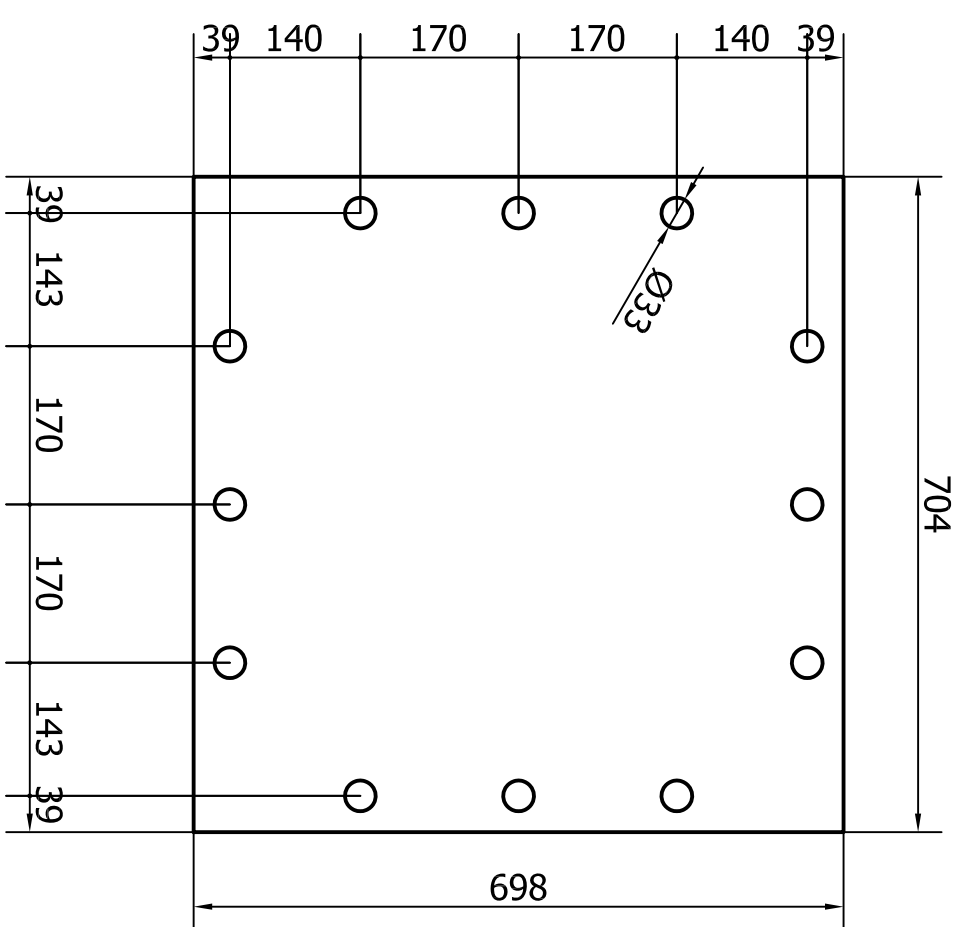
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CELOSIA-S4-T2

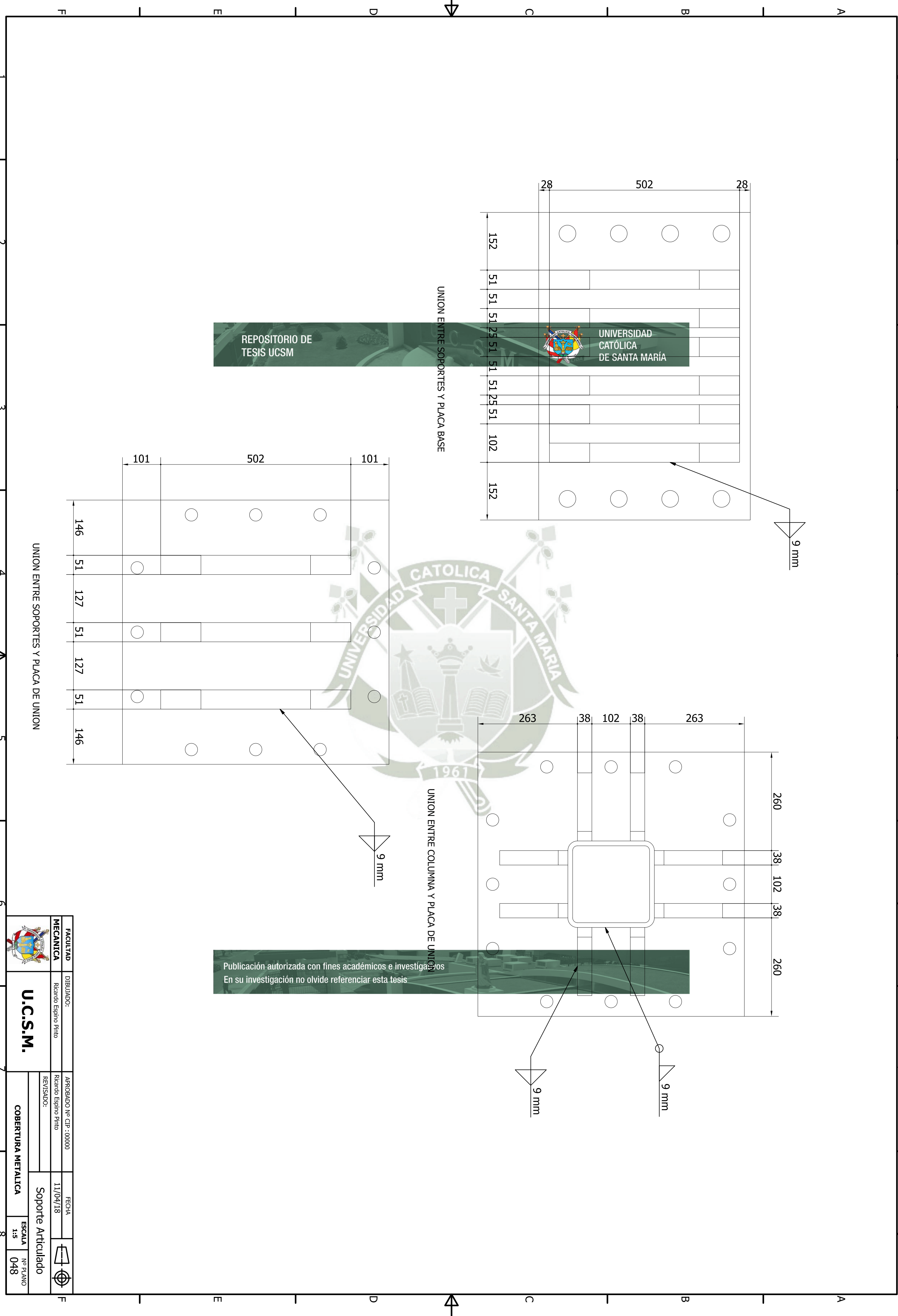
	FACULTAD	DIBUJADO:		APROBADO:		FECHA	
	MECANICA	Ricardo Espino Prieto		Ricardo Espino Prieto		07/09/2011	
	U.C.S.M.		REVISADO:				
			Bridas de union				
			entre celosías				
COBERTURA METALICA		ESCALA 1:3		Nº PLANO 044			



PARTS LIST					
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION		
1	232	ASME B18.21.2M - 20	Lock Washers (Metric Series) Regular Helical Spring Lock Washers		
2	84	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2.5 x .65	Hex Bolt		
3	84	ANSI B18.2.4.5M - M20 x 2.5	Hex Jam Nut		
4	32	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2.5 x .70	Hex Bolt		
5	32	ANSI B.18.2.4.1 M - M20 x 2.5	Hex Nut		
FACILITADO POR: MECANICA	DIBUJANTE: Ricardo Espino Prieto	APROBADO: Ricardo Espino Prieto	FECHA: 12/03/2018		
			REVISADO:	Anillo de Compresión	
			COBERTURA METALICA		
			ESCALA - 045	IN PLANO	



PARTS LIST				
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION	
1	1	PLACA BASE	ASTM A572 GR50	
2	3	SOPORTE TIPO1	ASTM A572 GR50	
3	6	SOPORTE TIPO 2	ASTM A572 GR50	
4	1	PASADOR	AISI 4140	
7	1	COLUMNA HSS 9X9	ASTM A500 GRB	
11	8	CARTELAS	ASTM A572 GR50	
12	2	PLACA DE UNION	ASTM A572 GR50	
14	8	PERNOS DE ANCLAJE	ASTM GR105	
FACULTAD MECANICA	DIBUJADOR Pinto	REVISOR Pinto	FECHA	
			07/09/2011	
				
U.C.S.M.		Soporte Articulado		
		REVISADO:		
		COBERTURA METALICA		
		ESCALA	nº PLANO	
		1:1	001	

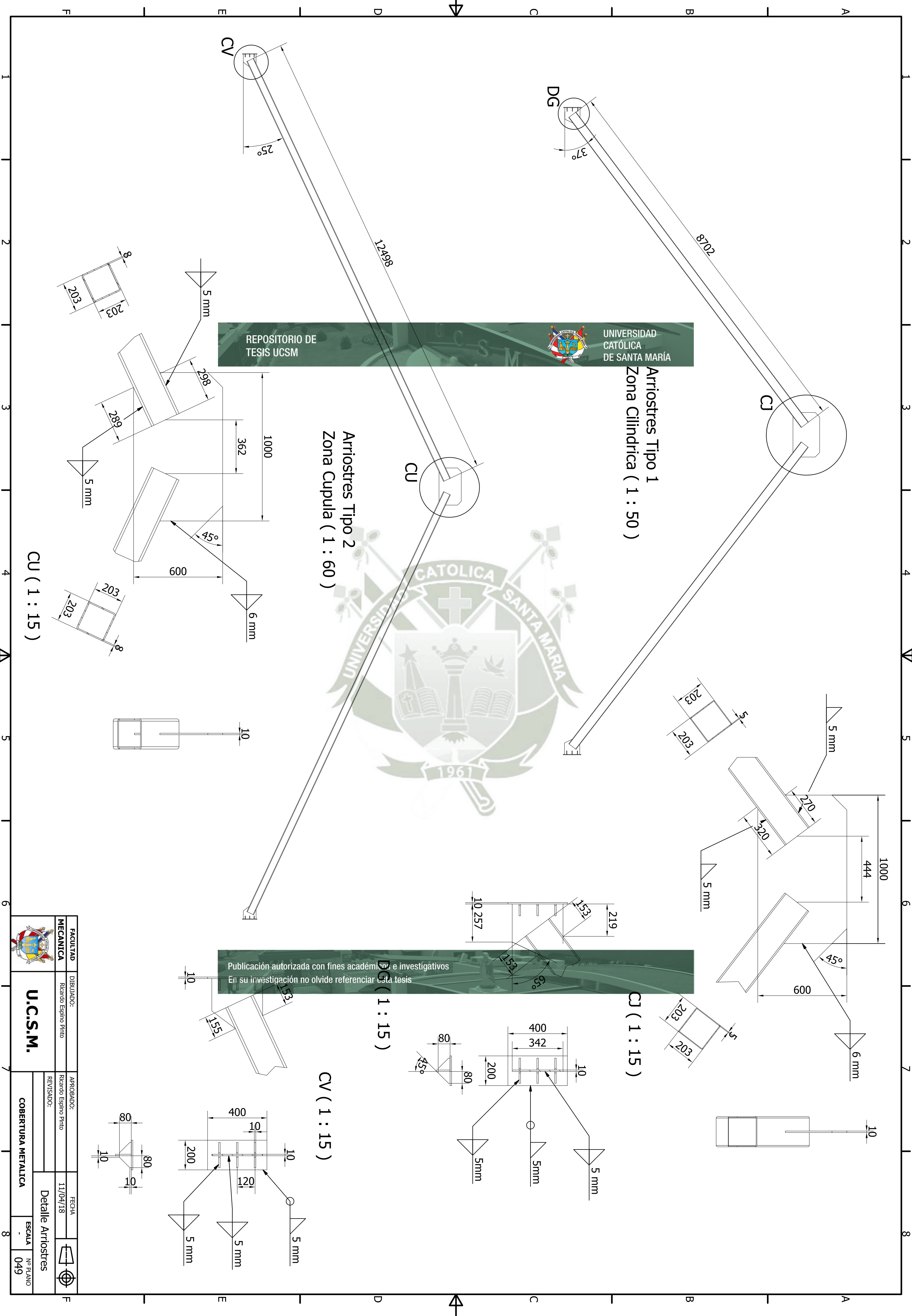


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

		FACULTAD		DIBUJADO:		FECHA		
MECANICA		Ricardo Espino Pinto		APROBADO Nº CIP : 00000		11/04/18		
U.C.S.M.		REVISADO:		Soporte Articulado				
		COBERTURA METALICA		ESCALA 1:5		Nº PLANO 048		



	FACULTAD	DIBUJADO:	APROBADO:	FECHA		
	MECANICA	Ricardo Espino Pinto	Ricardo Espino Pinto	11/04/18		
	U.C.S.M.			Revisado:		Detalle Arriostres
	COBERTURA METALICA			ESCALA		
				-		
				049		