

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA SEDE AZOGUES



UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

PROPUESTAS DE DISEÑOS ESTRUCTURALES DE UNA CUBIERTA METÁLICA PARA LA CANCHA DE USO MÚLTIPLE DE LA COMUNIDAD DE BABARCOTE DEL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR.

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.**

AUTOR:

DIEGO VINICIO ESPINOZA GONZÁLEZ

DIRECTOR:

ING. FLORENCIO GEOVANNY GONZÁLEZ RODRÍGUEZ MSC.

AZOGUES-ECUADOR

2019

CERTIFICACIÓN

Ing. Geovanny González MSc

DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

CERTIFICA

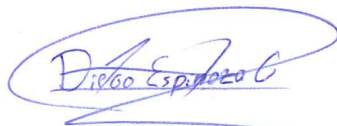
Que el trabajo de titulación denominado: “PROPUESTAS DE DISEÑOS ESTRUCTURALES DE UNA CUBIERTA METÁLICA PARA LA CANCHA DE USO MÚLTIPLE DE LA COMUNIDAD DE BABARCOTE DEL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR”, desarrollado por DIEGO VINICIO ESPINOZA GONZÁLEZ, ha sido revisado y autorizado para su presentación.


ING. GEOVANNY GONZÁLEZ.

DIRECTOR

AUTORÍA

El contenido de trabajo de titulación denominado: “PROPUESTAS DE DISEÑOS ESTRUCTURALES DE UNA CUBIERTA METÁLICA PARA LA CANCHA DE USO MÚLTIPLE DE LA COMUNIDAD DE BABARCOTE DEL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR” desarrollado por DIEGO VINICIO ESPINOZA GONZÁLEZ, es exclusiva responsabilidad de su autor.



DIEGO VINICIO ESPINOZA GONZÁLEZ

CI:0302531983

AUTOR

DEDICATORIA

A mi querida esposa Jessica,
a mi hijo amado Diego David,
a mis padres Homero y María,
a mis hermanos Leonel, Mario y Mauro
que siempre me brindaron su apoyo
incondicional para la culminación de esta meta.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios y a la Virgen, por permitirme alcanzar este logro obtenido.

A mi tutor y amigo Ing. Geovanny González por compartir sus conocimientos, consejos y tiempo empleado en la elaboración de este trabajo de titulación.

A mis padres, hermanos y sobrinos por su compañía y apoyo en todo momento.

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo el diseño de dos cubiertas para la cancha de uso múltiple de Babarcote, para lo cual en un primer instante se recopiló información con relación a fundamentos teóricos, conceptos, así como también la revisión de la normativa (NEC, 2015, y el AISI 1996).

La alternativa uno está conformado por una cercha o celosía y las columnas son de acero dobladas al frío; mientras que la alternativa dos consta de una celosía y sus columnas son tipo HEB en acero al caliente; para el diseño de estas superestructuras fue necesario la utilización del software SAP2000, en el cual se insertó valores como secciones, cargas vivas, muertas, ambientales obtenidos según la normativa. El proceso de soldadura se realizó cumpliendo los parámetros de la especificación

Para la obtención de los costos, se obtuvo los rubros del GAD Provincial del Cañar con los cuales se realizó una comparación con respecto al valor económico de las dos alternativas propuestas, siendo la alternativa uno la más económica con un presupuesto de 47187.12 USD, mientras que la alternativa dos tiene un valor de 52274.79 USD.

PALABRAS CLAVES SUPERESTRUCTURA, SOLDADURA, CELOSÍA, ACERO, RUBRO.



CENTRO DE IDIOMAS

ABSTRACT

The objective of this work is to design two roofs for the multiple use court of Babarcote, for which, at first, information was collected in relation to theoretical foundations, concepts, as well as the revision of the regulations (NEC, 2015, and the AISI 1996).

The first alternative is formed by a truss or lattice and the columns are bent to the cold; whereas the second alternative consists of a lattice and its columns are HEB type in hot-rolled steel; for the design of these superstructures it was necessary to use SAP2000 software, in which values were inserted as sections, live, dead, environmental loads obtained according to the regulations. The welding process was carried out in compliance with the parameters of the specification

In order to obtain the costs, the items of the Provincial GAD of the Cañar were obtained, with which a comparison was made according to the economic value of the two proposed alternatives, being the one the most economical alternative with a budget of \$ 47187.12 while alternative two is about \$ 52274.79 USD.

KEYWORDS SUPERSTRUCTURE, WELDING, ITEM, LATTICEWORK, GANTRY.

Cuenca, 08 de julio del 2019

EL CENTRO DE IDIOMAS DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA, CERTIFICA QUE EL DOCUMENTO QUE ANTECEDE FUE TRADUCIDO POR PERSONAL DEL CENTRO PARA LO CUAL DOY FE Y SUSCRIBO

LCDA. LILIANA URGILÉS AMOROSO
COORDINADORA AZOGUES



Contenido

DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
RESUMEN.....	V
ABSTRACT.....	VI
CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1. El proyecto	1
1.1.1 Nombre del proyecto.....	1
1.1.2 Antecedentes.....	1
1.1.3 Ubicación.....	1
1.1.4 Área de intervención.....	2
1.2 Problemática.	3
1.3 Delimitación del problema.	3
1.4 Objetivos.	3
1.4.1 General	3
1.4.2 Específicos.....	3
1.5 Justificación.	4
CAPITULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	5
2.1. Acero estructural.....	5
2.1.1. Propiedades.....	5
2.1.2. Ventajas	5
2.1.3. Desventajas	6
2.1.4. Acero ASTM A36.....	6
2.1.5. Acero en lámina delgada doblados en frío.....	7
2.2. Soldadura	8
2.2.1. Tipos de soldadura.....	9
2.2.2. Criterios de diseño de soldadura.....	10
2.2.3. Nomenclatura.....	14
2.3. Cargas de diseño	14
2.3.1. Carga viva.....	14

2.3.2.	Carga muerta.....	15
2.3.3.	Cargas ambientales	16
2.3.4.	Combinación de cargas.....	19
2.4.	Análisis estructural	20
2.4.1.	Método de los nodos	21
2.4.2.	Método de las secciones	21
2.4.3.	Método del trabajo virtual.....	21
2.4.4.	Método matricial de la rigidez	21
2.4.5.	Método matricial de las fuerzas	21
2.5.	Diseño estructural (METODOLOGÍA)	22
2.5.1.	Especificación.....	22
2.5.2.	Norma	22
2.5.3.	Método	22
2.5.4.	Especificación AISI 1996	22
2.5.5.	Combinación de tracción axial y flexión.	25
2.5.6.	Método LRFD.....	26
2.6.	Armaduras	26
CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL.....		28
3.1.	Propuestas de forma geométrica de la cubierta	28
3.1.1.	Alternativa uno	28
3.1.2.	Alternativa dos.....	29
3.2.	Memoria de cálculo y diseño	30
3.2.1.	Materiales.....	30
3.2.2.	Secciones de los miembros de la cercha.....	30
3.2.3.	Modelos de las naves	32
3.2.4.	Cargas	34
3.2.5.	Resultados del análisis estructural (SAP 2000) (alternativa uno).....	39
3.2.6.	Resultados del análisis estructural (SAP 2000) (ALTERNATIVA DOS)	46
3.3.	Diseño de soldadura	51
CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y ANEXOS.....		56
4.1.	Conclusiones	56
BIBLIOGRAFÍA.....		57

ANEXOS	59
PRESUPUESTO.....	59
 PLANOS	 59

Índice de ilustraciones

Ilustración 1. Ubicación del Proyecto	2
Ilustración 2. Topografía del Lugar	2
Ilustración 3. Curvas esfuerzo-deformación de algunas calidades de acero.....	7
Ilustración 4. Perfiles Doblados en Frío.....	8
Ilustración 5. Soldadura de Filete.....	9
Ilustración 6. Soldadura de Ranura	10
Ilustración 7. Soldadura de filete - Unión solapada.....	12
Ilustración 8. Soldadura de fileta - Unión en T.....	12
Ilustración 9. Soldadura de ranura biselada	13
Ilustración 10. Soldadura de ranura biselada, caso 1	13
Ilustración 11. Soldadura de ranura biselada, caso 2	14
Ilustración 12. Nomenclatura básica de la soldadura.....	14
Ilustración 13. Combinación de Cargas según la NEC	20
Ilustración 14. Tipos de Armadura.....	27
Ilustración 15. Geometría de la Cercha (Alternativa 1) - Vista Frontal.....	28
Ilustración 16. Geometría de la Cercha (Alternativa 1) – Perspectiva Columna en Celosía.....	28
Ilustración 17. Geometría de la Cercha (Alternativa 2) – Vista Frontal	29
Ilustración 18. Geometría de la Cercha (Alternativa 2) – Perspectiva Columna Tipo HEB.....	29
Ilustración 19. Secciones de los Miembros (Alternativa uno)	30
Ilustración 20. Secciones de los Miembros (Alternativa dos).....	31
Ilustración 21. Modelo Alámbrico (Alternativa Uno).....	32
Ilustración 22. Modelo Volumétrico (Alternativa uno)	32
Ilustración 23. Modelo Alámbrico Alternativa Dos.....	33
Ilustración 24. Modelo Volumétrico Alternativa Dos.....	33
Ilustración 25. Cubierta AR 2000, e=35 mm	35
Ilustración 26. Cubierta Placa Tipo Shell e=0.35mm	35
Ilustración 27. Carga viva para cubierta, según la NEC 2015	36
Ilustración 28. Cargas Vivas (L)	36
Ilustración 29. Cargas de Viento, Barlovento y Sotavento	38
Ilustración 30. Carga de Granizo	38
Ilustración 31. Esfuerzos Axiales en Diagonales y Montante.....	40

Ilustración 32.Esfuerzos Axiales en Cordón Exterior.....	40
Ilustración 33.Esfuerzos cortantes en Diagonal y Montantes	41
Ilustración 34. Esfuerzos Cortantes en Correas	42
Ilustración 35.Momentos Flectores en Correas.....	42
Ilustración 36. Deflexiones (Alternativa uno).....	43
Ilustración 37. Desplazamientos (Alternativa Uno).....	43
Ilustración 38. Gráfico de Isovalores/ Diseño Final Vista Frontal.....	45
Ilustración 39. Gráfico de Isovalores/ Perspectiva Columna en Celosía	45
Ilustración 40. Esfuerzos Axiales en Columnas, Diagonales y Montantes.....	46
Ilustración 41. Esfuerzos Cortantes en las Columnas	47
Ilustración 42. Esfuerzos Cortantes en Correas	47
Ilustración 43. Momentos Flectores en Columnas.....	48
Ilustración 44. Momentos Flectores en Correas.....	48
Ilustración 45. Deflección (Alternativa Dos)	49
Ilustración 46. Desplazamientos (Alternativa Dos)	49
Ilustración 47. Grafico de Isovalores Vista Frontal/ Diseño Final.....	50
Ilustración 48. Grafico de Isovalores Perspectiva Columna tipo HEB	50
Ilustración 49. Soldadura en la celosía.....	52
Ilustración 50. Soldadura en celosía lateral.....	53
Ilustración 51. Unión columna viga	55

Índice de tablas

Tabla 1. Factores de K según el tipo de Armadura.....	16
Tabla 2. Coeficiente de corrección σ	17
Tabla 3. Coeficiente de forma	18
Tabla 4. Coeficientes de Entorno	18
Tabla 5. Características de los perfiles (Alternativa uno).....	34
Tabla 6. Características de los perfiles (Alternativa dos)	34
Tabla 7. Isovalores del Diseño	44

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. El proyecto

1.1.1 Nombre del proyecto.

Propuestas de Diseños Estructurales de una Cubierta Metálica para la Cancha de Uso Múltiple de la comunidad de Babarcote del Cantón Biblián Provincia del Cañar.

PROMOTOR

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA “SEDE AZOGUES”

Unidad Académica de Ingeniería, Industria y Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

1.1.2 Antecedentes.

La comunidad de Babarcote en sus inicios constituyó parte de la extensa hacienda del Sr. Simón Zalamea al igual que las comunidades de la Baquería y Cuitún. En 1980 y 1981 Babarcote se institucionaliza como comunidad independiente, logrando así posesionar a su primera directiva bajo el cargo del Sr. Luis Chabla, entre una aspiración de la directiva estaba la creación de una escuela y la capilla; logrando la construcción un año más tarde; en la actualidad dicha escuela cerro sus puertas debido a la construcción de otra, y es utilizada para sus actividades sociales y recreativas. La cancha de intervención se encuentra dentro de la escuela.

1.1.3 Ubicación.

La comunidad de Babarcote pertenece al cantón de Biblián Provincia del Cañar, se encuentra ubicado junto a la vía panamericana Biblián-Cañar, aproximadamente en las coordenadas geográficas 733964m Este y 9704183m Norte,

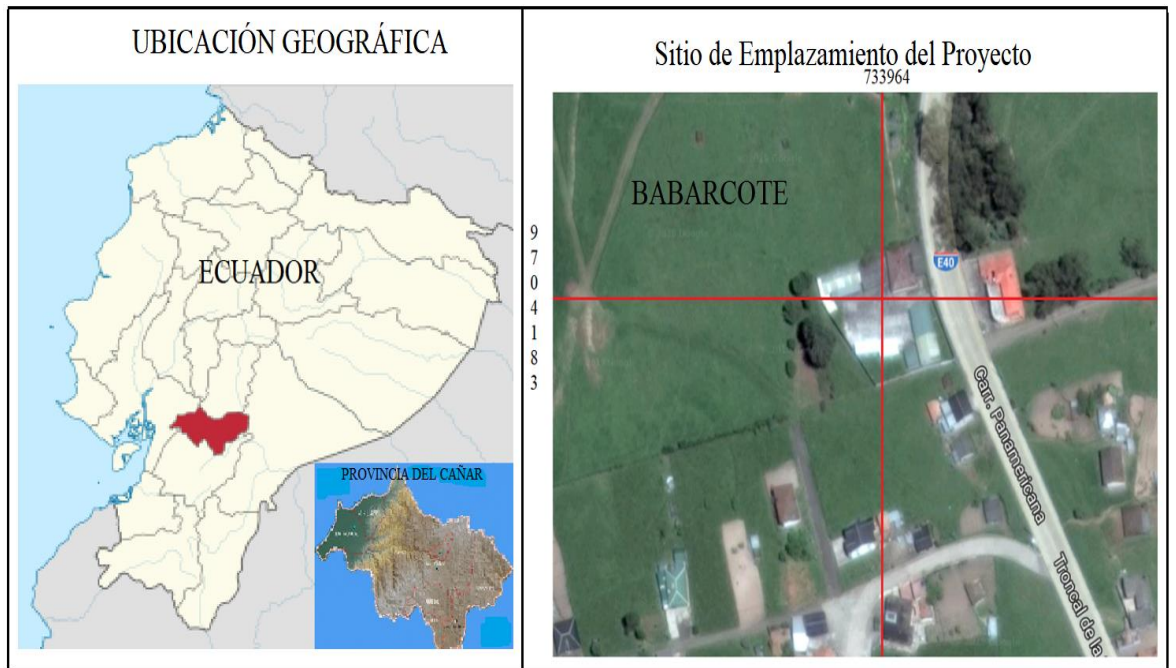


Ilustración 1. Ubicación del Proyecto

1.1.4 Área de intervención

El área de intervención de la cancha donde se realizará el proyecto es de aproximadamente 501m². La cancha posee las dimensiones de 16,76 X 30 metros.



Ilustración 2. Topografía del Lugar

1.2 Problemática.

La comunidad de Babarcote mantiene una cancha de uso múltiple, en donde sus habitantes practican varios deportes y en ocasiones es utilizado para reuniones, dicha cancha no cuenta con ninguna protección ante climas desfavorables que se presenta con regularidad en la zona; el problema radica en que es una zona con un alto nivel de migración por lo que existen personas con problemas sociales y para poder fomentar actividades recreacionales y de convivencia se requiere de una estructura que cubra este espacio. Por lo que la comunidad de Babarcote junto con la Universidad Católica de Cuenca mantienen un acuerdo para la realización del proyecto.

1.3 Delimitación del problema.

Las propuestas del diseño estructural de la cubierta metálica para la cancha de uso múltiple, para la comunidad de Babarcote, inicia con la localización y levantamiento planimétrico del área de la cancha, investigación y análisis de indicadores básicos para el diseño (NEC, 2015), definición de materiales, diseños de la superestructura en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), memoria de cálculo, planos y costos unitarios.

1.4 Objetivos.

1.4.1 General

Diseñar la cubierta metálica de la cancha de uso múltiple de la comunidad de Babarcote perteneciente al Cantón Biblián de la Provincia del Cañar.

1.4.2 Específicos

- Elaborar el levantamiento topográfico de la cancha de uso múltiple.
- Proponer dos diseños de la cubierta metálica en acero estructural, respetando las cargas y solicitaciones que la NEC, 2015 indique.
- Elaborar los planos estructurales para las propuestas de la cubierta.
- Estimar y comparar los presupuestos de las propuestas de diseño de la superestructura.

1.5 Justificación.

Ante, la solicitud expuesta por el presidente de la Comunidad de Babarcote Sr. Luis Chabla, en la cual expresa la colaboración para realizar los trámites pertinentes de la elaboración de un diseño de cubierta para la cancha de uso múltiple de dicha comunidad, y como respuesta la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca “Sede Azogues” pone a su disposición dicho proyecto.

Este proyecto es de suma importancia porque se llevará a cabo en la cancha de uso múltiple de Babarcote, este espacio es concurrido por personas de varias edades ya que ahí se realiza deportes y también se utiliza para reuniones.

La cancha se encuentra localizada en una antigua escuela y no cuenta con una cubierta que la proteja de los climas impredecibles de la zona, dicho problema afecta a los moradores de la comunidad ya que es el único espacio con el que cuentan para sus actividades sociales.

La solución al problema mencionado se dará por medio de la propuesta de dos tipos de diseños de estructuras metálicas.

Previo a la entrega de la propuesta de diseños se realizan actividades como reconocimiento de campo, levantamiento topográfico, diseños, estipulación y comparación de presupuestos.

CAPITULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

En el presente capítulo se detallarán los conceptos, factores e información relevante recopilada de libros científicos, la RAE y de trabajos de titulación.

2.1. Acero estructural

Se considera que la base de la producción industrial de acero es la fundición bruta y que cada vez han ido mejorando las técnicas e instrumentos de la construcción en acero. (ITEA, Construcción en acero)

Hay diferentes tipos de acero, cada uno depende del uso que se le vaya a dar; hay acero para uso electrónico, automovilísticos, industriales y para la construcción dependiendo de sus propiedades físicas, químicas y mecánicas.

El Acero estructural es un material de alta resistencia a la compresión como a tracción, es decir es un material que trabaja solo; a su vez se presenta en forma de perfilería o laminas. (Rojas y Arenas, 2008, p 48)

2.1.1. Propiedades

Los materiales se diferencian los unos de los otros por medio de sus propiedades, las que pueden ser mecánicas, químicas, físicas, entre otras.

Entre las propiedades mecánicas del acero están: plasticidad, tenacidad, resistencia a la rotura, soldabilidad, entre otras; las mismas que dependen de la combinación química y de la estructura cristalina. (Meléndez, 2009)

Las propiedades físicas del acero estructural están relacionadas con aspectos como: materia, densidad, peso, volumen, masa, peso específico; y el comportamiento frente a agentes físicos. (Meléndez, 2009)

La conducción, convección y radiación forman parte de las propiedades térmicas del acero. Y las propiedades químicas dependen de su composición. (Meléndez, 2009)

2.1.2. Ventajas

Según lo menciona McCormac y Csernak (2012) las ventajas más notorias del acero son: alta resistencia por unidad de peso, la uniformidad y la elasticidad debido

a que las propiedades del acero no cambian con facilidad a través del tiempo y se mantienen en la ley de Hooke.

El acero es un material tenaz ya que posee resistencia y ductilidad, mantiene un comportamiento estable frente a acciones accidentales producidas por la naturaleza como los sismos. Las estructuras metálicas se pueden adaptar a modificaciones o ampliaciones sin presentar deficiencia en su estructura, además son de rápido montaje y pueden laminarse en varios tamaños y formas.

2.1.3. Desventajas

Las principales desventajas del acero permiten que el profesional realice un adecuado control en el diseño y construcción al momento de utilizar este material.

1. El acero es un material susceptible a la corrosión debido a que está expuesto a factores ambientales.
2. El costo de la protección contra el fuego es otra desventaja, debido a que la resistencia se vuelve vulnerable ante un incendio, puesto que, el mismo material ayuda a expandir con rapidez el calor, y mantener con recubrimientos aislantes de calor resulta muy costoso.
3. Un punto desfavorable de este material es la vulnerabilidad al pandeo, debido a que mientras más largo y esbelto sea el miembro estructural mayor probabilidad de pandeo, en algunos casos es necesario un rigidizador para evitar esta desventaja.
4. La resistencia se reduce cuando es sometida a varios cambios del esfuerzo de tensión ocasionando problemas en el miembro por Fatiga y fallas por Fractura frágil (McCormac y Csernak, 2012)

2.1.4. Acero ASTM A36

El ASTM A36 es una norma que se aplica a una diversidad de perfiles estructurales laminados en caliente. Este acero es considerado principalmente para la construcción de edificaciones, las cuales están sujetas a esfuerzos moderados (AHMSA), está disponible en barras redonda, cuadrada, rectangular, así como en vigas de tipo I, H, ángulos y canales.

Es conocido como acero dulce o hierro negro, tiene una cantidad de 0,26% de carbono lo que le permite que se diferencie de otros aceros en ductilidad (T. Segui, 2013) Las propiedades principales son:

Esfuerzo de Fluencia	Fy= 253 Mpa
“Para fines de Diseño”	Fy=248 Mpa (NEC, 2015)
Resistencia Última a Tensión	Fu= 408 Mpa a 562 Mpa.
“Para fines de Diseño”	Fu= 400 Mpa (NEC, 2015)

Entre los usos del acero ASTM A36 se encuentran las placas de conexión, anclajes de barras redondas lisas y perfiles, cuerdas superiores e inferiores de armaduras, montantes y diagonales de armaduras. (Cházaro y Álvarez; 2016).

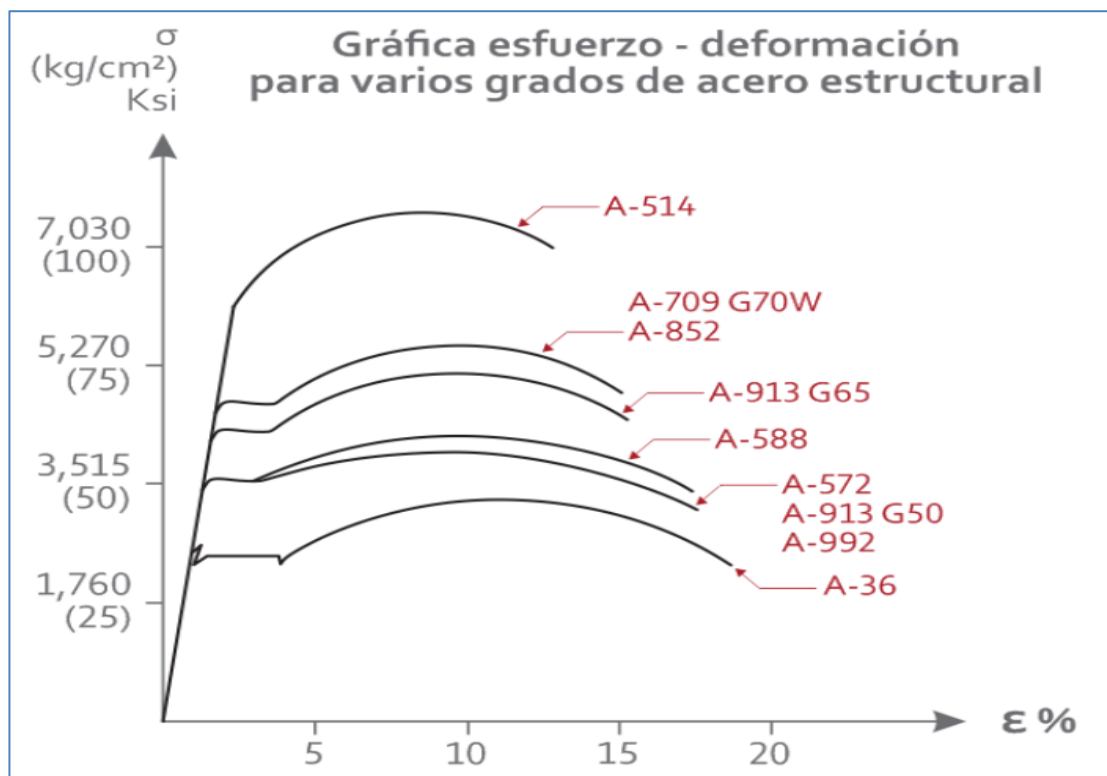


Ilustración 3. Curvas esfuerzo-deformación de algunas calidades de acero

Fuente:(ITEA, Construcción en acero)

2.1.5. Acero en lámina delgada doblados en frío

Los perfiles de este tipo de acero se elaboran laminando el acero de bajo carbono y los de baja aleación en cualquier sección transversal. Estos perfiles se pueden utilizar en los miembros más ligeros, y su espesor es entre 0.01 hasta 0.25 plg; además de que son perfiles ligeros, económicos y resistentes. Los perfiles más delgados se utilizan para paneles estructurales. (McCormac y Csernak, 2012)

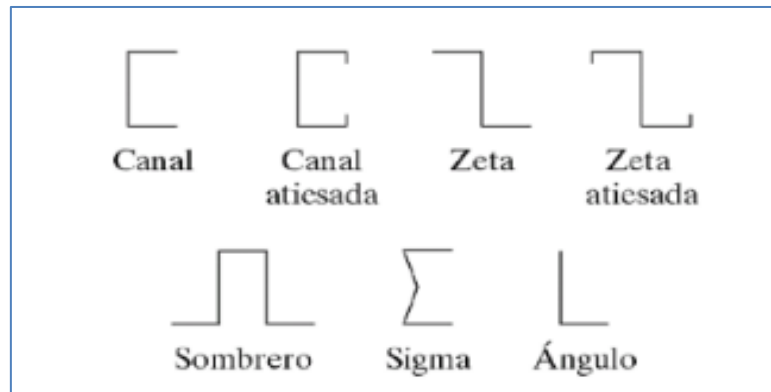


Ilustración 4. Perfiles Doblados en Frío

Fuente: McCormac & Csernak, 2012

Cuando se trabaja en frío el acero reduce en pequeñas cantidades la ductilidad, a la vez incrementa la resistencia en cantidades considerables. La capacidad de carga de estos perfiles laminados en frío va a depender del material por el cual este constituido y de su configuración geométrica. La resistencia y rigidez depende de la configuración y no de su espesor.

Entre las ventajas de los perfiles laminados en frío son:

- Económica para luces pequeñas con cargas livianas.
- Producción económica de variedad de secciones que se amoldan a condiciones particulares, obteniendo una relación resistencia/peso favorable.
- Fácil manejo en el uso en construcciones prefabricadas.
- Facilidad de montaje.
- Durabilidad

2.2. Soldadura

“La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan” (McCormac y Csernak, 2012, p.469).

Dependiendo del tipo de electrodo se verán afectadas las propiedades de la soldadura. Teniendo en cuenta que los electrodos más utilizados son la E60XX y E70XX (McCormac y Csernak, 2012).

La soldadura presenta las siguientes ventajas:

1. Es económica por que permite eliminar gran cantidad de placas de unión, ahorrando en el peso del acero empleado.
2. La soldadura presenta mayor ventaja ante los pernos y remaches.
3. Los miembros estructurales al soldarse entre sí dan como resultado una estructura más rígida.
4. Permite fusionar como una sola pieza.
5. Fácil modificación en campo. (McCormac y Csernak, 2012)

Según Valencia Clement, (2012) la soldadura presenta desventajas como:

1. Para obtener los mismos resultados tanto en campo como en taller debe existir la presencia de un técnico calificado.
2. El enfriamiento produce deformaciones en los miembros soldados.

2.2.1. Tipos de soldadura.

Vinnakota (2006) considera que las soldaduras más empleadas son las de filete y la de ranura; a la vez establece que existen otras como la de tapón y muesca.

La **Soldadura de filete** se utiliza para unir dos superficies que pueden ser paralela o perpendicular y son las más utilizadas para cargas ligeras (Vinnakota, 2006).

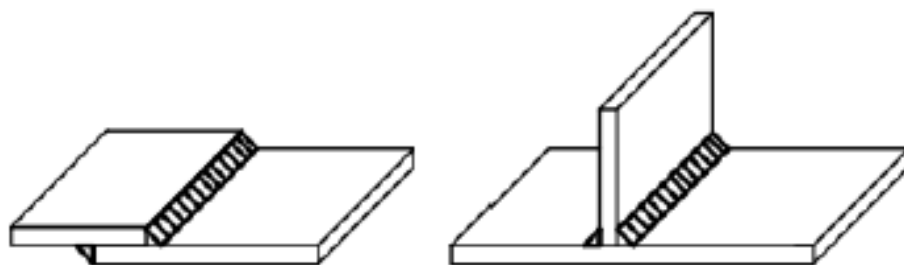


Ilustración 5. Soldadura de Filete

La **Soldadura de Ranura** es utilizada para unir placas sobre el mismo plano o para conexiones en te o en esquina en donde las partes conectadas puedan tener bordes biselados (Vinnakota, 2006).

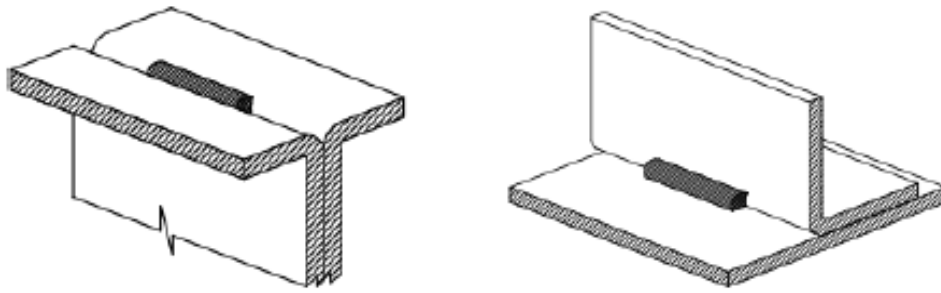


Ilustración 6. Soldadura de Ranura

2.2.2. Criterios de diseño de soldadura

Cuyas estructuras de perfiles doblados en frío el espesor no debe exceder aproximadamente los 5 mm, (0.18 plg) y se deben cumplir con las recomendaciones de la sección E2 del manual AISI; mientras que si los perfiles pasan este espesor deberán cumplir con las especificaciones indicadas en el AISC. “La resistencia de la soldadura no debe exceder los esfuerzos de diseño (rotura y fluencia), tanto de los miembros conectados como el de los miembros adyacentes a la conexión” (Pinguil, 2017, p.61)

2.2.2.1. Diseño de soldadura de ranura en uniones a tope

La sección E2.1 del AISI, manifiesta que este tipo de soldadura puede darse para dos casos.

1. Tracción o compresión, paralela al eje de la soldadura.

$$P_n = Lt_e F_y \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$\phi R_n = \phi A_e F_y \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$\phi = 0.90$$

Dónde:

P_n : Resistencia nominal de una soldadura

L: Longitud soldada.

t_e : Dimensión efectiva de la garganta de una soldadura

F_y : Esfuerzo de fluencia del material base.

ϕR_n : Resistencia última.

A_e : Área efectiva del cordón de soldadura.

2. Corte en la superficie efectiva, se considera el menor de las siguientes expresiones:

$$\phi R_n = \phi A_e 0.60 F_{EXX} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$\phi = 0.80$$

$$\phi R_n = \phi A_e 0.60 F_Y \quad (\text{Ec. 2.4})$$

$$\phi = 0.90$$

Dónde:

ϕR_n : Resistencia última.

A_e : Área efectiva del cordón de soldadura.

$$A_e = tL = 0.70w.L \quad (\text{Ec. 2.5})$$

W: Dimensión efectiva del cordón en mm.

L: Longitud soldada.

F_y : Esfuerzo de fluencia del material base.

F_{EXX} : Resistencia normal del electrodo

Electrodo E60/XX $E_{E60} = 60 \text{ Ksi} = 42,18 \text{ kN/cm}^2$

Electrodo E70/XX $E_{E70} = 70 \text{ Ksi} = 49,21 \text{ kN/cm}^2$

2.2.2.2. Diseño de soldaduras de filete

En el AISI sección E2.4 se indica que para obtener la resistencia de una soldadura de Filete se debe considerar lo siguiente.

1. Placa a placa o para carga longitudinal

$$SI \frac{L}{t} < 25 \rightarrow \phi P_n = \phi \left(1 - \frac{0.01L}{t}\right) A_e F_u \quad (\text{Ec. 2.6})$$

$$SI \frac{L}{t} \geq 25 \rightarrow \phi P_n = \phi 0.75 A_e F_u \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$\phi = 0.55$$

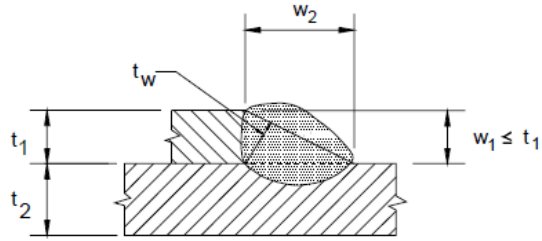


Ilustración 7. Soldadura de filete - Unión solapada

2. Plancha a un miembro de acero o carga transversal.

$$\phi P_n = \phi A_e F_u \quad (\text{Ec. 2.8})$$

$$\phi = 0.60$$

Dónde:

$$A_e = L \cdot t$$

P_n : Resistencia al corte

L: Longitud soldadura

t : Menor espesor de los miembros

Además, para $t > 0.150$ (3.81 mm) tiene que ser menor al valor:

$$\phi P_n = \phi 0.75 t_w L F_{EXX} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

$$\phi = 0.60$$

Dónde:

t_w : Garganta efectiva= $0.707 w_1$ ó $0.707 w_2$

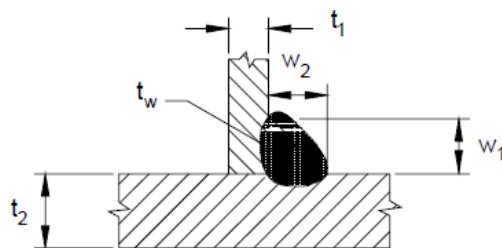


Ilustración 8. Soldadura de fileta - Unión en T

2.2.2.3. Diseño de soldadura de ranura biseladas

Además, el AISI en su sección E2.5 la soldadura de Ranura Biselada se aplica a soldaduras de uniones en cualquier posición, tenemos los siguientes casos:

1. Para carga transversal

$$\phi P_n = \phi 0.833 t L F_u \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$\phi = 0.55$$

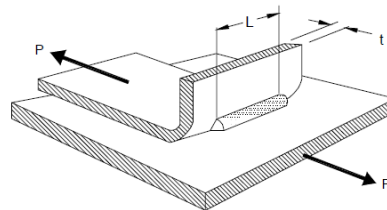


Ilustración 9. Soldadura de ranura biselada

2. Para carga longitudinal, se tiene tres casos:

- Caso 1, si la altura del labio rigidizador es menor que la longitud de la soldadura

$$\text{SI } t \leq t_w < 2t \quad \phi P_n = \phi 0.75 t L F_u \quad (\text{Ec. 2.11})$$

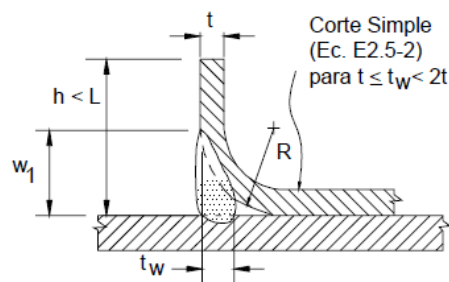


Ilustración 10. Soldadura de ranura biselada, caso 1

- Caso 2, la altura del labio rigidizador es mayor igual que la longitud de soldadura

$$\text{SI } t_w \geq 2t \quad \phi P_n = \phi 1.50 t L F_u \quad (\text{Ec. 2.12})$$

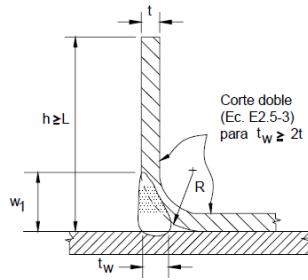


Ilustración 11. Soldadura de ranura biselada, caso 2

- Caso 3, la resistencia nominal anterior no debe superar el valor:

$$\text{Si } t_w > 3.81 \text{ mm} \quad \phi P_n = \phi 0.75 t L F_u \quad (\text{Ec. 2.13})$$

t : El espesor de menor valor de las piezas a unir.

2.2.3. Nomenclatura

Símbolos básicos de soldadura										
Posterior	Filete	Tapón o ranura	Ranura o a tope						Ensanchamiento en V	Ensanchamiento de bisel
			Cuadrado	V	Bisel	U	J			
Símbolos suplementarios de soldadura										
Respaldo	Espaciado	Soldadura todo alrededor	Soldadura de campo	Contorno		Véase AWS A2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura				
				Al ras	Convexo					

Ilustración 12. Nomenclatura básica de la soldadura

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012. P. 481)

2.3. Cargas de diseño

Para diseñar una cubierta metálica al igual que la estructura de una edificación se realizará un análisis de los tipos de cargas a las cuales estará sometida durante su vida útil. Las cargas de la cubierta con mayor influencia son: la carga muerta, viva, sísmica y ambientales. (Vinnakota, 2006)

2.3.1. Carga viva

Es una carga que puede cambiar de lugar y magnitud es decir son cargas móviles para la cubierta, puede ser durante el montaje o para brindarle mantenimiento y estas

pueden ser los pesos de personas, equipos y accesorios circunstanciales. En nuestro país la normativa vigente que establece estos parámetros de carga es la NEC-SE-CG que indica lo siguiente:

CV: Carga viva uniforme para cubierta plana, inclinada y curva

$$CV = 0.70 \text{ KN/m}^2 \text{ (NEC, 2015)}$$

2.3.1.1. Reducción de carga viva

La reducción de sobrecargas para cubiertas “En la región andina y sus estribaciones, sobre la cota de 1000 metros sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza”. (NEC, 2015, p.13).

La cubierta a diseñar se encuentra aproximadamente sobre los 2963 msnm.

2.3.2. Carga muerta

Está constituida por los pesos de los elementos estructurales y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura, se la llama también carga permanente. (NEC, 2015)

2.3.2.1. Estimación del peso propio de la estructura

Para el prediseño de una estructura es dificultoso estimar el peso propio de la misma ya que se desconoce las dimensiones definitivas, para estimar un peso inicial aproximado de la armadura, la Norma DIN propone la siguiente expresión:

$$W_{se} = k \cdot a \left(\frac{b+1}{b} \right) \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Dónde:

W_{se} : Peso aproximado de la estructura en Kg/m^2

a : Luz de la armadura en m

b : Distancia entre pórticos en m

K : Factor de ampliación de cargas que depende del tipo de armadura

Tabla 1. Factores de K según el tipo de Armadura

TIPO DE ARMADURA	Luz de la armadura			
	≤ 10 m	≤ 15 m	≤ 20 m	>25 m
LIGERAS	0.90	0.70	0.65	0.6
PESADOS	1	0.80	0.75	0.70

Fuente: Norma DIN

“Las estructuras ligeras están conformadas con perfiles doblados en frío y las estructuras pesadas están conformadas con perfiles laminado en caliente” (Pinguil, 2017, p.32)

2.3.3. Cargas ambientales

Las cargas ambientales en su mayoría dependen del lugar geográfico, siendo la sierra ecuatoriana una zona donde se debe tener mayor consideración al momento del diseño de una estructura, puesto que los efectos naturales y atmosféricos son predominantes y diversos.

2.3.3.1. Cargas de granizo (S)

Según la NEC (2015) “se debe tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 msnm, las cargas de granizo S. La carga de granizo S se determinará por la siguiente formulación” (p.17).

$$S = \rho_s \cdot H_s \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

ρ_s : Peso específico

Hs: Altura de acumulación (m)

2.3.3.2. Carga por viento

Toda estructura se convierte en un obstáculo para el viento, que es esencialmente aire en movimiento, desviándolo de la dirección original. Al chocar con los edificios la energía cinética del movimiento del aire se transforma en energía potencial de presión; la acción dinámica del viento, la geografía, entre otros aspectos convierten a

la carga en el primer elemento para el diseño de cubiertas (McCormac & Csernak, 2012).

2.3.3.2.1. Velocidad básica del viento

Hace referencia a la velocidad de una ráfaga de viento determinada en corto tiempo, cuya medida es a 33 pies (10 m) (Vinnakota, 2006). En la NEC 2015 se establece que la velocidad no será menor a 21 m/s (75km/h)

2.3.3.2.2. Velocidad corregida del viento

En la NEC (2015) se establece que este tipo de velocidad se obtendrá “multiplicando la velocidad básica del viento por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de características topográficas o de las edificaciones del entorno” (p.14).

$$V_b = V \cdot \sigma \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Dónde:

V_b : Velocidad corregida.

V : Velocidad instantánea máxima en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno

σ : Coeficiente de corrección de la siguiente tabla

Tabla 2. Coeficiente de corrección σ

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	10.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente, (NEC-SE-CG “Cargas No Sísmicas”, 2015, p.15)

2.3.3.2.3. Presión del viento

Con relación a esta acción deberá considerarse la presión sobre los elementos de fachada, en este caso para cubierta dos aguas: la presión actuará sobre barlovento y en sotavento la succión. (Vinnakota, 2006)

Para calcular la presión del viento, la NEC 2015 propone la siguiente expresión.

$$P = \frac{1}{2} \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Dónde:

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

p: Densidad del aire expresado en Kg/m³ (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³)

c_e: Coeficiente de entorno

c_f: Coeficiente de forma

Tabla 3. Coeficiente de forma

Construcción	Barlovento	Sotavento
Cubiertas cilíndricas con un ángulo menor 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15°	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Fuente, (NEC-SE-CG “Cargas no Sísmicas”, 2015, p.16)

Tabla 4. Coeficientes de Entorno

ENTORNO DE LA ESTRUCTURA	Altura sobre el nivel del suelo(m)					
	3	5	10	20	30	50
Centro de grandes ciudades	1.63	1.63	1.63	1.63	1.68	2.15
Zonas Urbanas	1.63	1.63	1.63	1.96	2.32	2.82
Zonas Rurales	1.63	1.63	1.89	2.42	2.75	3.20
Terreno Abierto sin obstrucciones	1.64	1.93	2.35	2.81	3.09	3.47

Fuente, (Dávila, 2018)

2.3.3.3. Cargas sísmicas

Fratelli, (2003) establece que las fuerzas de sismo que actúan sobre las estructuras son fuerzas inerciales de masa, que producen efectos traslacionales y torsionales, a su vez las estructuras responden ante estas fuerzas dependiendo de su masa, altura y rigidez.

En un diseño sismo resistente se realiza un análisis a la respuesta de la estructura ante un posible movimiento del terreno, con el objetivo de reducir el riesgo sísmico a niveles moderados garantizando la seguridad del ocupante. Según Fratelli (2003) la finalidad de un diseño sismo resistente es la prevención de daños tanto en elementos estructurales como en elementos no estructurales, ya sean sismos pequeños y frecuentes; prevención de daños estructurales graves y el control de daños no estructurales, ante sismos moderados y poco frecuentes; evitar el colapso de la estructura ante sismos severos que ocurren rara vez.

2.3.4. Combinación de cargas

“Las estructuras, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:” (NEC 2015 p,19).

Combinación 1

$$1.4 D$$

Combinación 2

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$$

Combinación 3*

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

Combinación 4*

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$$

Combinación 5*

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

Combinación 6

$$0.9 D + 1.0 W$$

Combinación 7

$$0.9 D + 1.0 E$$

Ilustración 13. Combinación de Cargas según la NEC

Fuente: (NEC-SE-CG “Cargas no Sísmicas”, 2015, p.19)

Aplicamos las combinaciones indicadas en la especificación AISI 1996 en su sección A6.1.2. Factores de cargas y combinaciones de cargas (p,33)

1. $1.4 D + L$ (Ec. 2.18)
2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$ (Ec. 2.19)
3. $1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r) + (0.5 L \text{ ó } 0.8 W)$ (Ec. 2.20)
4. $1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$ (Ec. 2.21)
5. $1.2 D + 1.5 E + 0.5 L + 0.2 S$ (Ec. 2.22)
6. $0.9D - (1.3 W \text{ ó } 1.5 E)$ (Ec. 2.23)

2.4. Análisis estructural

Para la determinación de los esfuerzos en las barras de una cercha se han desarrollado varios métodos de cálculo, los mismos que producen resultados semejantes en el presente estudio se detallan algunos de ellos:

2.4.1. Método de los nodos

Hibbeler (2012) y Beer et al (2007) afirman que el análisis de una armadura mediante el método de los nodos se basa en obtener las fuerzas en los miembros que conforman la armadura, y si estos se encuentran a tensión o compresión, como la armadura está en equilibrio sus nodos también por lo que este método se basa en satisfacer las condiciones de equilibrio es decir $\Sigma F_x = 0$ y $\Sigma F_y = 0$.

2.4.2. Método de las secciones

Este método es utilizado para obtener de manera más directa las fuerzas en determinados miembros de una armadura, se basa en pasar una sección imaginaria a través de esta, en este método se aplican tres ecuaciones o condiciones de equilibrio $\Sigma F_x = 0$, $\Sigma F_y = 0$ y $\Sigma M_0 = 0$.

2.4.3. Método del trabajo virtual.

Este método se usa para determinar el desplazamiento de una junta para diferentes situaciones en las que puede estar sometida una armadura como una carga externa, el cambio de temperatura o por errores de fabricación.

2.4.4. Método matricial de la rigidez

Se establece la matriz de rigidez para un miembro de la armadura con coordenadas x, y, estos representan la relación carga-desplazamiento de este, el miembro solo se desplaza sobre su propio eje por lo que se puede producir dos desplazamientos independientes, los cuales pueden ser negativo o positivo según las condiciones de sus extremos.

2.4.5. Método matricial de las fuerzas

Este método es de suma importancia para este trabajo de titulación ya que es el que se utiliza para varios softwares, entre ellos el SAP 2000 en el cual vamos a proceder a diseñar las estructuras.

Una vez constituidas todas las matrices de rigidez de los miembros en coordenadas globales, es importante unir las en el orden correcto para determinar la matriz K de la armadura, esta unión depende de la identificación de los miembros de cada elemento, y esto se realiza mediante la designación de filas y columnas utilizando los números de código N_x , N_y , F_x y F_y con el fin de identificar los dos grados de

libertad globales que pueden suceder en los extremos de cada miembro. (Hibbeler, 2012)

2.5. Diseño estructural (METODOLOGÍA)

2.5.1. Especificación

Según la RAE (2018) una especificación es una “Información proporcionada por el fabricante de un producto, la cual describe sus componentes, características y funcionamiento.”

Es importante mencionar que las especificaciones técnicas también son documentos donde se definen procedimientos y exigencias que se emplean y que tienen que ser aplicados al momento de realizar una construcción de obra ya que definen la calidad y los acabados de los trabajos. En el país un ejemplo de especificación es el AISI.

2.5.2. Norma

La RAE (2018) define a la Norma como la “regla que se debe seguir o a que se deben ajustar las conductas, tareas, actividades, etc.” La NEC 2015 es un ejemplo de norma en el Ecuador.

2.5.3. Método

La RAE (2018) afirma que el método es un “procedimiento que se sigue en las ciencias para hallar la verdad y enseñarla.” También se entiende como la forma habitual de una persona de realizar algo basándose en la experiencia, preferencia y costumbres personales.

2.5.4. Especificación AISI 1996

Para el presente estudio se usará la especificación AISI 1996 para miembros estructurales de acero conformado en frío, debido a que en la NEC 2015 no se dispone del capítulo para miembros conformados en frío. A continuación, se detallarán los literales más importantes de la AISI.

2.5.4.1. Características del método ASD

(Allowable Stress Design), “Diseño por Esfuerzos Permisibles”, según el AISI sección A5.1.1 para satisfacer los requerimientos de esta Especificación cuando la

resistencia de cálculo admisible de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida, determinada en base a las cargas nominales, para toda combinación de carga aplicada sin factores de seguridad.

2.5.4.2. Características del método LRFD

(Load and Resistance Factor Design), “Diseño por Factores de Carga y Resistencia” es un método en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando por factores de seguridad mayores o menores a la unidad respectivamente.

2.5.4.3. Miembros traccionados.

Según la AISI sección C2 se establece que los miembros cargados que tienen tracción axial, la resistencia nominal a la tracción T_n , se debe determinar con la siguiente fórmula.

$$\begin{aligned} T_n &= A_n F_y && \text{(Ec. 2.24)} \\ \Omega_t &= 1,67 \text{ (ASD)} \\ \Phi_t &= 0,95 \text{ (LRFD)} \end{aligned}$$

Donde

T_n : Resistencia nominal.

A_n : Superficie neta.

F_y : Tensión de fluencia de cálculo.

2.5.4.4. Miembros comprimidos con carga concéntrica.

De acuerdo a la AISI sección C4 se aplica a los miembros donde la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada a la tensión, F_n .

(a) “Para la resistencia axial nominal, P_n , se debe considerar la siguiente fórmula,” AISI

$$\begin{aligned} P_n &= A_e F_n && \text{(Ec. 2.25)} \\ \Omega_t &= 1,80 \text{ (ASD)} \\ \Phi_t &= 0,85 \text{ (LRFD)} \end{aligned}$$

Dónde

A_e : Superficie.

F_n : Se determina de la siguiente manera:

$$\text{Para } \lambda \leq 1,5 \quad F_n = (0,658\lambda^2) = F_y \quad (\text{Ec. 2.26})$$

$$\text{Para } \lambda > 1,5 \quad F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda^2}\right) = F_y \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Donde

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} \quad (\text{Ec. 2.28})$$

F_c : La menor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y torsional flexional.

(b) “Las secciones cargadas de forma concéntrica se deben diseñar para un momento flector adicional según lo especificado en las definiciones de M_x , M_y (ASD) o M_{ux} , M_{uy} (LRFD)” (AISI, 1996, p.65)

(c) “La relación de esbeltez, KL/r , de todos los miembros comprimidos no debe ser mayor que 200, excepto que, exclusivamente durante la construcción, KL/r preferentemente no debe ser mayor que 300” (AISI, 1996, p.65)

2.5.4.5. Secciones no sometidas a pandeo torsional ni a pandeo torsional flexional

“Las secciones con simetría doble, secciones cerradas y cualquier otra sección que no estén sujetas a pandeo torsional ni a pandeo torsional flexional, la tensión de pandeo flexional elástico F_e se determina de la siguiente manera” (AISI, 1996, p.65).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad longitudinal.

K: Factor de longitud efectiva

L: Longitud.

r: Radio de giro.

2.5.4.6. Secciones con simetría doble o simetría simple sometidas a pandeo torsional o a pandeo flexional torsional.

En el AISI sección C4.2, se establece que F_e , en el caso de las secciones con simetría simple sometidas a pandeo torsional flexional, se debe tomar como menor valor entre F_e y se calcula de la siguiente manera.

$$F_e = \frac{1}{2\beta}[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t}] \quad (\text{Ec. 2.30})$$

Existe una ecuación alterna para la estimación conservadora de F_e :

$$F_e = \frac{\sigma_t\sigma_{ex}}{\sigma_t + \sigma_{ex}} \quad (\text{Ec. 2.31})$$

Donde σ_t y σ_{ex} son $\beta = 1 - (x_o/r_o)^2$

Se supone que el eje x en el primer caso, secciones con simetría simple, debe ser el eje de simetría y en el otro caso se debe tomar como el menor valor entre F_e y σ_o . (AISII, 1996)

2.5.5. Combinación de tracción axial y flexión.

Las resistencias requeridas T, M_x y M_y deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\Omega_b M_{mx}}{M_{nxt}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{nyt}} + \frac{\Omega_t T}{T_n} \leq 1,0 \quad (\text{Ec. 2.32})$$

$$\text{y } \frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} - \frac{\Omega_t T}{T_n} \leq 1,0 \quad (\text{Ec. 2.33})$$

Dónde:

T: Resistencia a la tracción axial requerida.

M_x, M_y : Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección.

T_n : Resistencia nominal a la tracción axial.

M_{nx}, M_{ny} : Resistencias nominales a la flexión respecto a los ejes baricéntricos.

$$M_{nxt}, M_{nyt} = S_{ft}F_y$$

S_{ft} : Módulo resistente de la sección total para la fibra traccionada extrema respecto al eje correspondiente.

$\Omega_b = 1,63$ para resistencia a la flexión o para vigas sin arriostramiento lateral.

$\Omega_t = 1,67$

2.5.6. Método LRFD

Como lo indica el AISI sección C5.1.2 las resistencias requeridas T_u , M_{ux} y M_{uy} , deben satisfacer las ecuaciones de interacción siguientes:

$$\frac{\Omega_b M_{ux}}{\Phi_b M_{nxt}} + \frac{\Omega_b M_{uy}}{\Phi_b M_{nyt}} + \frac{T_u}{\Phi_t T_n} \leq 1,0 \quad (\text{Ec. 2.34})$$

$$\frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} - \frac{T_u}{\Phi_t T_n} \leq 10 \quad (\text{Ec. 2.35})$$

Dónde:

T_u : Resistencia a la tracción axial requerida.

M_{ux} , M_{uy} : Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección.

T_n : Resistencias axial nominal.

M_{nx} , M_{ny} : Resistencias nominales a la flexión respecto a los ejes baricéntricos.

M_{nxt} , $M_{nyt} = S_{ft} F_y$

S_{ft} : Módulo resistente de la sección total para la fibra traccionada extrema respecto al eje correspondiente.

Φ_b : 0,90 ó 0,95 para resistencia a la flexión ó 0,90 para vigas sin arriostramiento lateral.

$\Phi_t = 0,95$.

2.6. Armaduras

En el diseño de estructuras para cubiertas, la principal solución es la armadura, ya que es más práctica y económica para la ingeniería, está constituida por elementos rectos conectados entre sí en los nodos mediante pernos, remachados o soldadura, solo

se conectan en sus extremos por lo que ningún elemento puede estar más allá de un nodo. Para formar una cubierta se necesita varias armaduras entrelazadas formando una armadura espacial. Los nodos son los que tienen que soportar las cargas y no los elementos, ya que en algunos casos los elementos son delgados para soportar las cargas aplicadas. Cuando una armadura debe soportar cargas distribuidas a lo largo de un elemento, se debe transmitir las cargas a los nodos.

A continuación, se muestran los tipos de armadura:

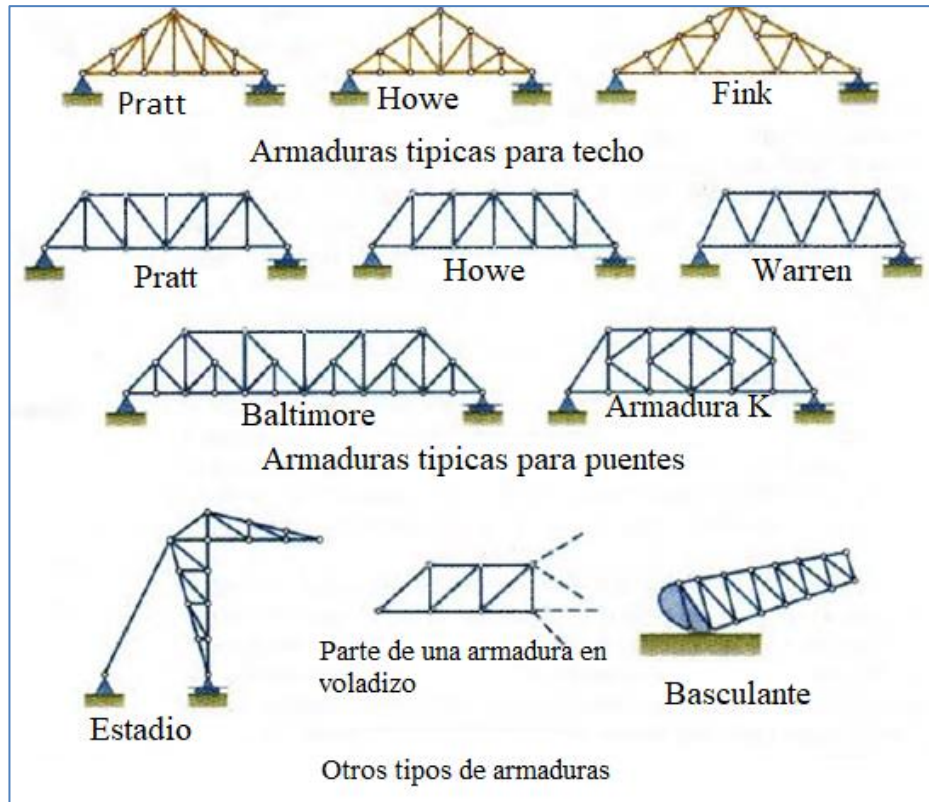


Ilustración 14. Tipos de Armadura

Fuente (Beer, et al; 2007)

CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. Propuestas de forma geométrica de la cubierta

A continuación, se presenta mediante gráficos las dos alternativas propuestas para la cubierta de la cancha de uso múltiple, para esto se han seleccionado dos cubiertas a dos aguas, las cuales se encuentran empotradas. La alternativa uno está conformado por una cercha o celosía y sus columnas son de acero dobladas al frío, mientras que la alternativa dos está formada por celosía y sus columnas HEB en acero al caliente.

3.1.1. Alternativa uno

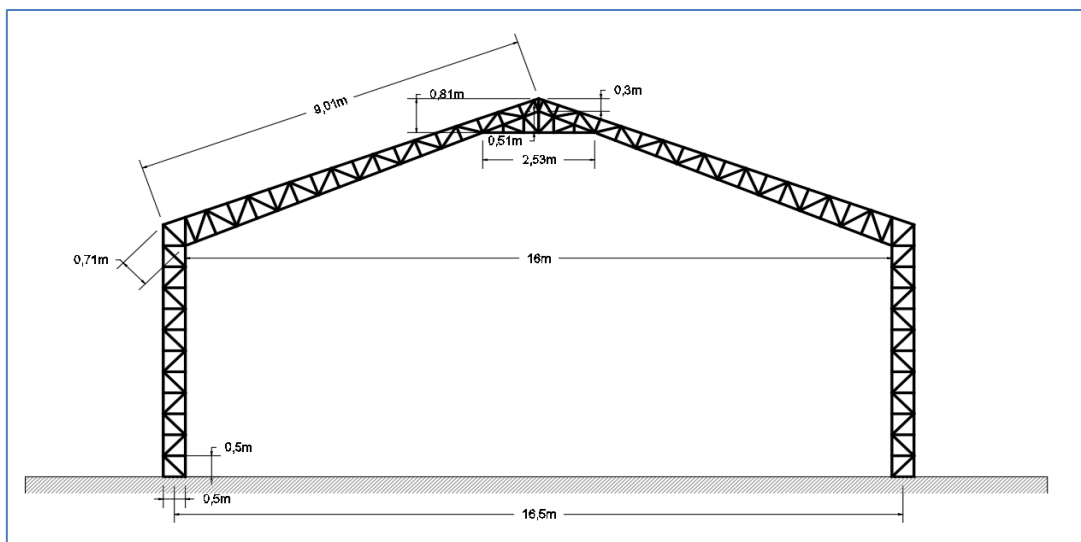


Ilustración 15. Geometría de la Cercha (Alternativa 1) - Vista Frontal

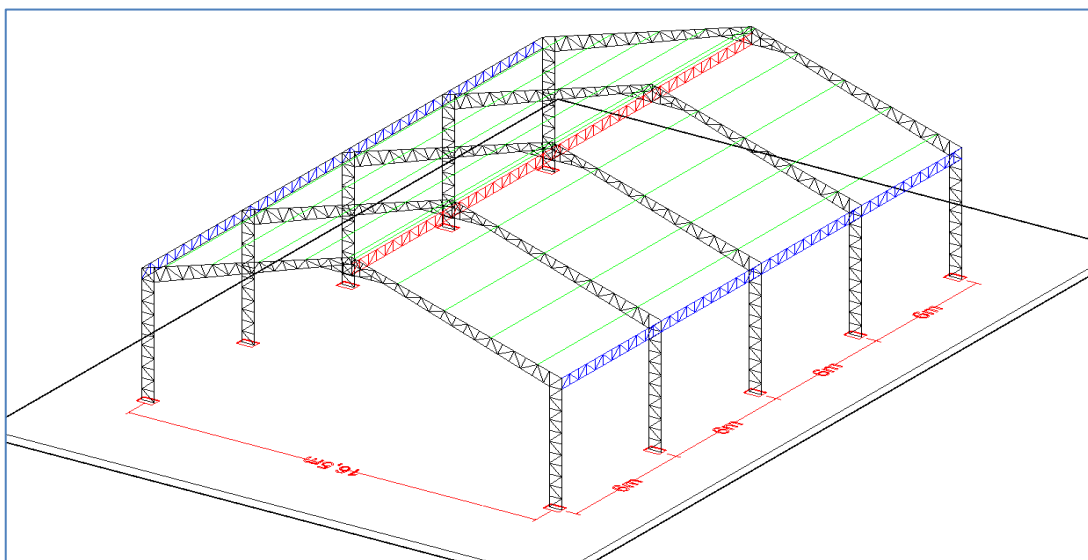


Ilustración 16. Geometría de la Cercha (Alternativa 1) – Perspectiva Columna en Celosía

3.1.2. Alternativa dos

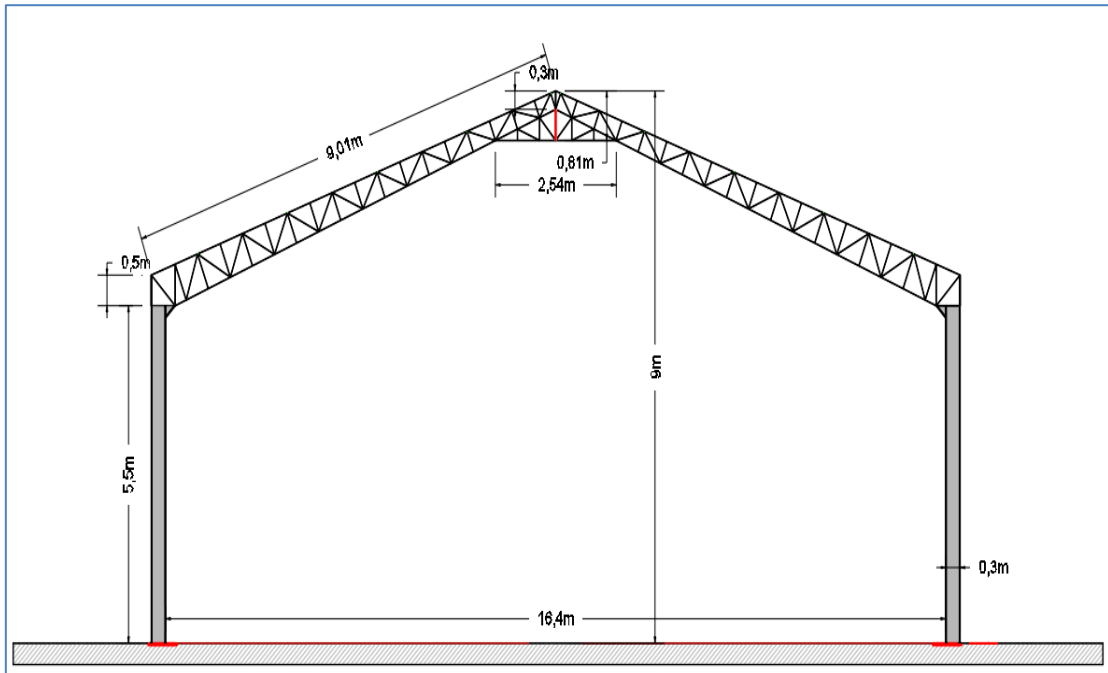


Ilustración 17. Geometría de la Cercha (Alternativa 2) – Vista Frontal

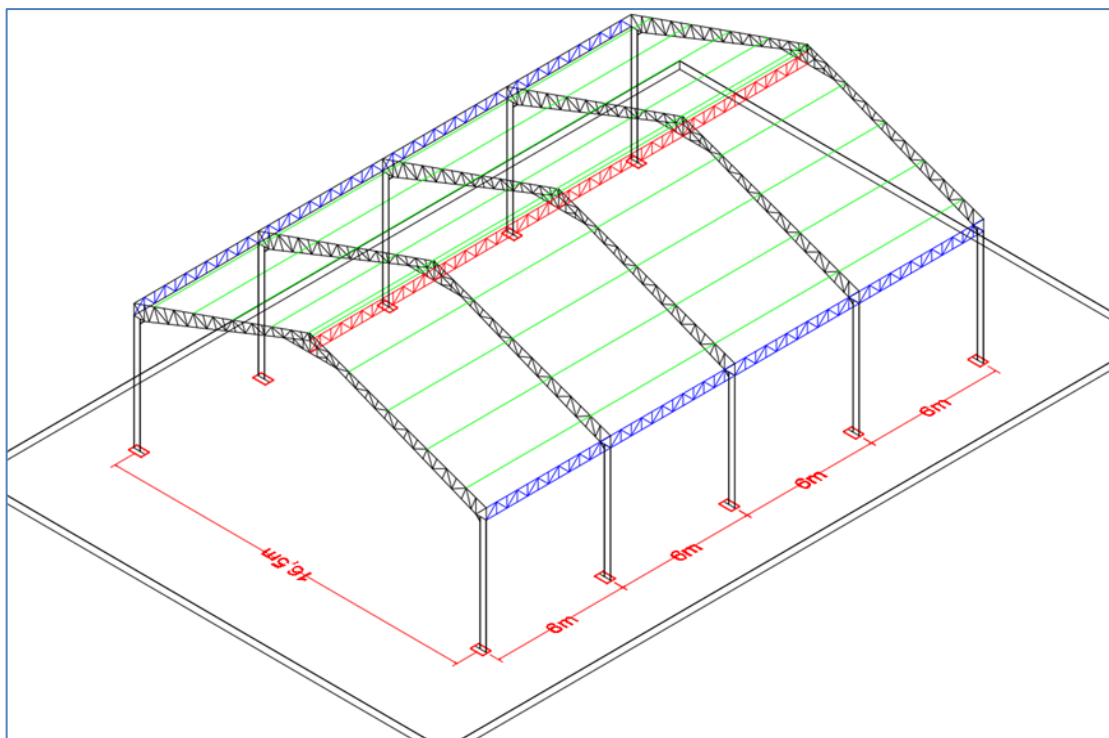


Ilustración 18. Geometría de la Cercha (Alternativa 2) – Perspectiva Columna Tipo HEB

3.2. Memoria de cálculo y diseño

3.2.1. Materiales

Como se mencionó anteriormente el acero a utilizarse será el A36 y como indica el literal 2.1.4 se considerará todas sus propiedades y características del acero ASTM A36.

3.2.2. Secciones de los miembros de la cercha

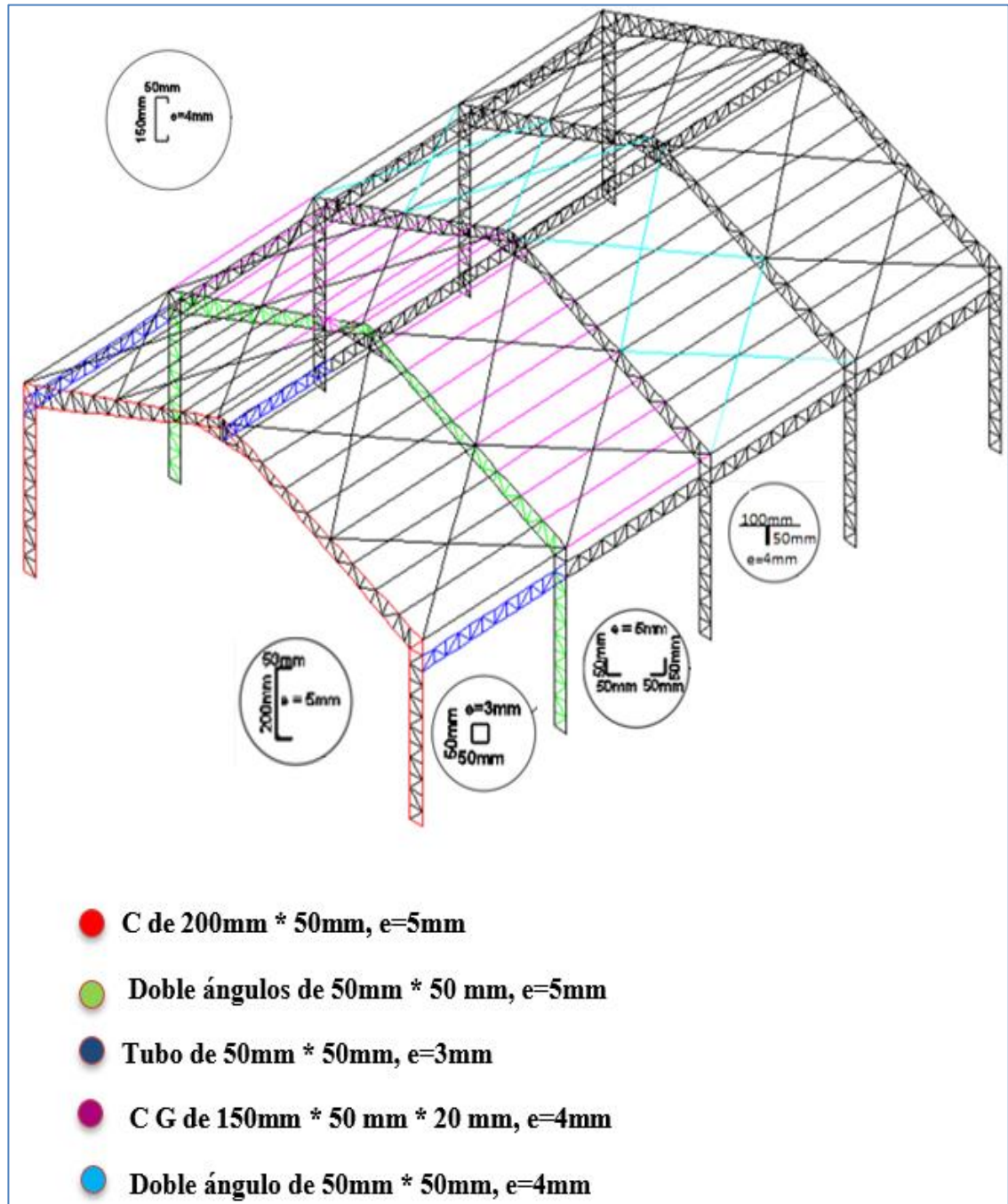


Ilustración 19. Secciones de los Miembros (Alternativa uno)

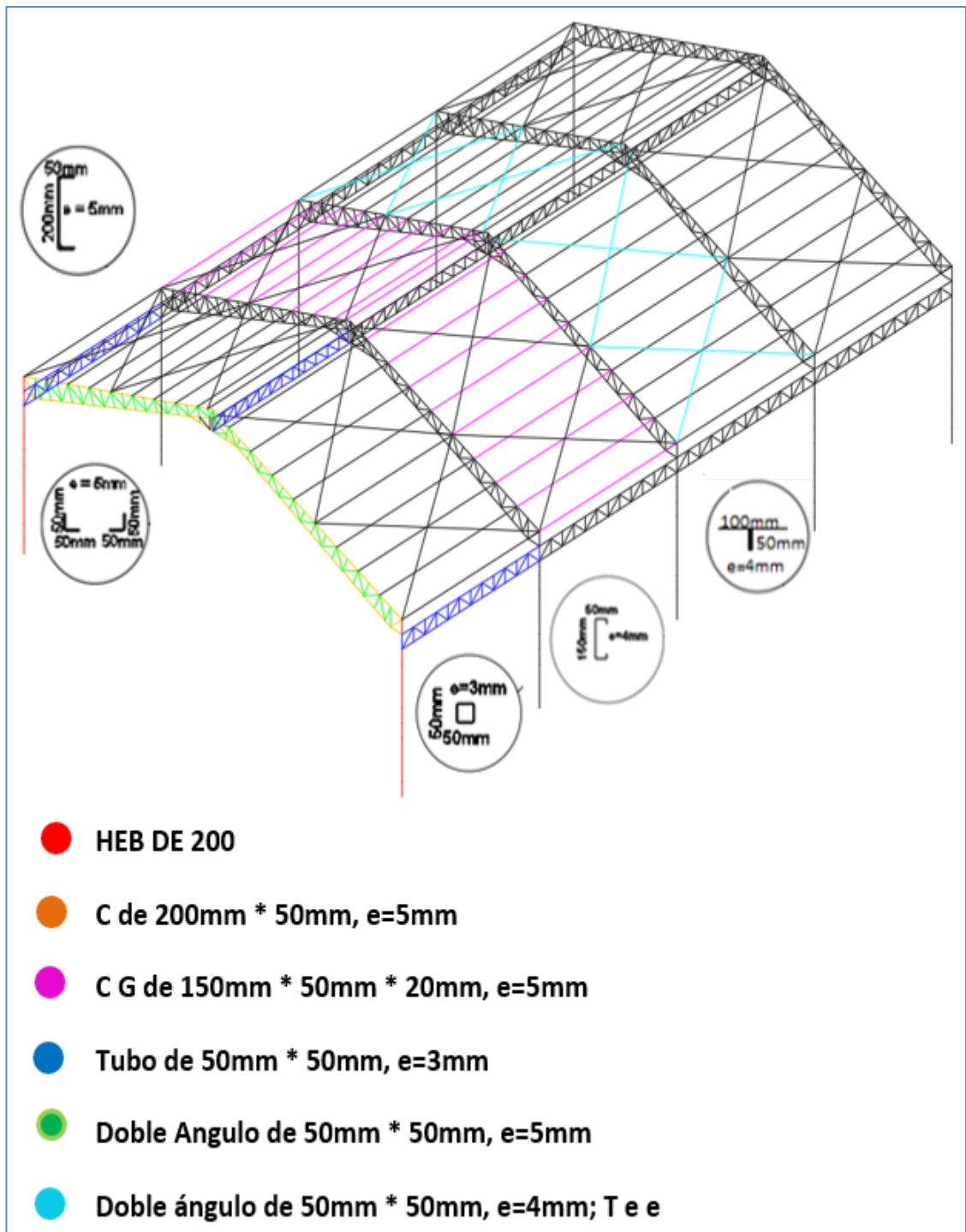


Ilustración 20. Secciones de los Miembros (Alternativa dos)

3.2.3. Modelos de las naves

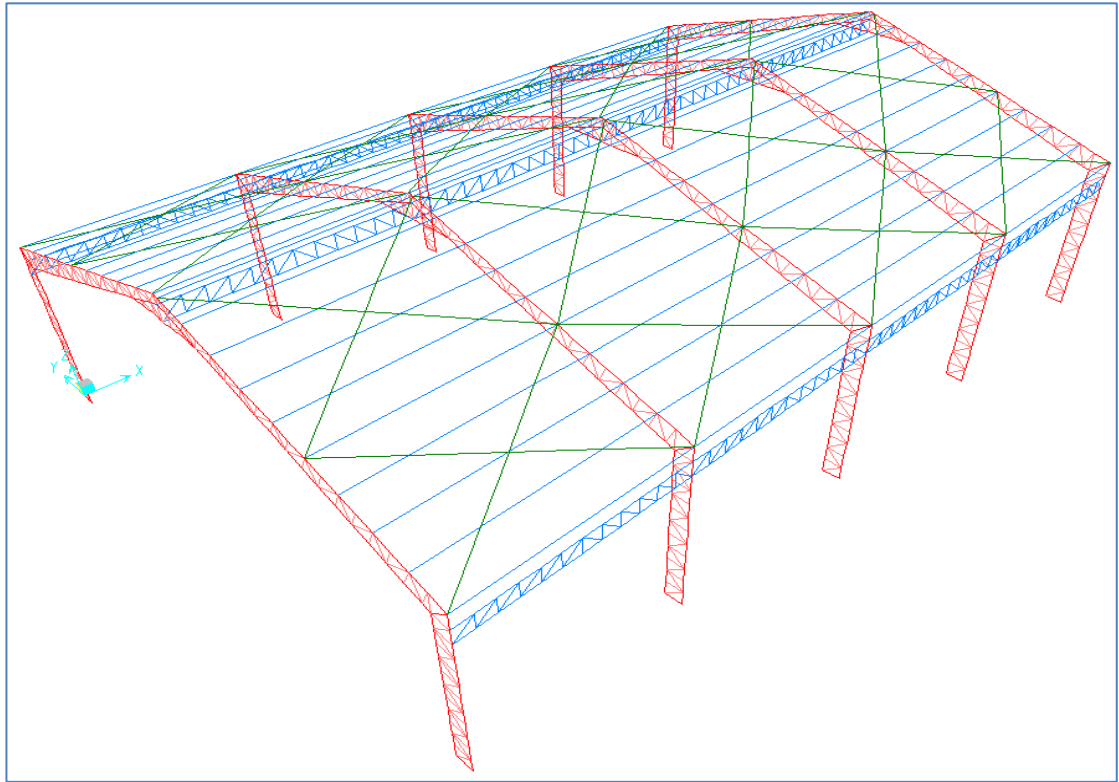


Ilustración 21. Modelo Alámbrico (Alternativa Uno)

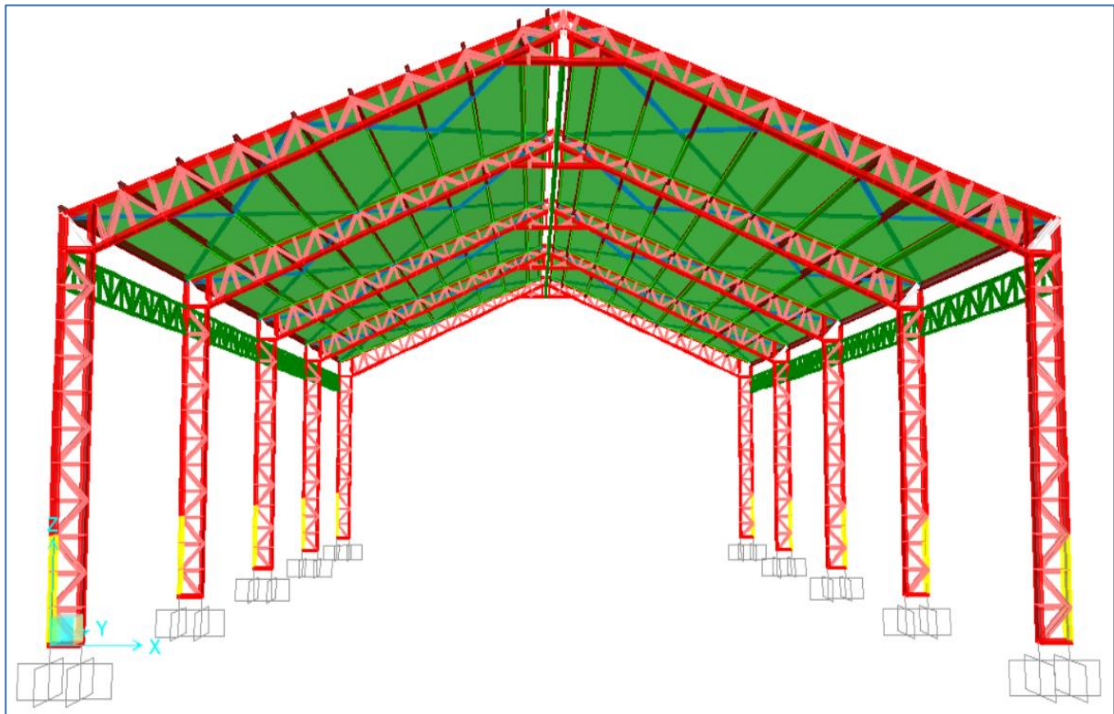


Ilustración 22. Modelo Volumétrico (Alternativa uno)

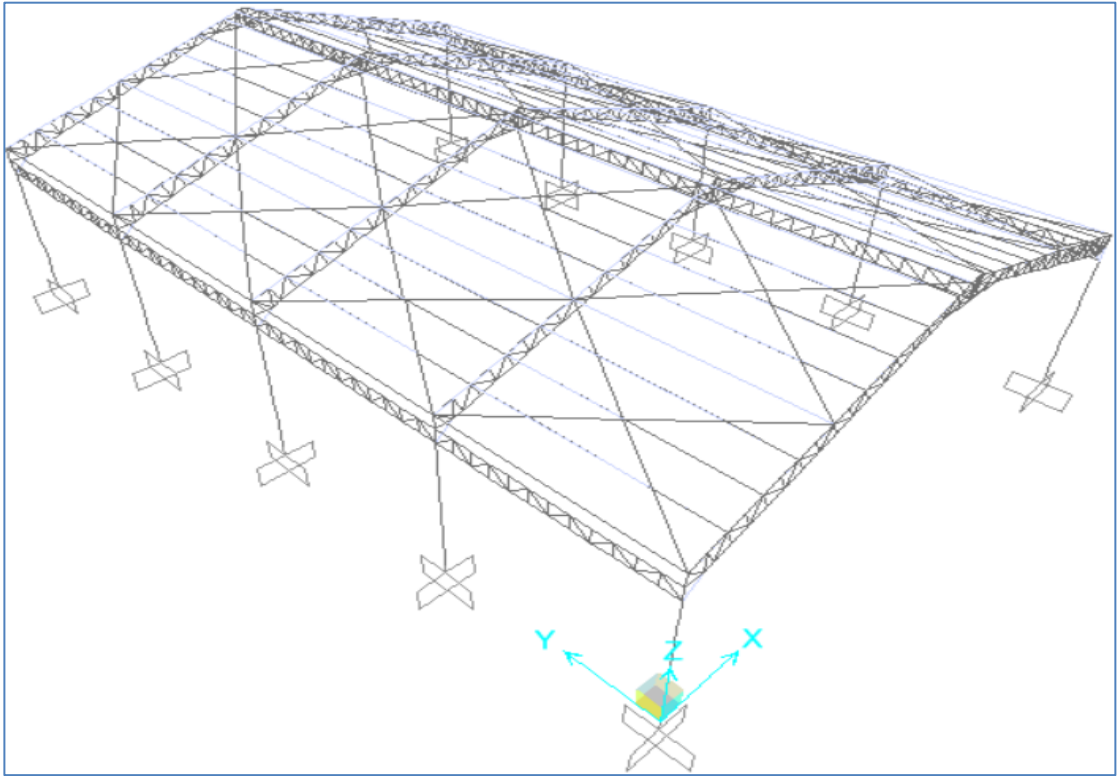


Ilustración 23. Modelo Alámbrico Alternativa Dos

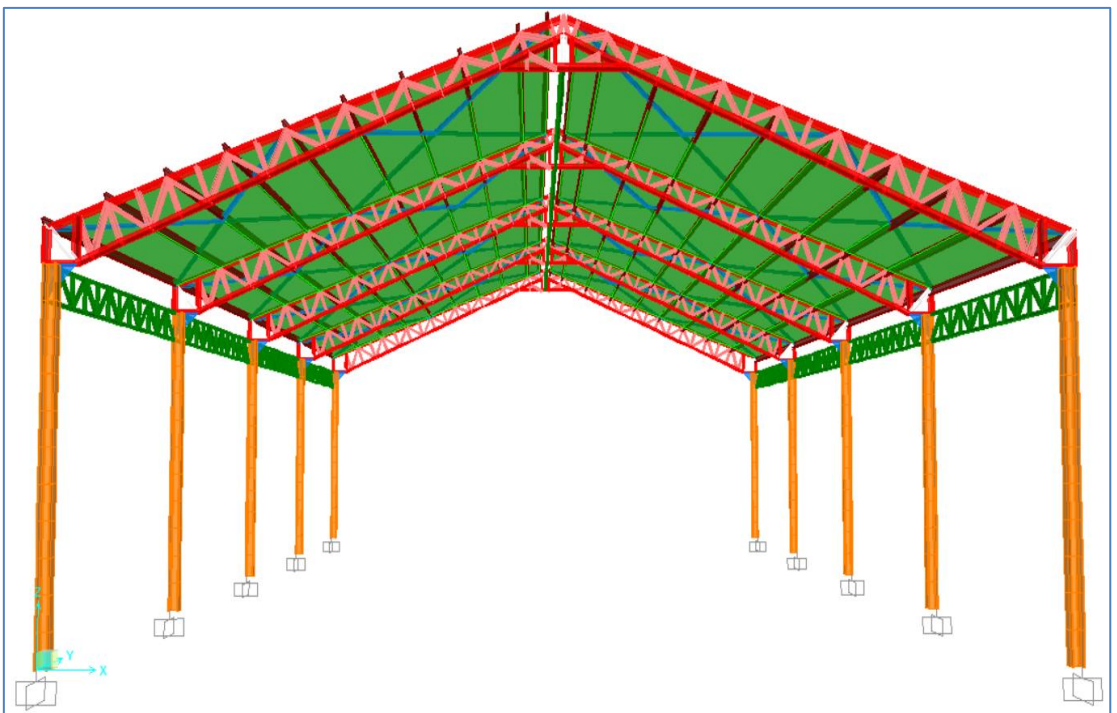


Ilustración 24. Modelo Volumétrico Alternativa Dos

3.2.4. Cargas

3.2.4.1. Cargas propias (D)

D: Carga permanente, compuesta por:

a) Peso propio del miembro;

D1: Peso de los perfiles que componen la estructura del galpón o nave, pre dimensionada.

Tabla 5. Características de los perfiles (Alternativa uno)

Denominación del Perfil	Dimensiones				Peso		Área
	h	B	c	e	Kg/m	Kg/6m	cm ²
	mm	Mm	mm	mm			
C: 200 * 50 * 5	200	50		5	11,1	66,6	14,20
Platabanda	200			10			
C G: 150 * 50 * 20 * 4	150	50	20	4	8,28	49,68	10,50
2 L :50 * 50 * 5	50	50		5	7,2	43,2	9,18
Tubo cuadrado: 50 * 50 * 3	50	50		3	4,62	27,72	5,64
2 L: 50 * 50 * 4 (T e e)	50	50		4	5,88	35,28	7,48

Fuente: Autor

Tabla 6. Características de los perfiles (Alternativa dos)

Denominación del Perfil	Dimensiones				Peso		Área
	h	B	c	e	Kg/m	Kg/6m	cm ²
	mm	Mm	mm	mm			
HEB 200	200	200			61,30		78,10
C: 200 * 50 * 5	200	50		5	11,1	66,6	14,20
C G: 150 * 50 * 20 * 4	150	50	20	4	8,28	49,68	10,50
2 L :50 * 50 * 5	50	50		5	7,2	43,2	9,18
Tubo cuadrado: 50 * 50 * 3	50	50		3	4,62	27,72	5,64
2 L: 50 * 50 * 4 (T e e)	50	50		4	5,88	35,28	7,48

Fuente: Autor

b) Peso de los materiales añadidos a la cubierta.

D2: Peso de la Plancha metálica que servirá de cubierta.

Para el presente análisis se considera una cubierta metálica prepintada del tipo AR2000, de producción nacional.

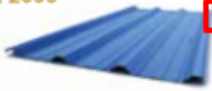
GEOMETRÍA	Espesor (mm)	Ancho útil (mm)	PESO (Kg/m ²)	Altura de onda (mm)	Mínima Pendiente (Grados)	Máxima separación entre apoyos* (m)	USOS
AR 2000® 	0.30	1040	2.70	37	4°	1.20	CUBIERTAS Y PAREDES
	0.35		3.15			1.60	
	0.40		3.60			1.80	
	0.45		4.05			2.10	
	0.50		4.50			2.40	
	0.60		5.40			2.60	

Ilustración 25. Cubierta AR 2000, e=35 mm

$$D2=3,15\text{Kg/m}^2$$

En el modelo se plantea una placa de las mismas características para que el software asuma el peso propio de la cubierta.

Mientras que el peso de los miembros de la estructura, el programa calcula de acuerdo al tipo de material y secciones ingresadas anteriormente.

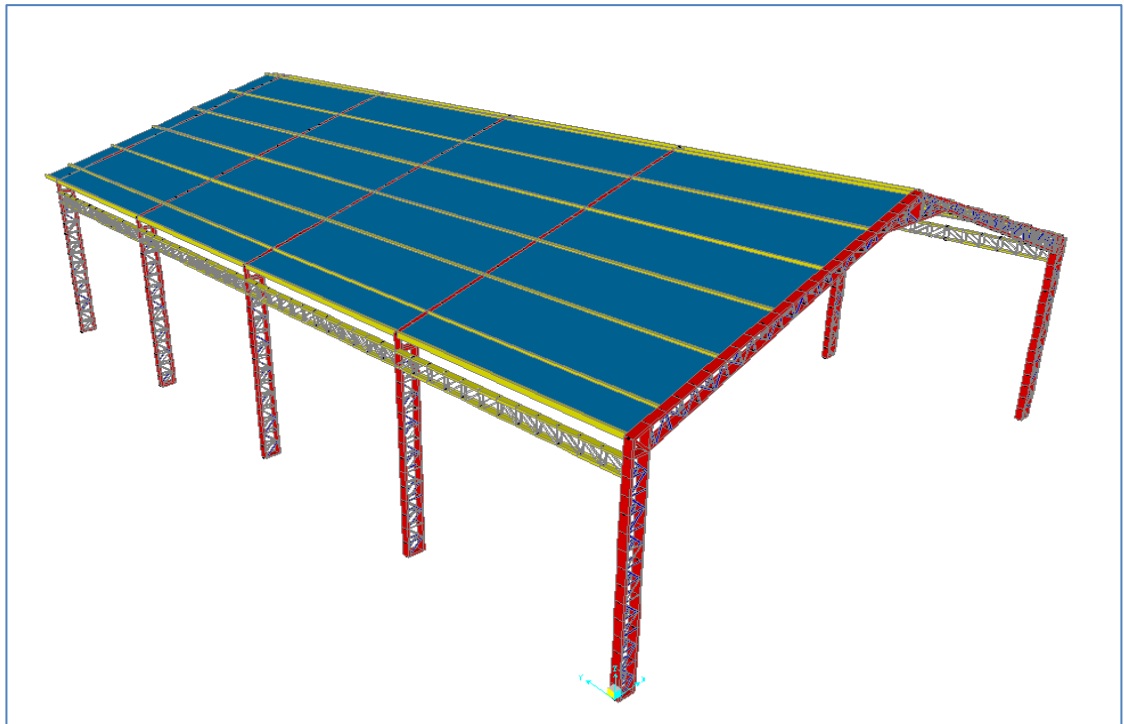


Ilustración 26. Cubierta Placa Tipo Shell e=0.35mm

3.2.4.2.Cargas vivas (L)

De acuerdo a la NEC 2015 se dispone la siguiente tabla de cargas de ocupación.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		

En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.

Ilustración 27. Carga viva para cubierta, según la NEC 2015

De igual forma en el software ingresamos el estado de carga viva, y colocamos el valor de 0.70 kN/m², sobre la placa (Shell) que creamos para el modelo.

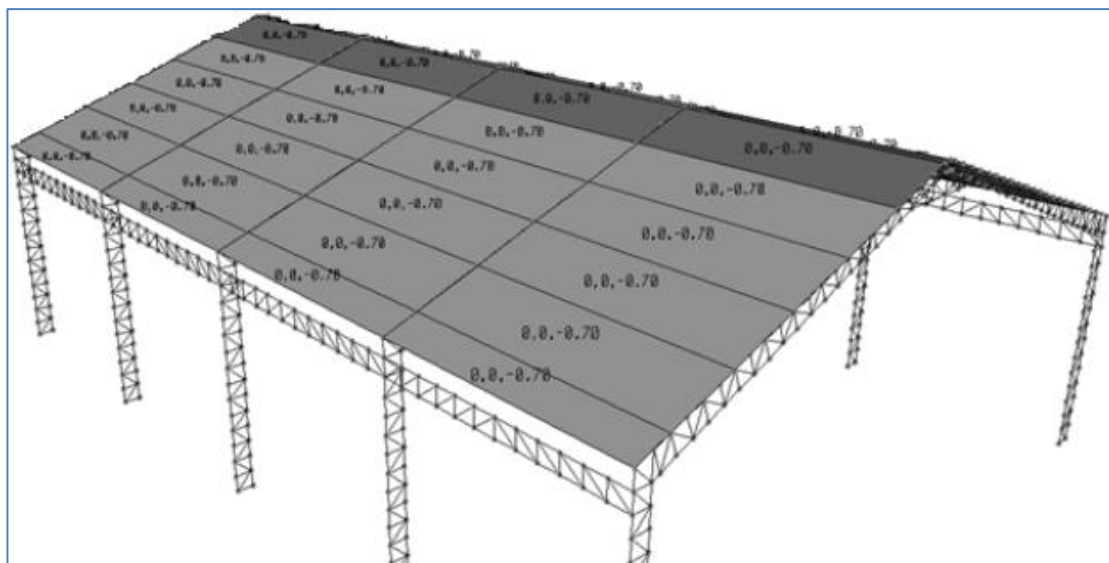


Ilustración 28. Cargas Vivas (L)

3.2.4.3.Cargas de viento (W)

Se establece que la presión del viento, según la NEC 2015 se calcula mediante según la ecuación (Ec. 2.17):

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

Para cubiertas de hasta 10 m de altura la velocidad de diseño será la adecuada con relación a la zona de ubicación, siendo esta no menor a 21m/s. (75 km/h)

La densidad del aire generalmente tiene el valor de 1.25 kg/m³.

De la **tabla 3. Coeficiente de forma** se obtiene que c_f para Barlovento es 0,3 y Sotavento -0,6.

De la **tabla 4. Coeficiente de entorno** el valor es 1.

Por lo tanto, tenemos que para Barlovento:

$$P = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (21)^2 \cdot 1 \cdot (0,30) = 82,68 \text{ N/m}^2$$

$$P = 0,083 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto, tenemos que para Sotavento:

$$P = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (21)^2 \cdot 1 \cdot (-0,60) = -165,37 \text{ N/m}^2$$

$$P = -0,16 \text{ kN/m}^2$$

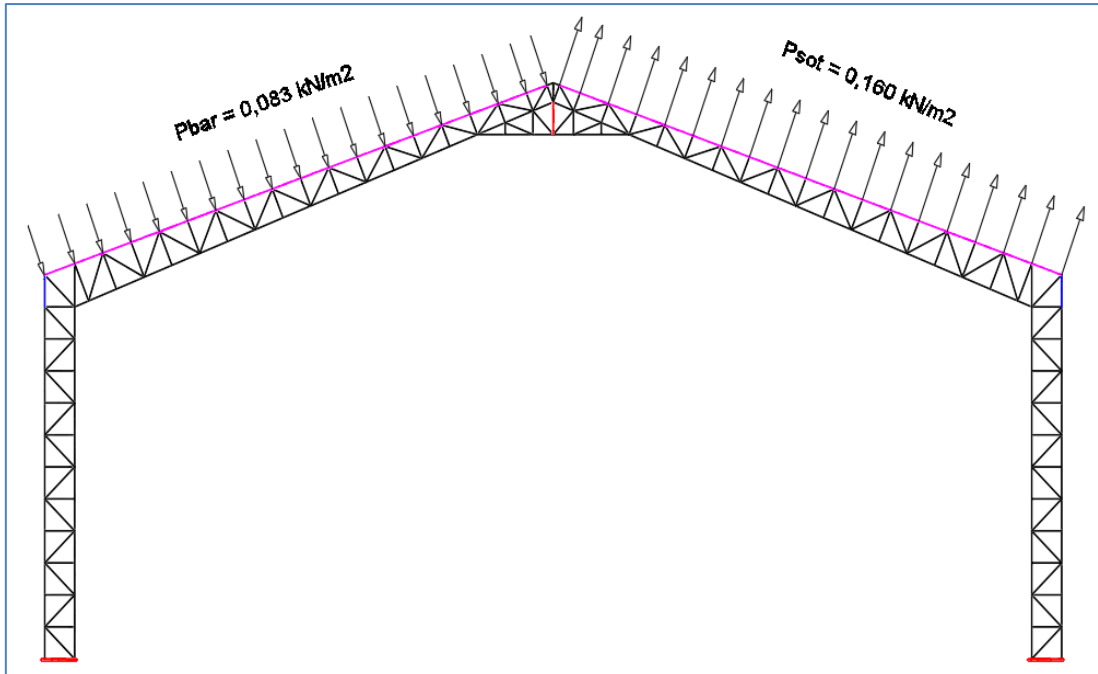


Ilustración 29. Cargas de Viento, Barlovento y Sotavento

3.2.4.4. Cargas de granizo (S)

Para cubiertas con pendientes menores del 15% se debe considerar una carga de granizo mínima de 0.50 kN/m^2 (NEC, 2015).

Lo cual representa 5cm de altura de granizo.

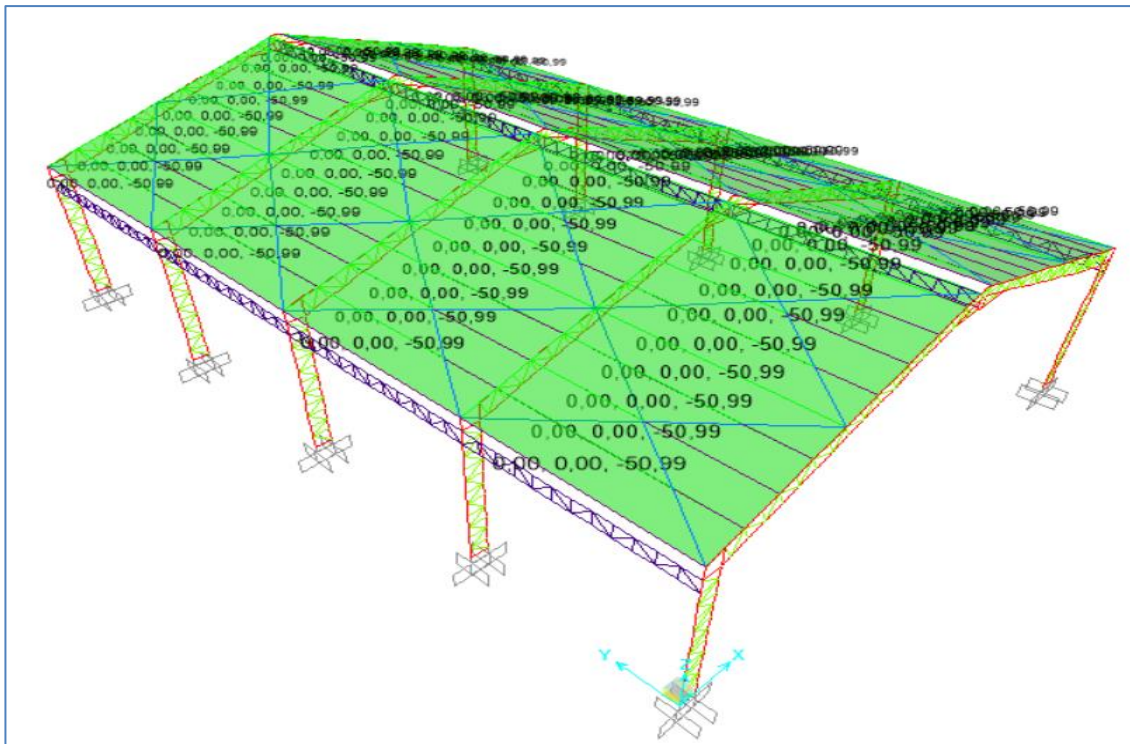


Ilustración 30. Carga de Granizo

3.2.4.5. Combinación de cargas

Debido a la falta de un código o especificación que haga referencia a estructuras con miembros estructurales de acero conformado en frío dentro de nuestro país, referente al Diseño por Factores de Resistencia y Carga (LRFD), se asumen las recomendadas en la especificación AISI 1996, en la sección A6.1.2.

De las cuales, para el presente estudio, y al tratarse de una cubierta tipo galpón, se aplican las siguientes ecuaciones 1. (Ec. 2.18), 2. (Ec. 2.19), 3. (Ec. 2.20), 4. (Ec. 2.20), 5. (Ec. 2.21).

1.- $1,4 D + L$

2.- $1,2 D + 1,6 L + 0,5 S$

3.- $1,2 D + 1,6 S + (0,5 L)$

4- $1,2 D + 1,6 S + (0,8 W)$

5.- $1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 S$

3.2.5. Resultados del análisis estructural (SAP 2000) (alternativa uno)

Este procedimiento de combinación de cargas se lo realiza de forma automática en el software SAP 2000. Para las cinco combinaciones planteadas, de las cuales se observa que la combinación número tres provoca los mayores esfuerzos principales que se detallaran en este punto. A continuación, se presentan los gráficos de esfuerzos referentes a dicha hipótesis.

3.2.5.1. Esfuerzos de tracción y compresión

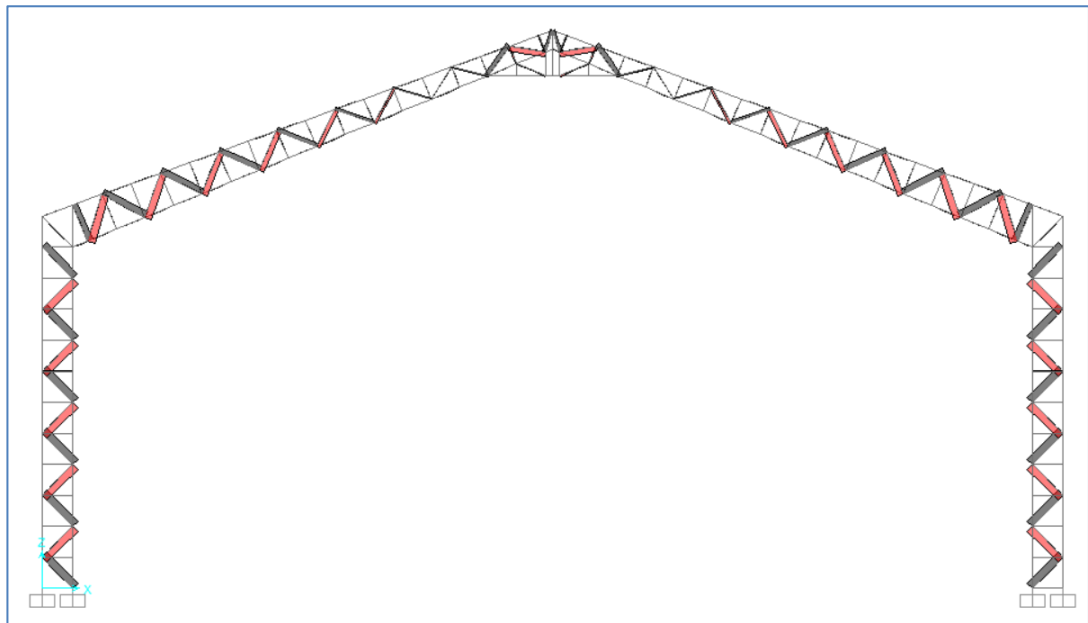


Ilustración 31. Esfuerzos Axiales en Diagonales y Montante

De la **Ilustración 31**, esfuerzos axiales en diagonales y montante, se determina que los máximos esfuerzos axiales se dan en las bases de las columnas. De esta forma se presentan los siguientes resultados: a compresión= 3703,08 Kgf y a tensión = -3750,17 Kgf. Mientras que en la unión columna-viga= -13367,73 Kgf y en la viga el máximo esfuerzo a compresión es de 3314,15 Kgf, y a tensión es de -3916,61 Kgf.

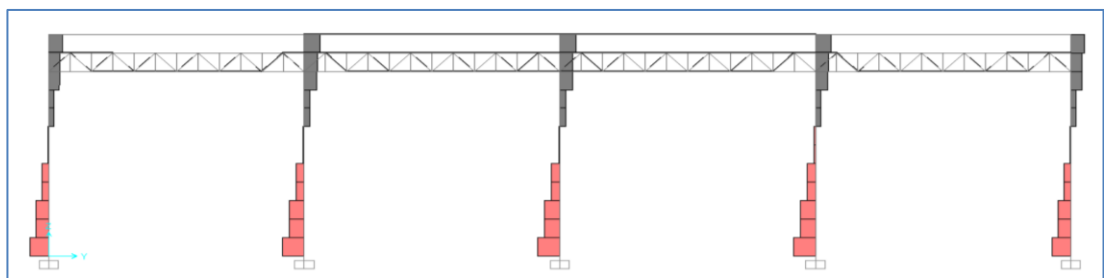


Ilustración 32. Esfuerzos Axiales en Cordón Exterior

La **Ilustración 32**, esfuerzos axiales en cordón exterior, determina que los mayores esfuerzos axiales se dan en los extremos de las columnas, es decir en la base y en la parte superior, obteniendo un resultado de -17528,59 Kgf tensión y de 12843,01

compresión. En la celosía lateral una tensión máxima de $-61,55 \text{ Kgf}$ y a compresión $97,94 \text{ Kgf}$.

3.2.5.2.Esfuerzos de corte

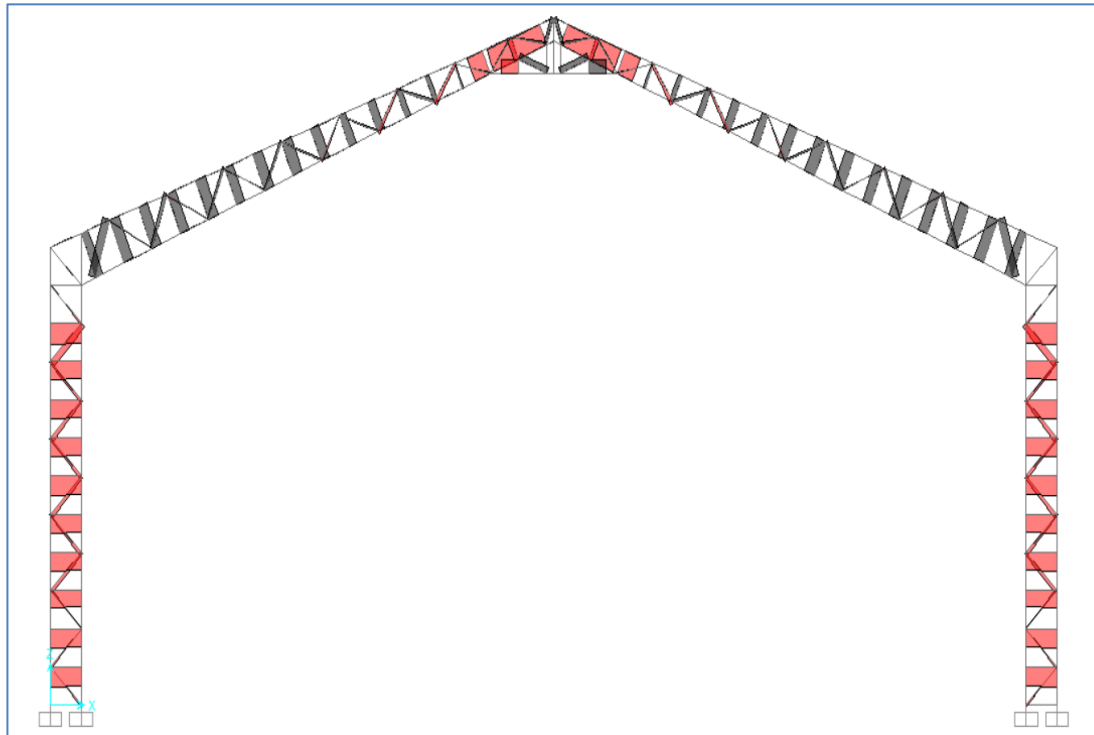


Ilustración 33.Esfuerzos cortantes en Diagonal y Montantes

Como lo indica la **Ilustración 33**, esfuerzos cortantes en diagonal y montantes, se ha obtenido como resultado el cortante máximo de $-60,38 \text{ kgf}$.

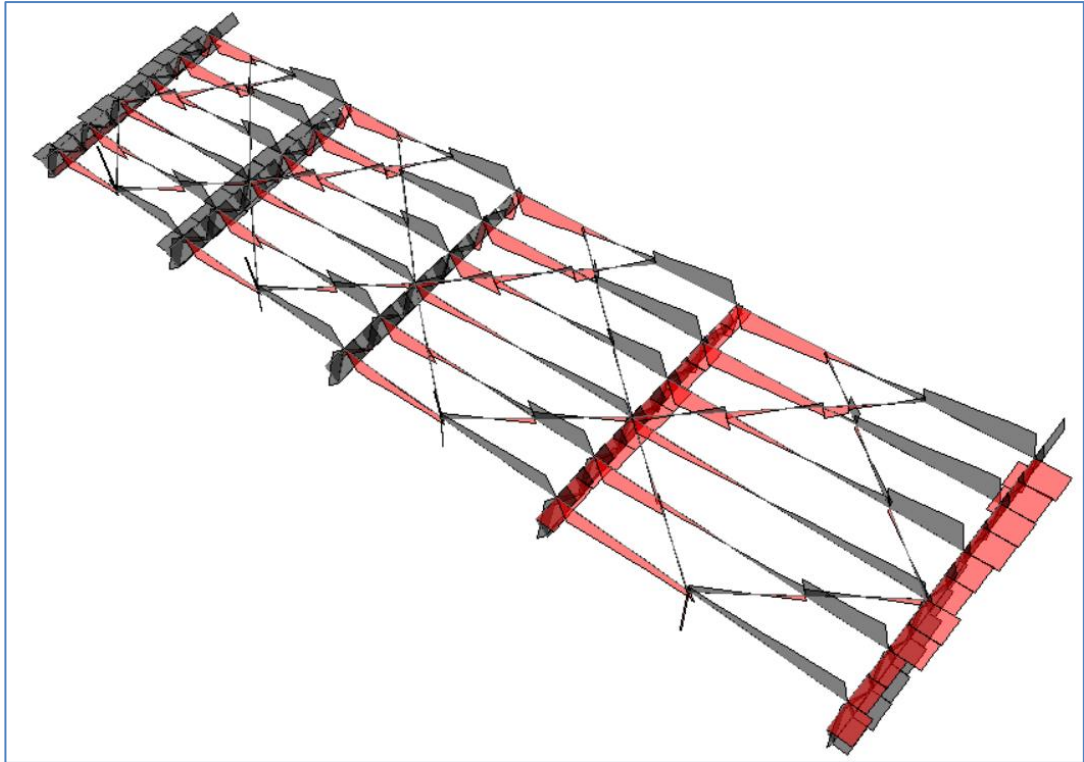


Ilustración 34. Esfuerzos Cortantes en Correas

Como lo indica la **Ilustración 34**, esfuerzos cortantes en correas, se ha obtenido como resultado el cortante máximo de 39,09kgf.

3.2.5.3.Esfuerzos de flexión

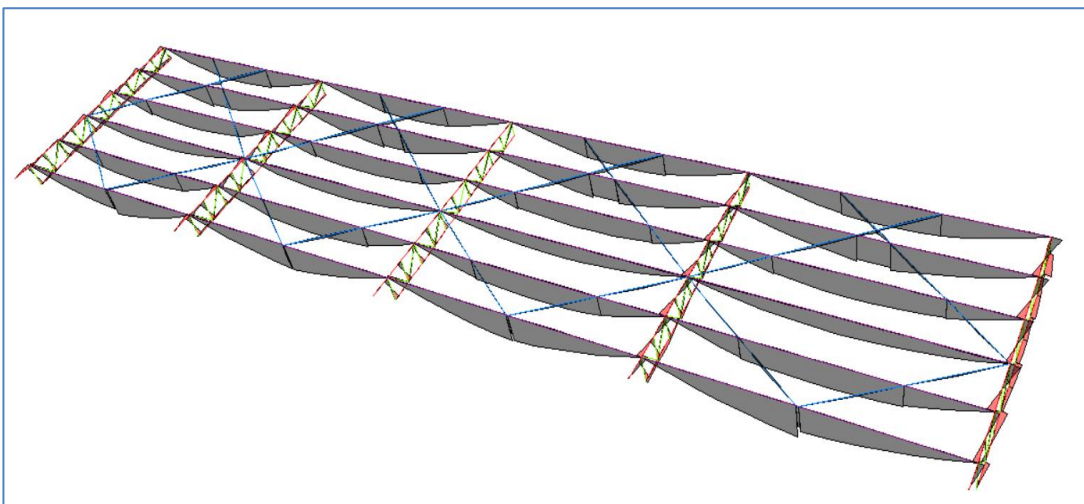


Ilustración 35.Momentos Flectores en Correas

Las correas son elementos que presentan un caso especial de esfuerzos a diferencia de los elementos que conforman las cerchas ya que el esfuerzo que predomina en las correas se lo denomina momento flector. Los momentos flectores en correas de la **Ilustración 35** indican que pueden llegar a 38,79 kgf/m como resultado final.

3.2.5.4. Deflexiones y desplazamientos

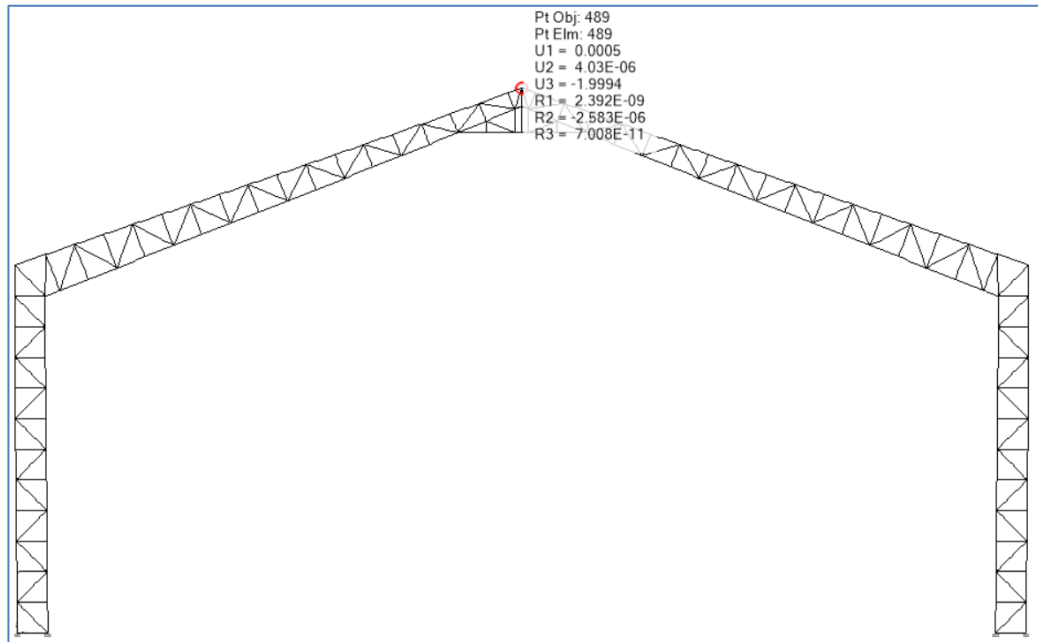


Ilustración 36. Deflexiones (Alternativa uno)

La deflexión máxima que alcanzara la cubierta metálica es de: $\Delta Z = -1.99$ cm

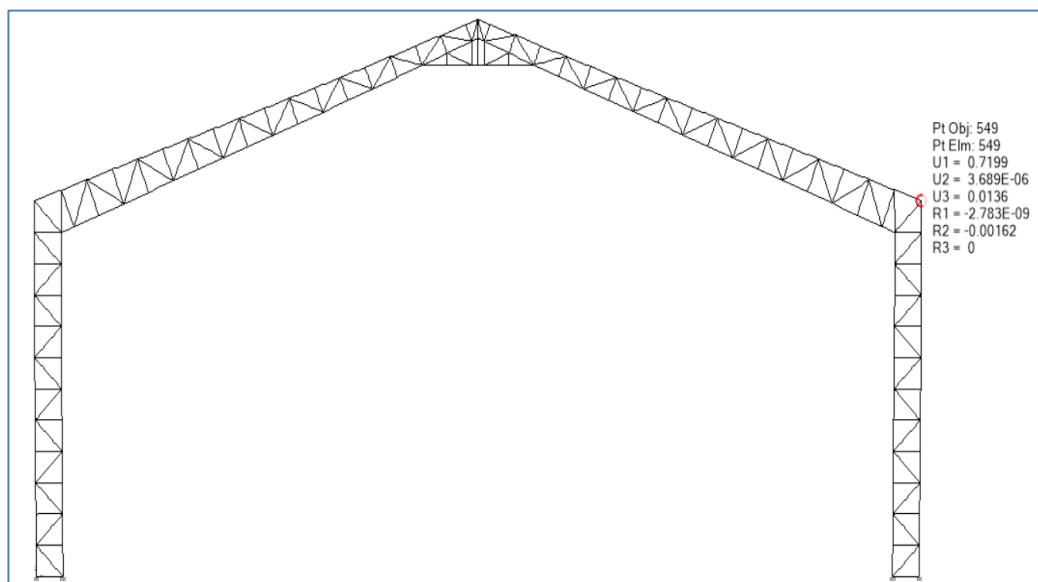


Ilustración 37. Desplazamientos (Alternativa Uno)

Se considera importante destacar que la cubierta tendrá un máximo desplazamiento de $\Delta x = 0.72$ cm. Cabe resaltar que para los desplazamientos la combinación de cargas #4 es la que origina un mayor desplazamiento, debido a que la carga de viento es un término en esta combinación.

3.2.5.5. Diseño de elementos de la nave (ESPECIFICACIÓN AISI)

Los isovalores son las representaciones mediante colores de las cargas que soporta sobre la capacidad máxima del material de la estructura, a continuación, se detallaran los valores establecidos en el diseño. Los softwares utilizan isovalores

TABLA DE ISOVALORES	
Color	% Trabaja
Plomo	=0
Morado	$0 \leq X \leq 50$
Turquesa	$50 \leq X \leq 70$
Azul	$70 \leq X \leq 90$
Tomate	$90 \leq X \leq 100$
Rojo	≥ 100

Tabla 7. Isovalores del Diseño

Fuente: Autor

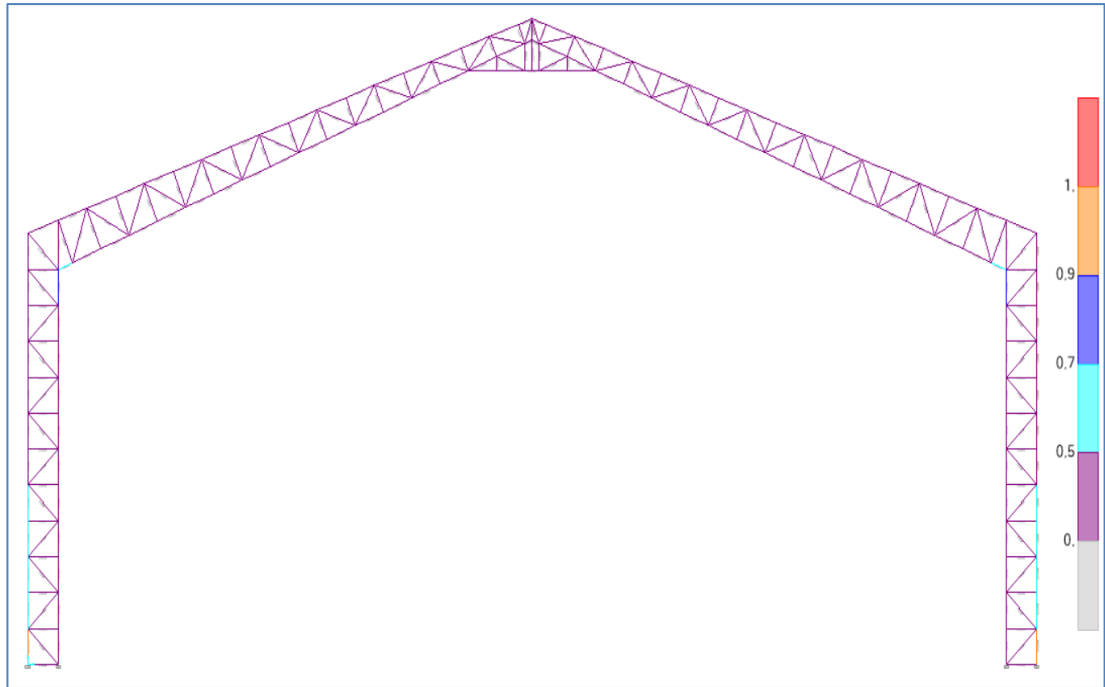


Ilustración 38. Gráfico de Isovalores/ Diseño Final Vista Frontal

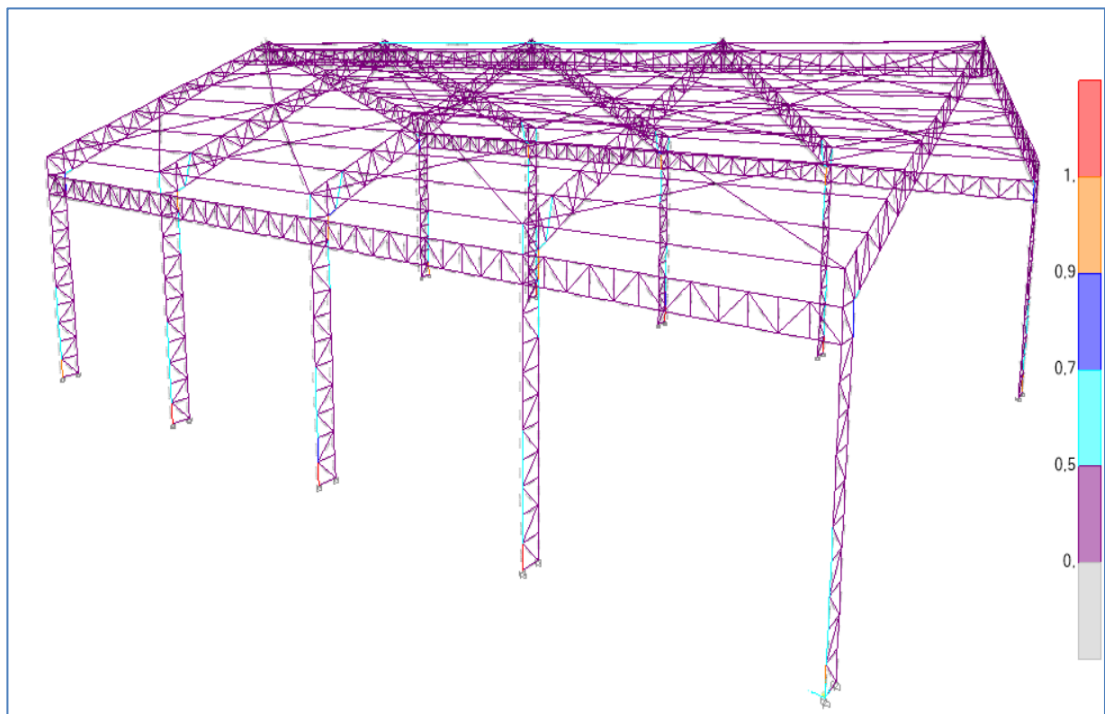


Ilustración 39. Gráfico de Isovalores/ Perspectiva Columna en Celosía

3.2.6. Resultados del análisis estructural (SAP 2000) (ALTERNATIVA DOS)

Este procedimiento de combinación de cargas se lo realiza de forma automática en el software SAP 2000. Igual que en la alternativa uno.

3.2.6.1. Esfuerzos de tracción y compresión

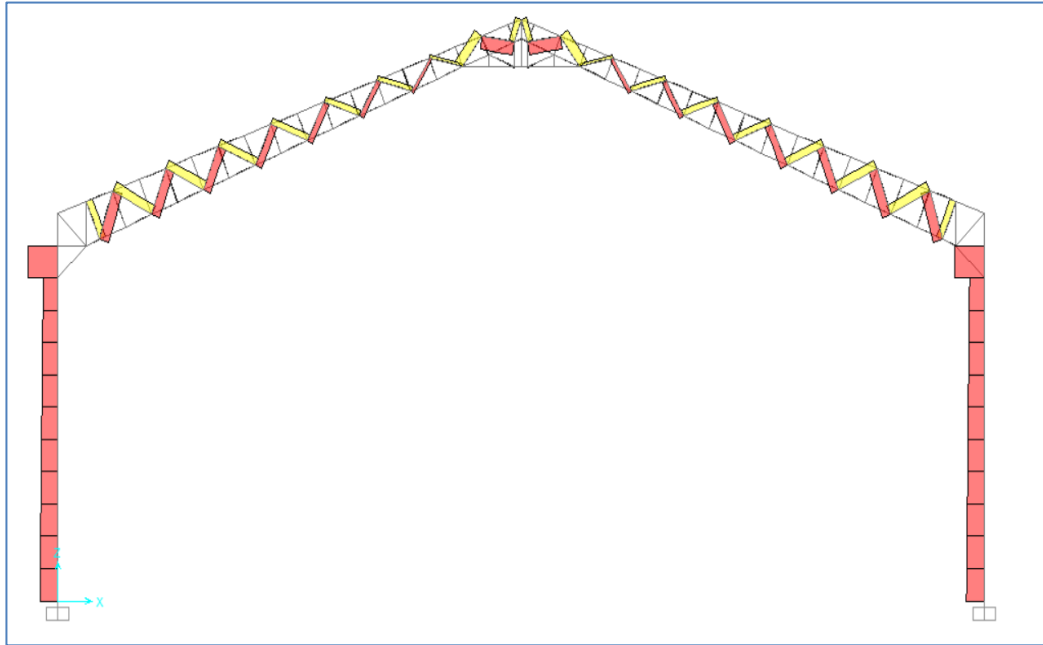


Ilustración 40. Esfuerzos Axiales en Columnas, Diagonales y Montantes

La **Ilustración 40** indica los esfuerzos axiales en las columnas, dando un resultado final de -5746,15 kgf. Y en la unión la unión con la viga es de -11678,37 Kgf. Mientras que en las montantes y diagonales de la viga obtenemos una fuerza máxima de -4119,1 Kgf a tensión y 3560,3 Kgf a compresión.

3.2.6.2.Esfuerzos de corte

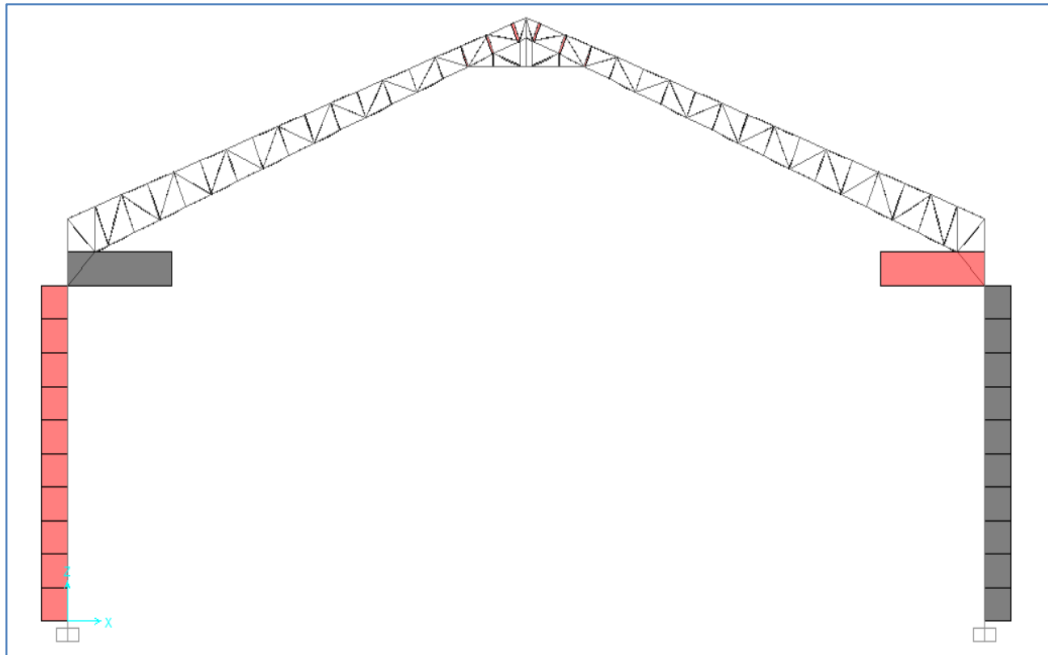


Ilustración 41. Esfuerzos Cortantes en las Columnas

Como lo indica la **Ilustración 41**, esfuerzos cortantes en las columnas, el valor máximo del cortante es de 9373,7 Kgf.

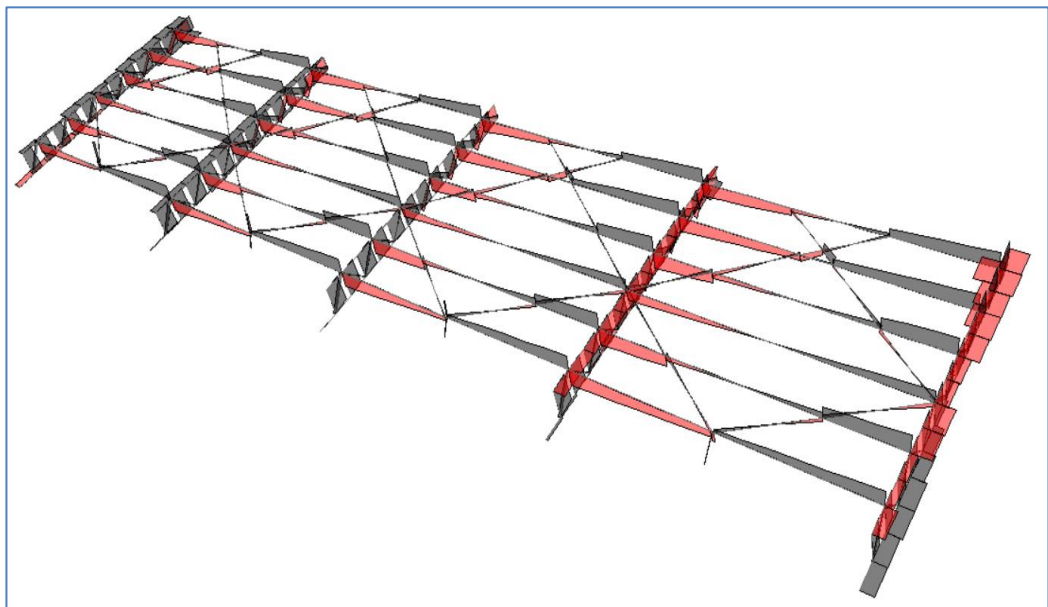


Ilustración 42. Esfuerzos Cortantes en Correos

De acuerdo a los resultados obtenidos en la **Ilustración 42**, esfuerzos cortantes en correas, se determina que -12,64 kgf es el valor máximo de la cortante.

3.2.6.3.Esfuerzos de flexión

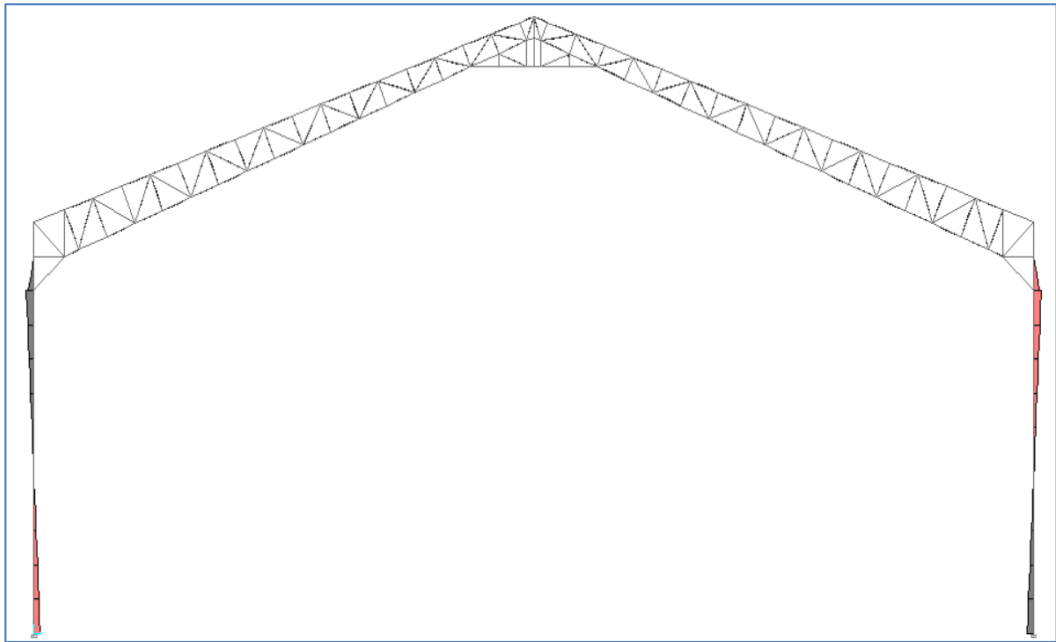


Ilustración 43. Momentos Flectores en Columnas

De acuerdo a las columnas de acero laminadas en caliente, se establece que los esfuerzos de flexión son altos, como lo indica la **Ilustración 43**, momentos flectores en columnas, dando un valor de 5302,41 Kgf/m.

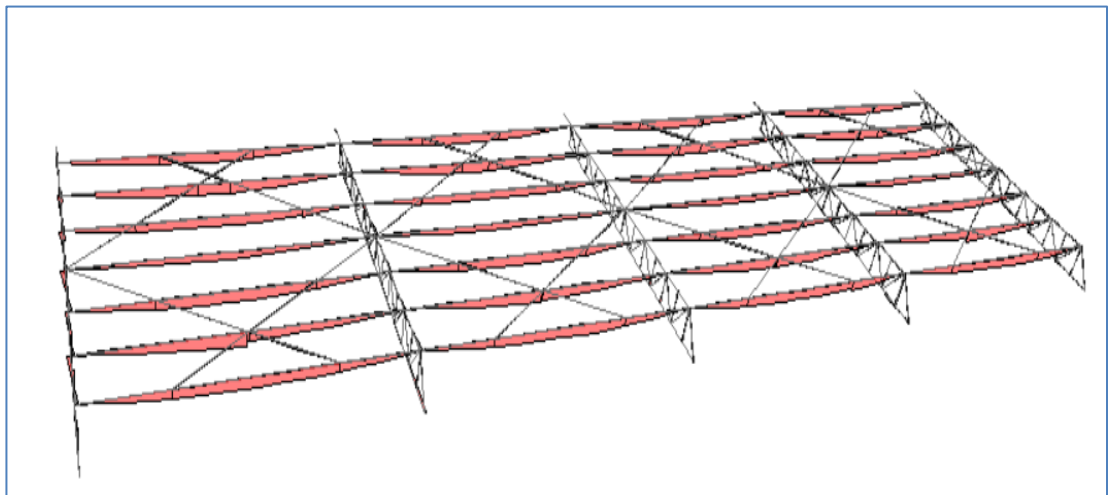


Ilustración 44. Momentos Flectores en Correas

Los momentos flectores en correas de la **Ilustración 44** tiene un valor de 58,75 Kgf/m.

3.2.6.4. Deflexiones y desplazamientos

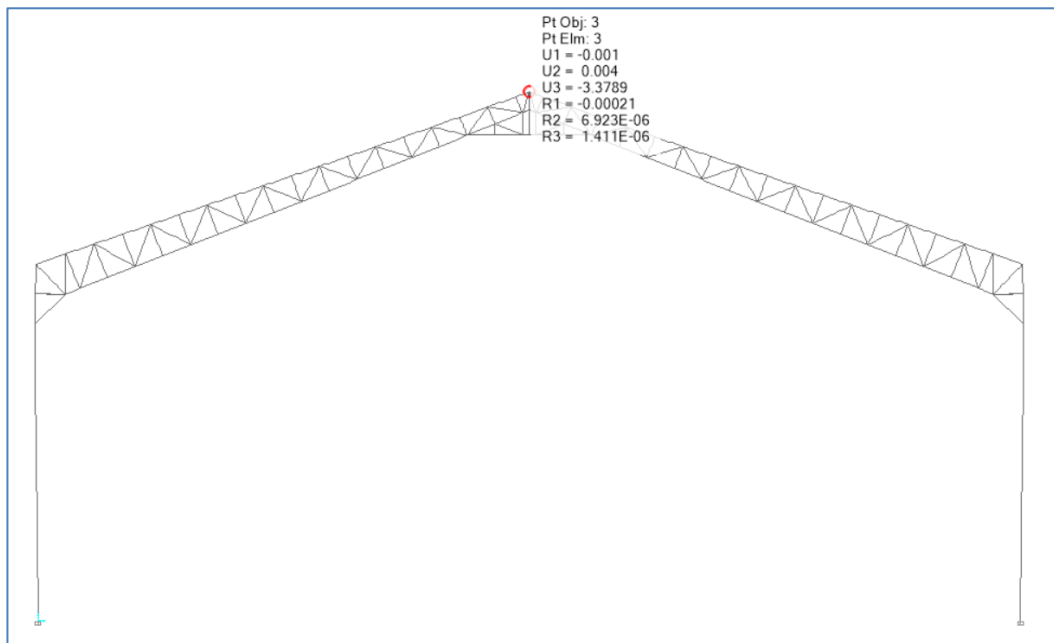


Ilustración 45. Deflexión (Alternativa Dos)

Los momentos de deflexión a los que la cubierta metálica puede llegar en su punto máximo es de $\Delta Z = -3,57\text{cm}$.

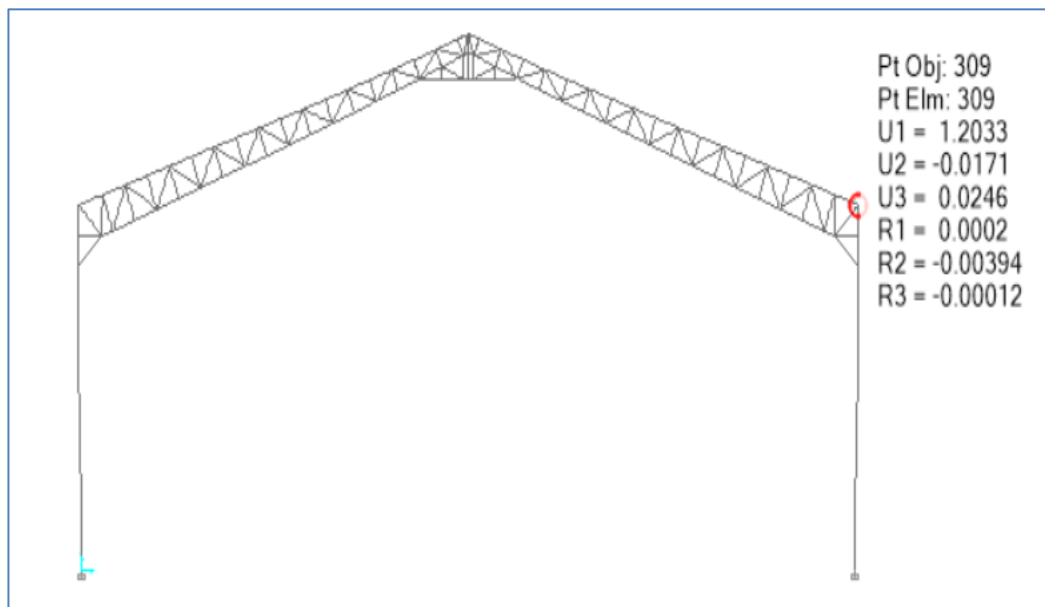


Ilustración 46. Desplazamientos (Alternativa Dos)

Se considera importante destacar que la cubierta tendrá en un máximo desplazamiento un valor de $\Delta x = 1,20\text{ cm}$, además se utilizará la combinación de cargas #4 debido a que la carga de viento provoca mayor desplazamiento.

3.2.6.5. Diseño de elementos de la nave (ESPECIFICACIÓN AISI)

De acuerdo a las ilustraciones siguientes, se empleará la tabla 10. Isovalores del diseño, debido a que se consideran los mismos rangos y colores.

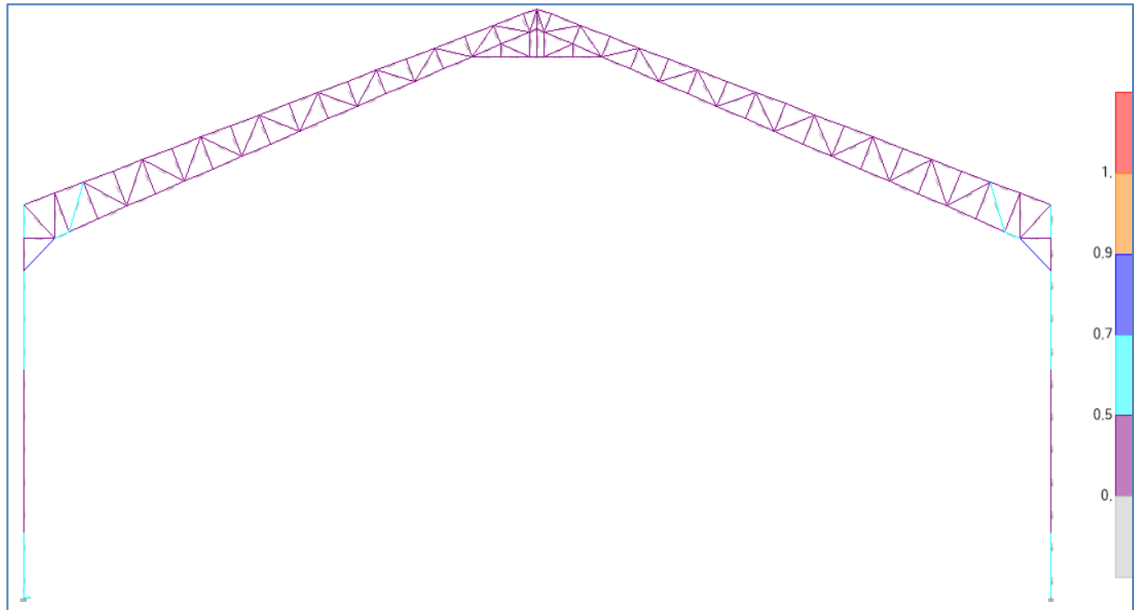


Ilustración 47. Grafico de Isovalores Vista Frontal/ Diseño Final

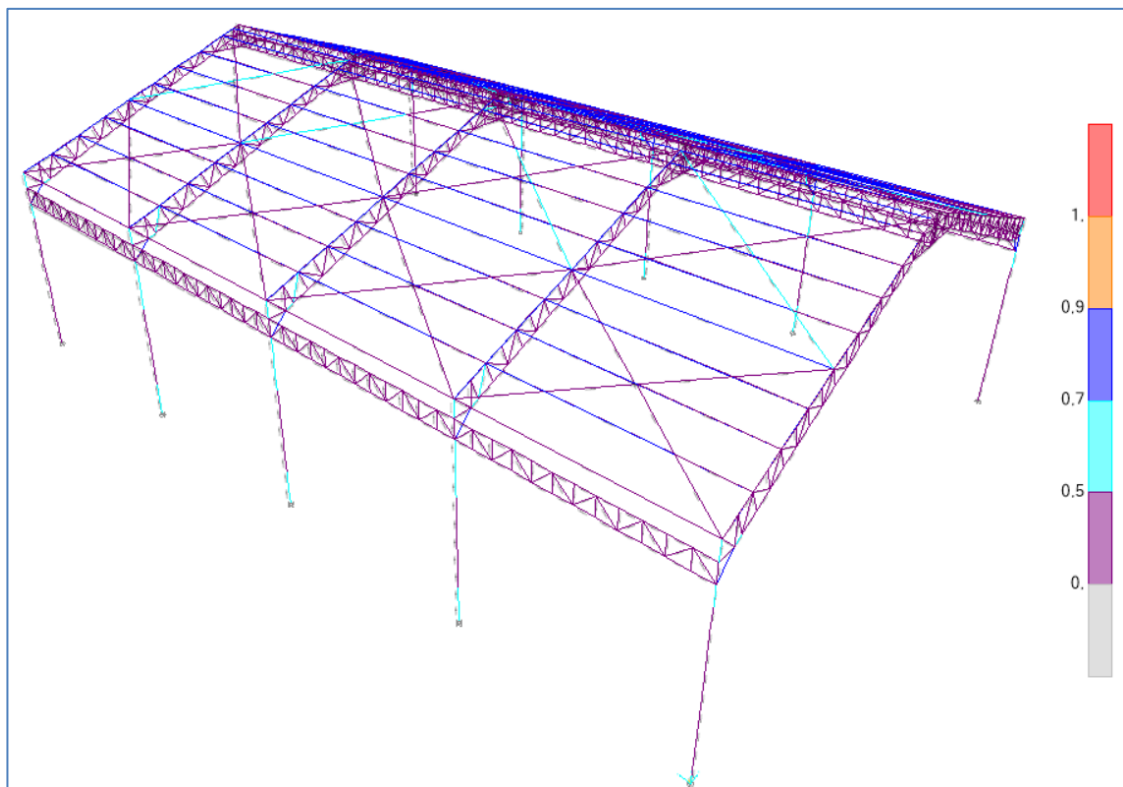


Ilustración 48. Grafico de Isovalores Perspectiva Columna tipo HEB

3.3. Diseño de soldadura

El diseño de soldadura de una superestructura se centrará en las siguientes uniones: celosía de las columnas y vigas, celosía lateral, viga – columna

3.3.1. Soldadura de la celosía de columnas y vigas

Se utilizaremos la soldadura de filete para carga longitudinal.

En el AISI sección E2.4 se establece que para obtener la resistencia de una soldadura de Filete se deben considerar lo siguiente.

$$SI \frac{L}{t} < 25 \longrightarrow \phi P_n = \phi \left(1 - \frac{0.01L}{t} \right) A_e F_u$$

$$SI \frac{L}{t} \geq 25 \longrightarrow \phi P_n = \phi 0.75 A_e F_u$$

$$\text{Tenemos } \frac{L}{t} = \frac{6}{0,4} = 15$$

Como $15 < 25$

Usamos la primera expresión

$$\phi P_n = \phi \left(1 - \frac{0.01L}{t} \right) A_e F_u$$

Donde:

$$L = 6 \text{ cm}$$

$$t = 0,4 \text{ cm}$$

$$A_e = L * t = 6 \text{ cm} * 0,4 \text{ cm} = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$F_u = 60 \text{ Kspi} = 4218,41 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi = 0,60$$

Reemplazando tenemos

$$\phi P_n = 0,60 \left(1 - \frac{0,01(6 \text{ cm})}{(0,4 \text{ cm})} \right) (2,4 \text{ cm}^2) (4218,41 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$$

$$\phi P_n = 5163,33 \text{ Kgf}$$

Los resultados máximos obtenidos en la celosía de las dos alternativas son 3750,17 en la primera y 4119,1 en la segunda, teniendo así la mayor en la segunda alternativa.

$$\phi P_n > P_u$$

$$\phi P_n > 5163,33 \text{ Kgf CUMPLE}$$

Al tener una longitud de 6 cm de soldadura y dos ángulos, esta se dividirá en para cada ángulo quedando 3 cm para cada uno.



Ilustración 49. Soldadura en la celosía

3.1.2. Celosía lateral de columna a columna

De igual manera se utilizará la soldadura de filete para carga longitudinal.

En el AISI sección E2.4 se establece que para obtener la resistencia de una soldadura de Filete se deben considerar lo siguiente.

$$SI \frac{L}{t} < 25 \rightarrow \phi P_n = \phi \left(1 - \frac{0.01L}{t} \right) A_e F_u$$

$$SI \frac{L}{t} \geq 25 \rightarrow \phi P_n = \phi 0.75 A_e F_u$$

$$\text{Tenemos } \frac{L}{t} = \frac{2}{0,2} = 10$$

Como $10 < 25$

Usamos la primera expresión

$$\phi P_n = \phi \left(1 - \frac{0.01L}{t} \right) A_e F_u$$

Donde:

$$L = 2 \text{ cm}$$

$$t = 0,2 \text{ cm}$$

$$A_e = L * t = 2 \text{ cm} * 0,2 \text{ cm} = 0,4 \text{ cm}^2$$

$$F_u = 60 \text{ Kspi} = 4218,41 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi = 0,60$$

Reemplazando tenemos

$$\phi P_n = 0,60 \left(1 - \frac{0,01(2 \text{ cm})}{(0,2 \text{ cm})} \right) (0,4 \text{ cm}^2) (4218,41 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$$

$$\phi P_n = 911,17 \text{ Kgf}$$

El resultado máximo obtenidos en la celosía lateral es de 97,40 Kgf.

$$\phi P_n > P_u$$

$$\phi P_n > 97,40 \text{ Kgf CUMPLE}$$

Al tener una longitud de 2 cm de soldadura puede dividirse a 1 cm a cada lado.

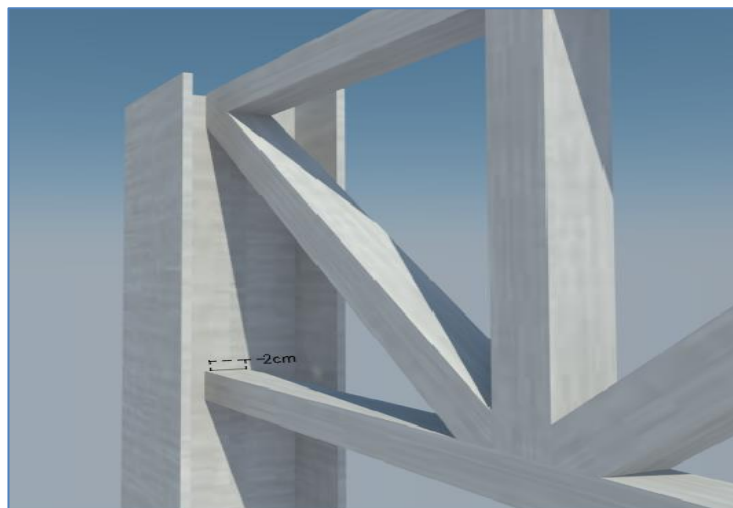


Ilustración 50. Soldadura en celosía lateral.

3.1.3. Unión columna-viga (Alternativa dos)

De igual manera se utilizará la soldadura de filete para carga longitudinal para unir la placa entre columna y viga.

En el AISI sección E2.4 se establece que para obtener la resistencia de una soldadura de Filete se deben considerar lo siguiente.

$$SI \frac{L}{t} < 25 \longrightarrow \phi P_n = \phi \left(1 - \frac{0.01L}{t}\right) A_e F_u$$

$$SI \frac{L}{t} \geq 25 \longrightarrow \phi P_n = \phi 0.75 A_e F_u$$

$$\text{Tenemos } \frac{L}{t} = \frac{17}{0.4} = 42.5$$

Como $42.5 > 25$

Usamos la segunda expresión:

$$\phi P_n = \phi 0.75 A_e F_u$$

Donde:

$$L = 17 \text{ cm}$$

$$t = 0.4 \text{ cm}$$

$$A_e = L * t = 17 \text{ cm} * 0.4 \text{ cm} = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$F_u = 60 \text{ Kspi} = 4218.41 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi = 0.55$$

Reemplazando tenemos

$$\phi P_n = 0.55 * 0.75 * 6.8 \text{ cm}^2 * 4218.41 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi P_n = 11832.64 \text{ Kgf}$$

Las fuerzas axiales en la unión de la columna viga de la alternativa dos es de - 11678,37 Kgf.

$$\phi P_n > P_u$$

$$\phi P_n > 11678,37 \text{ Kgf CUMPLE}$$

Al tener una longitud de 17 cm de soldadura puede dividirse en 8,5 cm a cada lado.



Ilustración 51. Unión columna viga

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y ANEXOS

4.1. Conclusiones

Actualmente en el ámbito de la construcción existe una variedad de cubiertas, en este caso se ha seleccionado dos cubiertas a dos aguas como alternativas para el diseño de la cancha de uso múltiple de Babarcote; las cuales difieren en varios aspectos. La alternativa uno está conformado por una cercha o celosía y sus columnas están reforzadas por una platabanda de 10 mm de espesor, las cuales son de acero dobladas al frío, a su vez la deflexión máxima que alcanzara la cubierta es de: $\Delta Z = -1.99$ cm; y el máximo desplazamiento de $\Delta x = 0.72$ cm; mientras que la alternativa dos está formada por celosía y sus columnas HEB en acero al caliente no están reforzadas, los momentos de deflexión a los que la cubierta metálica puede llegar en su punto máximo es de $\Delta Z = -3,57$ cm; y el desplazamiento llegara a $\Delta x = 1,20$ cm. Se debe considerar que durante la ejecución y construcción del proyecto se requiere analizar la superestructura para lo cual se debe considerar la capacidad portante de terreno.

Para el análisis de precios unitarios se obtuvo la base de datos del GAD Provincial del Cañar, con la cual se determinó el costo de cada rubro y el valor total de las dos alternativas propuestas; con lo que la alternativa uno presenta un presupuesto referencial de 47187.12 USD, y la alternativa dos nos da un presupuesto referencial de 52274.79 USD. Siendo la alternativa uno la más económica, en 5087.66 US que da un porcentaje de 9.73% con respecto a la otra.

Bibliografía

- American Iron and Steel Institute. (1996). *Especificación para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Conformado en Frío*. Washington: American Iron and Steel Institute.
- Beer, F. P., Eisenberg, E. R., & Johnston, R. (2007). *Mecánica Vectorial para Ingenieros Estática*. México: McGraw-Hill/Interamericana.
- Cházaro, C., & Álvarez, O. (2016). Elección del Tipo de Acero para Estructuras. *El Acero Hoy*, 27.
- Dávila Otero, E. V. (2018). *Diseño de un Sistema Modular de Nave Industrial con Auto-Izajede Vigas y con Capacidad de Cobertura de Hasta 3600m²*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas.
- Fratelli, M. G. (2003). *Diseño de Estructuras Metálicas Estados Límites LRFD*. Caracas: Ediciones UNIVE.
- Hibbeler, R. C. (2012). *Análisis Estructural*. México: PEARSON.
- Instituto Técnico de la Estructura en Acero. (2009). *Construcción en Acero Introducción al Diseño*. España: ITEA.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. México: Alfaomega Grupo Editor.
- Meléndez Villegas, A. B., & Quelel Quelel, V. (2009). *Análisis y Resultados del Comportamiento de los Esfuerzos Residuales y las Deformaciones en Juntas Soldadas a Tope de Acero A36, Aplicando el Método SMAW con Electrodo E6011*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Cargas (No Sísmicas) NEC - SE - CG*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Pinguil, M. A. (2017). *Propuesta de Diseño de una Estructura Metálica para la Cubierta de la Cancha de uso Múltiple del Sector de Cutuguy de la Parroquia Ventura en el Cantón Cañar*. Azogues: Universidad Católica de Cuenca Sede Azogues.
- Segui, W. T. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero con LRFD*. México: International Thomson.
- Valencia Clement, G. (2012). *Estructuras en Acero*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. México: McGraw-Hill/Interamericana.

Real Academia Española. (2001). *Diccionario de la lengua española (22.a ed.)*.
Madrid, España: Autor.

Rojas, M. D., & Arenas, J. J. (2008). Comparación Técnico-Financiero del Acero Estructural
y el Hormigón Armado. *DYNA*, 47 - 56.

ANEXOS

PRESUPUESTO

ALTERNATIVA UNO

ALTERNATIVA UNO					
PRESUPUESTO					
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	PRECIO TOTAL
1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m2	1,10	396,00	433,95
2	ACERO ESTRUCTURAL	Kg	2,59	12395,40	32042,60
3	CUBIERTA DE GALVALUMEN PREPINTADA e= 0,35 mm	m2	21,24	421,37	8951,42
4	DOTACIÓN Y COLOCACIÓN CANALETA DE ZINC	m	10,80	48,00	518,40
5	BAJANTE DE AGUA LLUVIA PVC 4"	m	7,71	24,00	185,00
SUBTOTAL					42131,37
IVA				12%	5055,76
TOTAL					47187,13

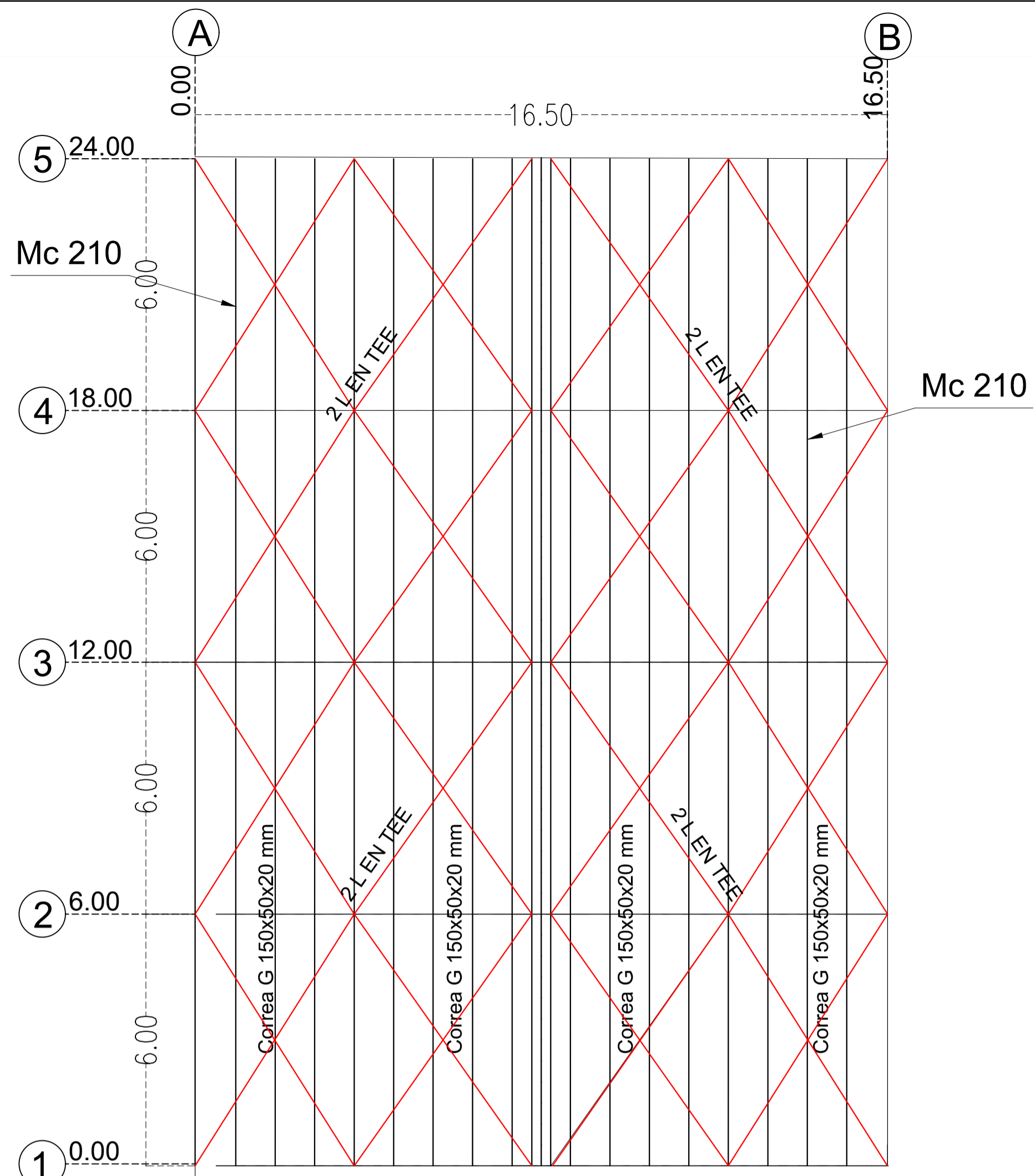
SON CUARENTA Y SIETE MIL CIENTO OCHENTA Y SIETE CON 13/100
DÓLARES

ALTERNATIVA DOS

ALTERNATIVA DOS					
PRESUPUESTO					
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	PRECIO TOTAL
1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m2	1,10	396,00	433,95
2	ACERO ESTRUCTURAL AL CALIENTE	K g	2,83	3687,00	10423,00
3	ACERO ESTRUCTURAL	Kg	2,59	10120,60	26162,16
3	CUBIERTA DE GALVALUMEN PREPINTADA e= 0,35 mm	m2	21,24	421,37	8951,42
4	DOTACIÓN Y COLOCACIÓN CANALETA DE ZINC	m	10,80	48,00	518,40
5	BAJANTE DE AGUA LLUVIA PVC 4"	m	7,71	24,00	185,00
SUBTOTAL					46673,92
IVA				0,12	5600,87
TOTAL					52274,79

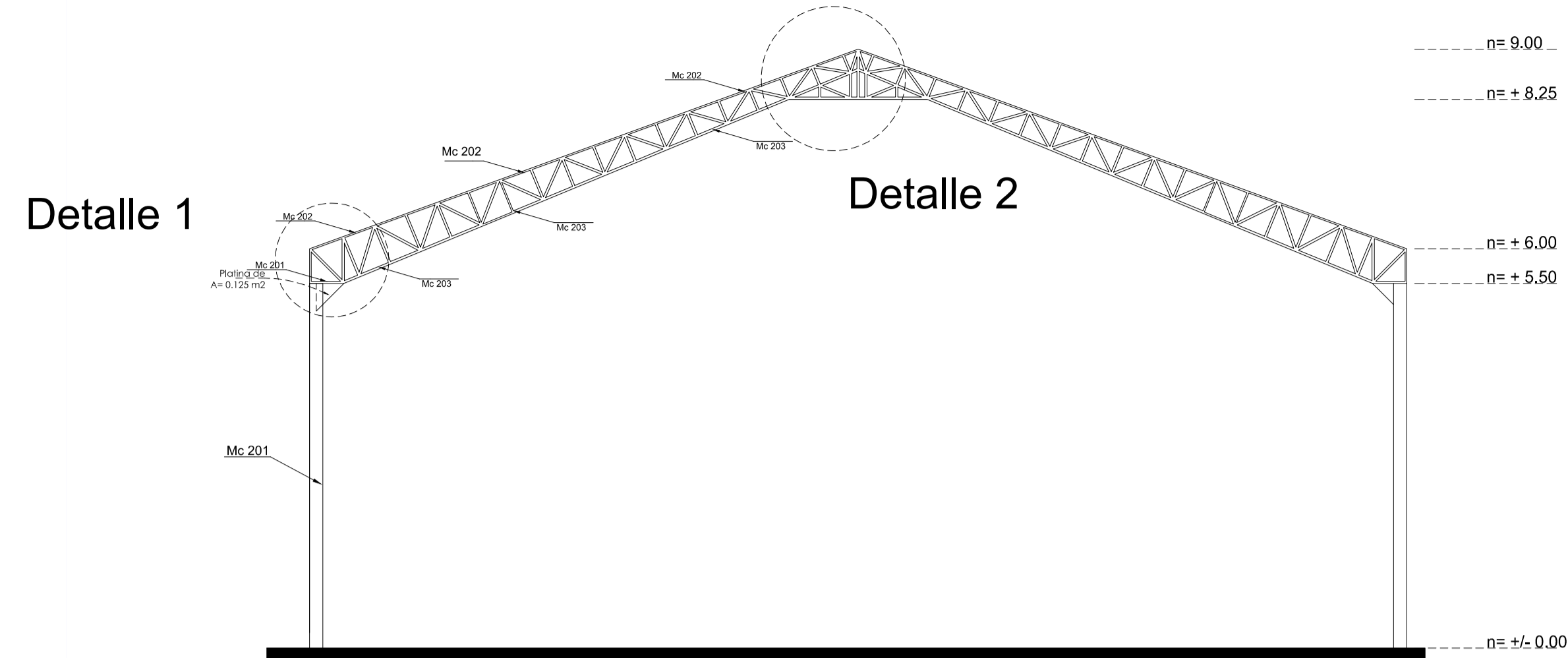
SON CINCUENTA Y DOS MIL DOCIENTOS SETENTA Y CUATRO CON
79/100 DÓLARES

PLANOS



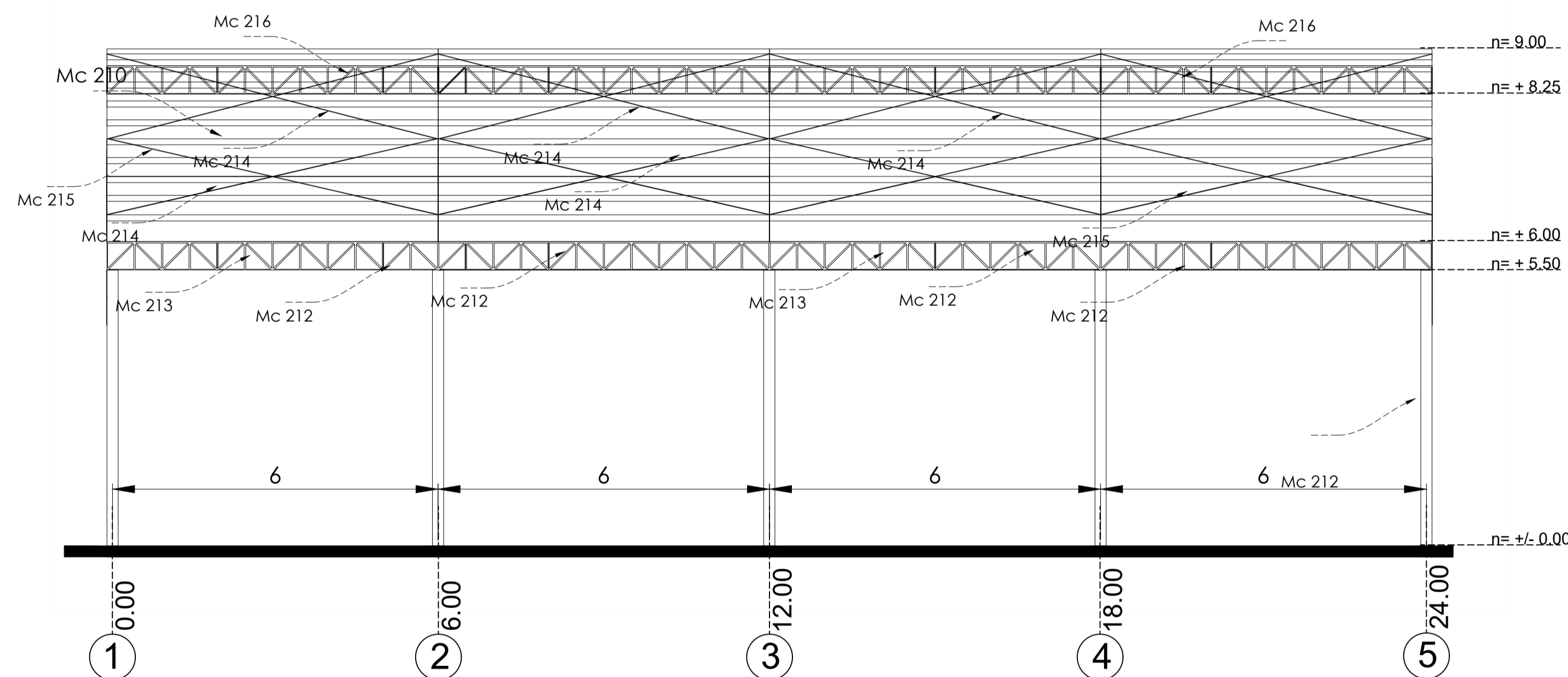
EMPLAZAMIENTO

ESCALA 1:100



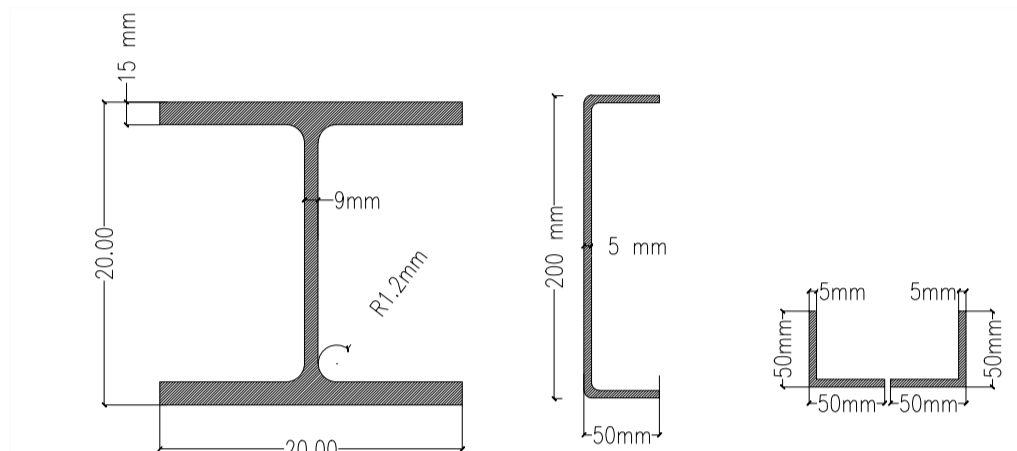
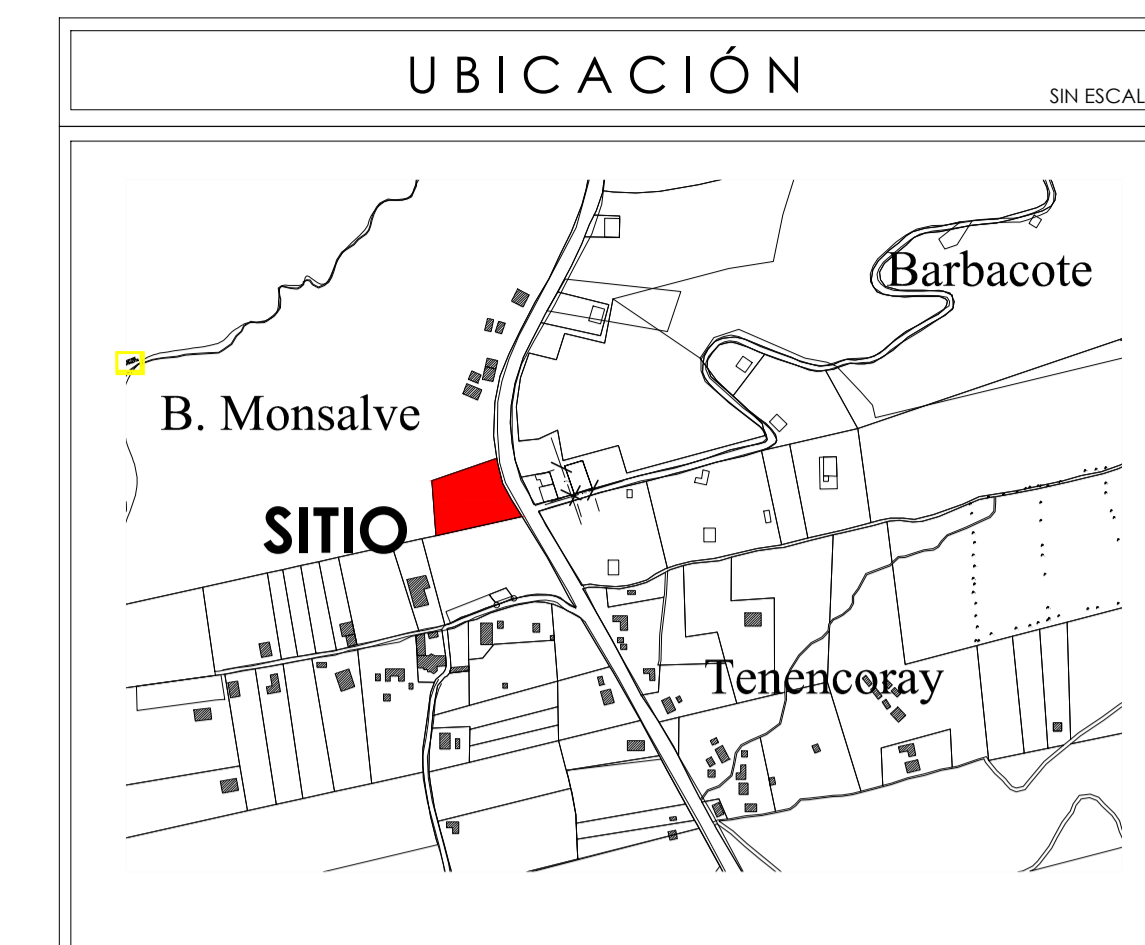
PÓRTICO TIPO

ESCALA 1:75



ELEVACION LAT. DERECHA DE CERCHA

ESCALA 1:75

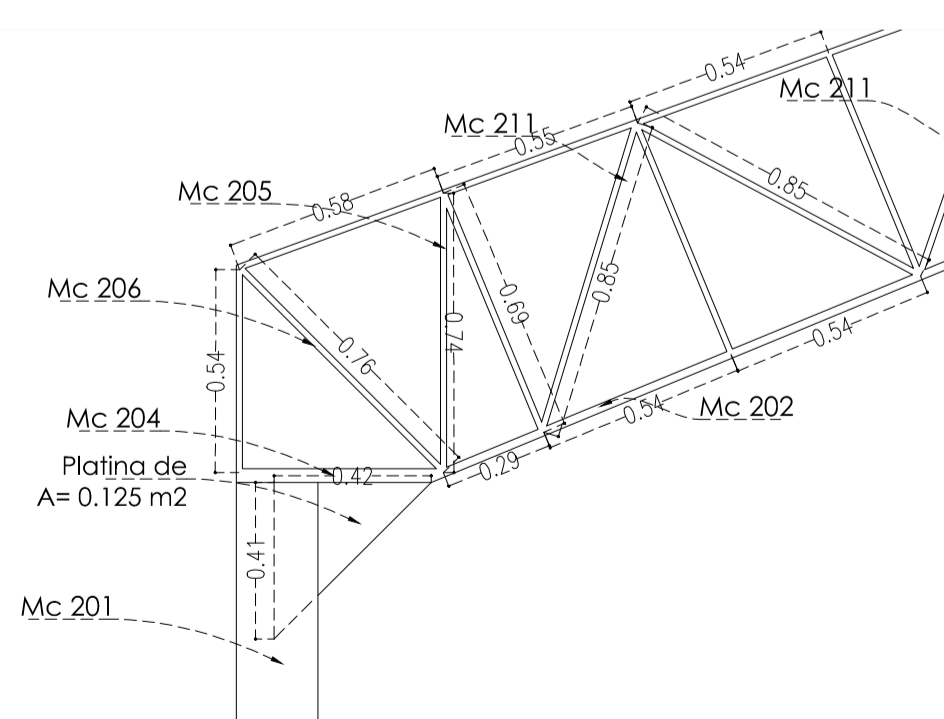
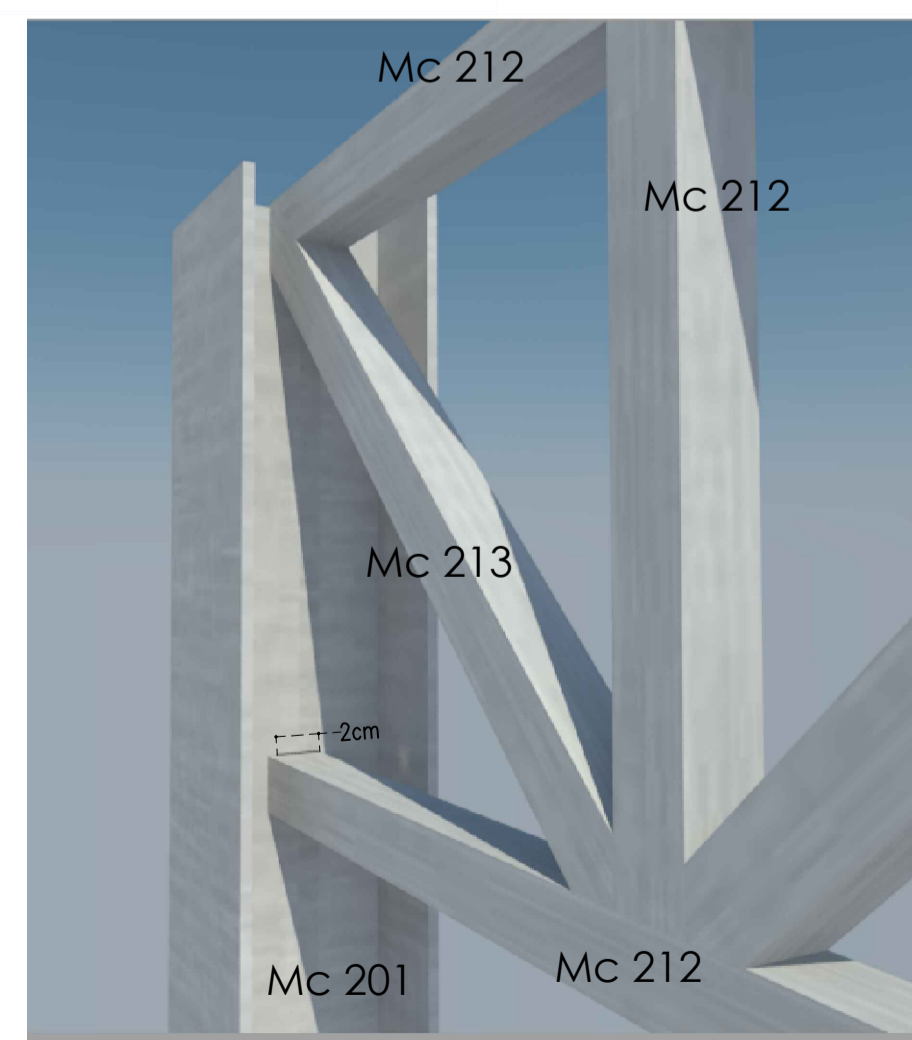


PERFILES

SIN ESCALA

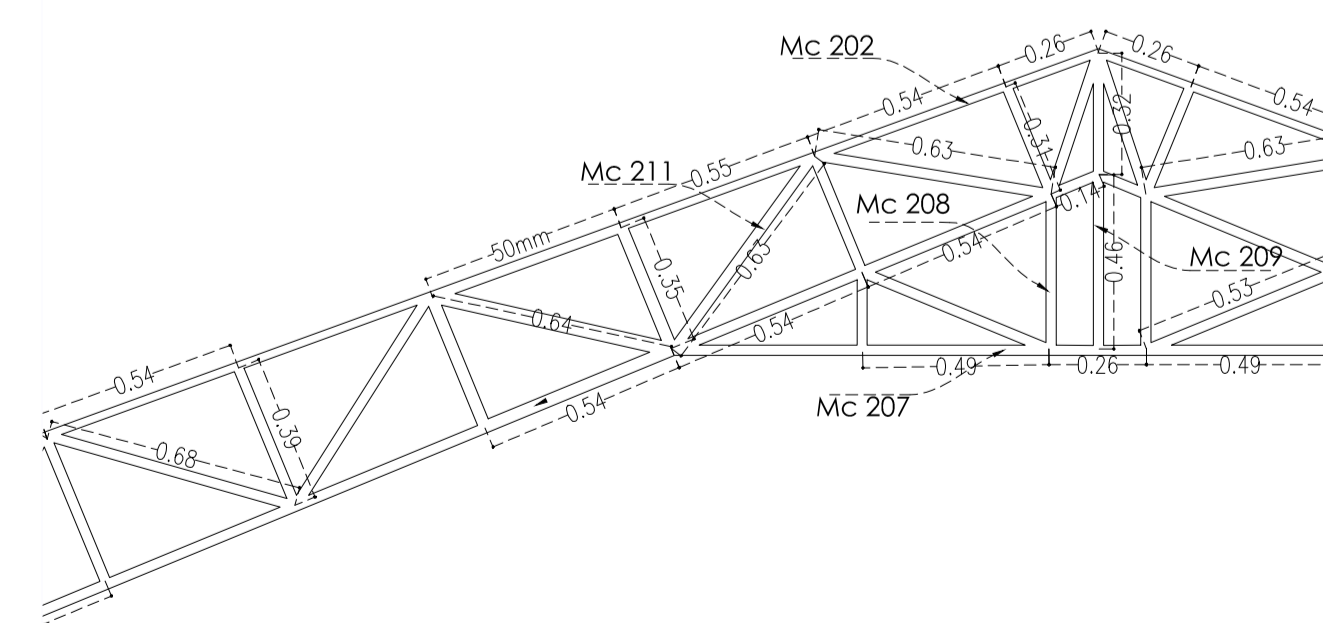
ESPECIFICACIONES GENERALES: SOLDADURA

- Cordón de Soldadura tipo filete.
- Proceso de soldadura a utilizar es SMAW AWS E6011.
- El eje neutro de cada junta debe coincidir con los de los otros componentes para que no exista excentricidad con las fuerzas axiales calculadas
- Electrodo de soldadura: E6011 (Fue = 60Ksi = 4230 kg/cm²)
- La estructura llevará una primera aplicación de pintura anticorrosiva en taller. No se aplicará pintura en partes que vayan a estar embebidas en hormigón o en zonas dentro de 13mm desde el pie de soldaduras que vayan a ser ejecutadas en campo.



DETALLE 1

ESCALA 1:20



DETALLE 2

ESCALA 1:10

PLANILLA DE HIERROS										
Marca	Tipo	h mm	B mm	c mm	e mm	Peso Kg/m	Longitud m	Número	L. total m	Peso total Kg
201	HEB	200	200			61,3	5,5	10	55	3371,5
202	C	200	50	5	11,1	8,77	10	87,7	969,085	
203	C	200	50	5	11,1	8,375	10	83,75	925,4375	
204	C	200	50	5	11,1	0,5	10	5	55,25	
205	C	200	50	5	11,1	0,675	10	6,75	74,5875	
206	2 C	200	50	5	11,1	0,705	20	14,1	155,805	
207	C	200	50	5	11,1	2,08	5	10,4	114,92	
208	C	200	50	5	11,1	0,375	10	3,75	41,4375	
209	2 C	200	50	5	11,1	0,5	10	5	55,25	
210	G	150	50	20	4	8,2	24	20	480	3936
211	2 L	50	50	5	7,15	19	10	190	1358,5	
212	Tubo cuadrado	50	50	3	4,6	0,5	420	210	966	
213	Tubo cuadrado	50	50	3	4,6	0,7	144	100,8	463,68	
214	2 L en (Tee)	50	50	4	5,8	14,71	12	176,5	1023,816	
215	2 L en (Tee)	50	50	4	5,8	7,23	4	28,92	167,736	
216	2 L en (Tee)	50	50	4	5,8	7,5	4	30	174	
TOTAL										13807,6

TRABAJO DE TITULACIÓN (ALTERNATIVA 2)

ESCALA: LAS INDICADAS

DISERIO: Diego Espinoza
 DIGITACIÓN: Diego Espinoza
 REVISIÓN: Diego Espinoza

UNIVERSIDAD ESTADISTICA CUENCA

Diego Espinoza

CONTIENE: PLANTAS ARQUITECTÓNICAS
 FACHADAS
 CORTES
 ESTADÍSTICAS
 UBICACIÓN

AZOGUES, JULIO - 2019

LAMINA 2/2

Oficio Nro. UCACUE-CAVU-UT-2019-0007-AP
Cuenca, 10 de julio de 2019

Ingeniero
Geovanny González Rodríguez
DOCENTE TUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA – SEDE AZOGUES
Su despacho.

ASUNTO: Informe de similitud Turnitin

REFERENCIA: Oficio Nro. UCACUE-GG-UAIC-A-2019-008-O

Reciba un cordial y atento saludo, al mismo tiempo que aprovecho para desearle éxitos en sus funciones.

Adjunto al presente el informe de *Similitud Turnitin* del trabajo de titulación “*Propuesta de Diseños Estructurales de una Cubierta Metálica para la Cancha de Uso Múltiple de la comunidad de Babarcote del cantón Biblián Provincia del Cañar*” elaborado por la estudiante ESPINOZA GONZÁLEZ DIEGO VINICIO. El resultado se detalla en el cuadro que se presenta a continuación, con un índice de similitud el 6%:


Espinoza González E2			
INFORME DE ORIGINALIDAD			
6%	2%	0%	4%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE
FUENTES PRIMARIAS			
1	Submitted to Universidad Católica De Cuenca Trabajo del estudiante		4%
2	www.inti.gob.ar Fuente de Internet		2%

Particular que pongo a su conocimiento para fines pertinentes.

Atentamente,
DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO



Ing. Cristian Arturo Vintimilla Ulloa MSc.
UNIDAD DE TITULACIÓN - INGENIERÍA CIVIL SEDE AZOGUES

Rec: 10-Julio-19




**PERMISO DEL AUTOR DE LA TESIS PARA SUBIR AL REPOSITORIO
INSTITUCIONAL.**

Yo, Diego Vinicio Espinoza González, portador de la cédula de ciudadanía Nro. 0302531983. En calidad de autor y titular de los derechos patrimoniales de trabajo de titulación “**PROPUESTAS DE DISEÑOS ESTRUCTURALES DE LA CUBIERTA METÁLICA PARA LA CANCHA DE USO MÚLTIPLE DE LA COMUNIDAD DE BABARCOTE DEL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR**” de conformidad a lo establecido en el artículo 104 del Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos. Asimismo, autorizo a la Universidad para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 104 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Azogues, 25 de julio de 2019

Diego Vinicio Espinoza González

0302531983

AUTOR



El Bibliotecario de la Sede Azogues

CERTIFICA:

Que: **ESPINOZA GONZÁLEZ DIEGO VINICIO**, con cédula de ciudadanía Nro. **0302531983**, de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

No adeuda libros, a esta fecha: **24 de julio del 2019**.

Byron Alonso Torres Romo

Bibliotecario

Biblioteca Universitaria
MONS. "FROILAN POZO QUEVEDO"