

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL**

**DESARROLLO DE UN PROYECTO DE UNA  
ESTRUCTURA EN ACERO PARA ALMACEN DE SOYA  
UBICADO EN HUARAL**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**EDUARDO RONALD GUIMARAY PEREGRINO**

**ASESOR**

**Dr. ROY ERICKSEN REYNA SALAZAR**

**LIMA-PERÚ**

**2023**

© 2023; Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados.

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir el Trabajo de Suficiencia Profesional en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

Guimaray Peregrino, Eduardo Ronald

eduardo.guimaray.p@uni.pe

986782702

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mi amada familia, por su amor incondicional y apoyo constante. A mi madre, cuyo amor y sacrificio han sido mi mayor inspiración. A mis hermanos, por ser mis mejores compañeros y por creer en mí en todo momento. Y a mi novia, por su amor y aliento inquebrantable. También quiero expresar mi agradecimiento a mis profesores, cuya guía y conocimiento han sido fundamentales en mi desarrollo académico. Este logro es para todos ustedes.

## **AGRADECIMIENTOS**

Querida madre, Hoy quiero expresar mi más profundo agradecimiento por todo tu amor, apoyo y sacrificio incondicional a lo largo de mi vida. Tu constante aliento me ha dado la fuerza y la determinación para enfrentar los desafíos y perseverar hasta el final. Tu apoyo inquebrantable ha sido mi mayor motivación y estoy eternamente agradecido por tener a una madre tan increíble como tú. Tu guía y sabiduría me han ayudado a convertirme en la persona que soy hoy.

A mis queridos hermanos, No podría haber completado este trabajo sin su apoyo y aliento constantes. Desde el inicio de mi carrera académica, ustedes han sido mis mejores compañeros y confidentes. sus palabras de aliento, su apoyo emocional y sus perspectivas únicas han enriquecido mi trabajo y han hecho que este proceso sea mucho más significativo. Siempre estaré agradecido por tener hermanos tan maravillosos como ustedes.

A mi novia, Tú has sido mi roca a lo largo de esta travesía. Tu amor incondicional, paciencia y comprensión han sido fundamentales para mi éxito. Tus palabras de aliento han sido mi refugio en momentos de duda y agotamiento. Tu apoyo constante en mis capacidades han sido un verdadero regalo. Estoy profundamente agradecido por tener a alguien tan especial como tú a mi lado. Tu presencia ha hecho que este camino sea más significativo y emocionante.

A mis queridos profesores, Quiero expresar mi profundo agradecimiento por su dedicación, conocimiento y orientación a lo largo de mi proceso de investigación. Sus enseñanzas y consejos han sido fundamentales para el desarrollo de mi carrera profesional. Gracias por su apoyo constante y por compartir su experiencia académica conmigo. Su guía ha sido invaluable y ha dejado una huella duradera en mi formación.

¡Con todo mi amor y gratitud!

Eduardo Guimaray

## ÍNDICE

RESUMEN.....	3
ABSTRACT .....	4
PRÓLOGO .....	5
LISTA DE TABLAS.....	6
LISTA DE FIGURAS.....	7
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	9
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	13
1.1 Generalidades.....	13
1.2 Descripción del problema.....	13
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL.....	15
2.1 Acero estructural.....	15
2.2 Características del acero estructural.....	16
2.3 Perfiles de acero estructural.....	17
2.4 Características de la soldadura.....	17
2.5 Pernos de conexión estructural.....	17
2.6 Cargas en la estructura en acero.....	17
2.7 Desplazamiento máximo permisible.....	18
2.8 Deflexiones.....	19
2.9 Diseño de miembros tubulares en acero.....	19

2.10	Diseño en conexiones con pernos .....	23
2.11	Diseño de la soldadura .....	24
CAPÍTULO III. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO .....		26
3.1	Estructuración en estructura en acero .....	26
3.2	Predimensionamiento en estructuras en Acero.....	28
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....		32
4.1	Análisis estructural debido a cargas muertas (DL) .....	32
4.2	Análisis estructural debido a carga viva o carga variable (CV).....	33
4.3	Análisis estructural debido a carga de viento (W) .....	35
4.4	Análisis estructural debido a carga sísmica (E).....	40
CAPÍTULO V. DISEÑO ESTRUCTURAL.....		46
5.1	Combinación de carga.....	46
5.2	Diseño correa de techo.....	48
5.3	Diseño de viga principal.....	51
5.4	Diseño de columna principal.....	56
5.5	Diseño de las Conexiones. ....	63
CONCLUSIONES.....		92
RECOMENDACIONES.....		94
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		95
ANEXOS .....		96

## RESUMEN

El presente trabajo ha tenido como objetivo el diseño de los elementos estructurales para el desarrollo de una estructura en acero, el cual era destinado para el almacenamiento de soya en una zona de Huaral.

El proyecto cuenta con un área de 2660 m<sup>2</sup>, el cual está compuesto por perfiles tubulares, con las siguientes dimensiones: ancho de 38 m, largo de 70m y una altura total de 18m, de tal manera que la estructura cuenta con sistema de pórtico resistente a momento y están apoyados sobre columnas de concreto armado.

Para dar inicio con el proyecto, se elaboró el predimensionamiento y la estructuración de los elementos estructurales.

Seguidamente se realizó el cálculo de las cargas gravitacionales, cargas de viento y cargas sísmicas acorde con la Norma Técnica Peruana E.020 Cargas y E.030 Diseño Sismorresistente, las cuales serán sometidas a la estructura metálica. Y mediante el uso del programa SAP 2000 se realizará el análisis estructural, para calcular las deformaciones, las fuerzas y los momentos de los elementos estructurales.

Posteriormente para el diseño de los elementos estructurales se ha considerado las combinaciones de carga de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E.090 Estructuras Metálicas, el proyecto se realizó con el Método LRFD de acuerdo a la Especificación AISC 360-10 para diseñar los elementos estructurales y las conexiones.

## ABSTRACT

The present work has had as objective the design of the structural elements for the development of a steel structure, which was destined for the storage of soybeans in an area of Huaral.

The project has an area of 2660 m<sup>2</sup>, which is made up of tubular profiles, with the following dimensions: 38 m wide, 70 m long and a total height of 18 m, in such a way that the structure has a gantry system. moment resistant and are supported on reinforced concrete columns.

To start with the project, the pre-dimensioning and structuring of the structural elements were prepared.

Next, the calculation of the gravitational loads, wind loads and seismic loads was carried out in accordance with the Peruvian Technical Standard E.020 Loads and E.030 Seismic Resistant Design, which will be subjected to the metallic structure. And through the use of the SAP 2000 program, the structural analysis will be carried out, to calculate the deformations, forces and moments of the structural elements.

Subsequently, for the design of the structural elements, the load combination has been considered according to the Peruvian Technical Standard E.090 Metallic Structures, the project was carried out with the LRFD Method according to the AISC 360-10 Specification to design the structural elements. and the connections.

## PRÓLOGO

El presente trabajo de suficiencia profesional aborda el tema **“DESARROLLO DE UN PROYECTO DE UNA ESTRUCTURA EN ACERO PARA ALMACEN DE SOYA UBICADO EN HUARAL”**, centrándose en el estudio de su análisis, diseño y planos de detalle. A través de una exhaustiva investigación asociados al uso del acero en este tipo de estructuras, así como las consideraciones necesarias para lograr una estructura segura, eficiente y funcional.

En primer lugar, se exploran las propiedades físicas y mecánicas del acero, así como sus características estructurales y de comportamiento ante las cargas a las que se ve sometido en un almacén. Se analizan también las normativas y estándares vigentes en cuanto al diseño y construcción de estructuras de acero, con especial énfasis en los aspectos de resistencia, estabilidad y durabilidad.

A continuación, el análisis estructural del almacén es otro aspecto fundamental abordado en este trabajo. Se utilizan los métodos y herramientas computacionales utilizados para evaluar la resistencia y estabilidad de la estructura en acero, considerando diferentes tipos de cargas, como las cargas muertas, vivas, sísmicas y de viento.

Finalmente, se realiza el diseño estructural de los elementos más representativos de la estructura en acero y sus conexiones correspondientes, los cuales garanticen la estabilidad y el comportamiento integral de la estructura.

En resumen, este trabajo tiene como objetivo brindar una visión integral y actualizada sobre el uso de la estructura en acero en almacenes, ofreciendo a los profesionales de ingeniería civil un conjunto de conocimientos fundamentales y herramientas prácticas para abordar exitosamente los desafíos asociados a este tipo de proyectos. Se espera que este trabajo contribuya al avance y la difusión de los conocimientos en el campo de la construcción en acero, promoviendo el desarrollo de soluciones seguras, eficientes y sostenibles en el ámbito de los almacenes.

**LISTA DE TABLAS**

<b>Tabla 1</b>	Especificaciones aplicables de la ASTM.....	16
<b>Tabla 2</b>	Deflexiones máximas.....	19
<b>Tabla 3</b>	La tensión nominal del perno.....	23
<b>Tabla 4</b>	Dimensiones del Agujero Nominal.....	24
<b>Tabla 5</b>	Tamaño mínimo de soldadura de filete.....	25
<b>Tabla 6</b>	Dimensiones de las secciones tubulares.....	29
<b>Tabla 7</b>	Comparación de esbelteces y los límites máximos de esbeltez.....	30
<b>Tabla 8</b>	Comparación de esbeltez de las vigas y el máximo de esbeltez.....	31
<b>Tabla 9</b>	Las Cargas de viento en la dirección X.....	35
<b>Tabla 10</b>	Las Cargas de Viento en la Dirección Y.....	37
<b>Tabla 11</b>	Factor de zona.....	40
<b>Tabla 12</b>	Distorsión en la Dirección X.....	44
<b>Tabla 13</b>	Distorsión en la Dirección Y.....	44
<b>Tabla 14</b>	Fuerzas cortantes y momentos en la correa de techo.....	46
<b>Tabla 15</b>	Fuerzas axiales, momentos y cortantes en la viga principal.....	47
<b>Tabla 16</b>	Fuerzas axiales, momentos y cortantes en la columna principal.....	47
<b>Tabla 17</b>	Cargas factorizadas para los elementos estructurales principales.....	47
<b>Tabla 18</b>	Propiedades mecánicas – conexión 1.....	64
<b>Tabla 19</b>	Cargas de diseño factorizadas - conexión 1.....	65
<b>Tabla 20</b>	Tensión- deformación de los miembros - conexión 1.....	68
<b>Tabla 21</b>	Resistencia de diseño del perno – conexión 1.....	71
<b>Tabla 22</b>	Resistencia de diseño de la soldadura de filete – conexión 1.....	72
<b>Tabla 23</b>	Propiedades mecánicas – conexión 2.....	74
<b>Tabla 24</b>	Cargas de diseño factorizadas - conexión 2.....	74
<b>Tabla 25</b>	Tensión- deformación de los miembros – conexión 2.....	77
<b>Tabla 26</b>	Resistencia de diseño del perno – conexión 2.....	79
<b>Tabla 27</b>	Resistencia de diseño de la soldadura de filete – conexión 2.....	80
<b>Tabla 28</b>	Propiedades mecánicas – conexión 3.....	81
<b>Tabla 29</b>	Cargas de diseño factorizadas - conexión 3.....	82
<b>Tabla 30</b>	Tensión- deformación de los miembros – conexión 3.....	83
<b>Tabla 31</b>	Resistencia de diseño del perno de anclaje – conexión 3.....	87
<b>Tabla 32</b>	Resistencia de diseño de la soldadura de filete – conexión 3.....	88
<b>Tabla 33</b>	Verificación de la tensión en el concreto para la carga extrema.....	90

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b>	Comportamiento de la fuerza a compresión .....	21
<b>Figura 2</b>	Ubicación de los apoyos en planta.....	26
<b>Figura 3</b>	Ubicación de los miembros estructurales del eje 1 y 8 .....	27
<b>Figura 4</b>	Ubicación de los miembros estructurales del eje 2 al eje 7 .....	27
<b>Figura 5</b>	Aplicación de la carga muerta .....	32
<b>Figura 6</b>	Diagrama de fuerzas axiales debido DL.....	33
<b>Figura 7</b>	Diagrama de momentos debido DL.....	33
<b>Figura 8</b>	Aplicación de la carga viva.....	34
<b>Figura 9</b>	Diagrama de fuerzas axiales debido CV .....	34
<b>Figura 10</b>	Diagrama de momentos debido CV .....	34
<b>Figura 11</b>	Dirección X de la carga de viento.....	35
<b>Figura 12</b>	Diagrama de fuerzas axiales $W_{1x}$ y $W_{2x}$ .....	36
<b>Figura 13</b>	Diagrama de Momentos $W_{1x}$ y $W_{2x}$ .....	36
<b>Figura 14</b>	Dirección Y de la Carga de Viento .....	37
<b>Figura 15</b>	Diagrama de Fuerzas Axiales $W_y$ .....	38
<b>Figura 16</b>	Diagrama de Momentos $W_y$ .....	38
<b>Figura 17</b>	Desplazamiento máximo debido $W_{1x}$ .....	39
<b>Figura 18</b>	Desplazamiento máximo debido $W_{2x}$ .....	39
<b>Figura 19</b>	Desplazamiento máximo debido $W_y$ .....	40
<b>Figura 20</b>	Espectro de Diseño.....	42
<b>Figura 21</b>	Periodo de vibración del primer modo $T=0.87$ s .....	43
<b>Figura 22</b>	Periodo de vibración del segundo modo $T=0.629$ s.....	43
<b>Figura 23</b>	Demanda/capacidad de la Viga.....	56
<b>Figura 24</b>	Demanda/capacidad de la columna .....	63
<b>Figura 25</b>	Vista en 3D - conexión 1 .....	64
<b>Figura 26</b>	Deformación de los miembros de la unión – LE2 - conexión 1 .....	69
<b>Figura 27</b>	Tensión de los miembros de la unión - LE2 – conexión 1.....	69
<b>Figura 28</b>	Distribución de los pernos – LE2 - conexión 1.....	70
<b>Figura 29</b>	Vista en 3D - conexión 2 .....	74
<b>Figura 30</b>	Deformación de los miembros de la unión – LE2 – conexión 2 .....	78
<b>Figura 31</b>	Tensión de los miembros de la unión - LE2 – conexión 2.....	78
<b>Figura 32</b>	Distribución de los pernos – LE2 - conexión 2.....	79
<b>Figura 33</b>	Vista en 3D - conexión 3 .....	82
<b>Figura 34</b>	Deformación de los miembros de la unión – LE5 – conexión 3 .....	84

<b>Figura 35</b> Tensión de los miembros de la unión - LE5 – conexión 3.....	85
<b>Figura 36</b> Distribución de los pernos de anclajes – LE8 - conexión 3.....	85
<b>Figura 37</b> Distribución de tensión en el concreto debido de la carga LE5 .....	90

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>
A	Área de la sección transversal	cm <sup>2</sup>
A <sub>b</sub>	Área bruta del perno	cm <sup>2</sup>
A <sub>BM</sub>	Área efectiva del metal base	cm <sup>2</sup>
A <sub>bp</sub>	Área bruta del perno	cm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	Área gruesa de la columna	cm <sup>2</sup>
A <sub>g</sub>	Área gruesa	cm <sup>2</sup>
A <sub>we</sub>	Área efectiva de la soldadura	cm <sup>2</sup>
A <sub>1</sub>	Área de la placa base en contacto	cm <sup>2</sup>
A <sub>2</sub>	Superficie de apoyo del concreto	cm <sup>2</sup>
b	Ancho libre del perfil	cm
b <sub>e</sub>	Ancho efectivo	cm
b <sub>b</sub>	Ancho libre de ala de la viga	cm
b <sub>c</sub>	Ancho libre de ala de la columna	cm
B <sub>b</sub>	Ancho del perfil de la viga	cm
B <sub>c</sub>	Ancho del perfil de la columna	cm
C	Factor de amplificación sísmica	-
C <sub>c</sub>	Coefficiente de forma	-
C <sub>Tx</sub>	Coefficiente para estimar el periodo fundamental en X	-
C <sub>Ty</sub>	Coefficiente para estimar el periodo fundamental en Y	-
d	Diámetro nominal del perno.	mm
E	Módulo de elasticidad	MPa
E <sub>C</sub>	Módulo de elasticidad de la columna	MPa
E <sub>V</sub>	Módulo de elasticidad de la viga	MPa
E <sub>max</sub>	Esbeltez máxima del elemento	-
F <sub>cr</sub>	Tensión crítica de pandeo	kN/m <sup>2</sup>
F <sub>e</sub>	Tensión de pandeo elástico	kN/m <sup>2</sup>
F <sub>EXX</sub>	Resistencia del metal de relleno	ksi
F <sub>n</sub>	Esfuerzos en el elemento de soldura crítico	
F <sub>n</sub>	Tensión de tracción nominal	MPa
F <sub>nBM</sub>	Esfuerzo nominal del metal base	MPa
F <sub>nt</sub>	Tensión de tracción nominal	MPa
F' <sub>nt</sub>	Tensión de tracción nominal modificada	MPa
F <sub>nv</sub>	Tensión de corte nominal en conexiones	MPa

$F_{nw}$	Esfuerzo nominal del metal de la soldadura	MPa
$f_{rv}$	Tensión requerida de corte	MPa
$F_t$	Fuerza de tracción en el perno	kN
$F_u$	Resistencia última mínima especificada del material	MPa
$F_y$	Tensión cedente	ksi
$g$	Gravedad	m/s <sup>2</sup>
$G$	Factor de rigidez relativa	-
$h$	Altura libre del alma	mm
$h_b$	Altura libre del alma de la viga	mm
$h_c$	Altura libre del alma de la columna	mm
$h_n$	Altura total de la estructura	m
$H$	Altura del perfil	mm
$H_b$	Altura de la sección de la viga	mm
$H_c$	Altura de la sección de la columna	mm
$I_a$	Irregularidad estructural en altura	-
$I_c$	Momento de inercia de la columna	cm <sup>3</sup>
$I_p$	Irregularidad estructural en planta	-
$I_v$	Momento de inercia de la viga	cm <sup>3</sup>
$I_{xb}$	Momento de inercia de la viga en X	cm <sup>4</sup>
$I_{yb}$	Momento de inercia de la viga en Y	cm <sup>4</sup>
$KL/r$	Razón de esbeltez	-
$L$	Longitud del elemento estructural	m
$L_{bx}$	Longitud libre de la viga en X	m
$L_{by}$	Longitud libre de la viga en Y	m
$l_c$	Distancia libre, en la dirección de la carga	mm
$L_c$	Longitud de la columna	m
$L_{cx}$	Longitud libre de la columna en X	m
$L_{cy}$	Longitud libre de la columna en Y	m
$L_s$	Tamaño de la soldadura	mm
$L_{sol}$	Longitud de la soldadura	mm
$L_v$	Longitud de la viga	m
$L_x$	Longitud del elemento estructural en X	m
$L_y$	Longitud del elemento estructural en Y	m
$M_n$	Resistencia de flexión nominal	kN-m
$M_{nx}$	Resistencia de flexión nominal en la dirección X	kN-m

$M_{ny}$	Resistencia de flexión nominal en la dirección Y	kN-m
$M_p$	Momento plástico	kN-m
$M_u$	Momento último	kN-m
$M_{ux}$	Momento último en la dirección X	kN-m
$M_{uy}$	Momento último en la dirección Y	kN-m
$N_f$	Fuerza de tracción en el anclaje	kN
$P$	Fuerza a compresión	kN
$P_c$	Resistencia calculada a fuerza axial	kN
$P_n$	Resistencia nominal a compresión	kN
$P_{\text{peso}}$	Peso sísmico	kN
$P_{\text{viento}}$	Presión del viento	kgf/m <sup>2</sup>
$P_u$	Fuerza axial última	kN
$R$	Coefficiente de reducción de fuerza sísmica	-
$r_x$	Radio de giro en X	mm
$r_y$	Radio de giro en Y	mm
$r_{xb}$	Radio de giro de la viga en X	mm
$r_{yb}$	Radio de giro de la viga en Y	mm
$r_{xc}$	Radio de giro de la columna en X	mm
$r_{yc}$	Radio de giro de la columna en Y	mm
$S$	Módulo de sección	cm <sup>3</sup>
$S_a$	Pseudo-aceleraciones	m/s <sup>2</sup>
$S_{eff}$	Módulo de sección efectiva	cm <sup>3</sup>
$S_{xb}$	Módulo elástico de la viga en X	cm <sup>3</sup>
$S_{xc}$	Módulo elástico de la columna en X	cm <sup>3</sup>
$S_{yb}$	Módulo elástico de la viga en Y	cm <sup>3</sup>
$S_{yc}$	Módulo elástico de la columna en Y	cm <sup>3</sup>
$t$	Espesor del perfil o placa	mm
$t_b$	Espesor del perfil de la viga	mm
$t_c$	Espesor del perfil de la columna	mm
$T_h$	Espesor de garganta de la soldadura	mm
$t_w$	Espesor del alma del perfil	mm
$U$	Factor de uso	-
$U_t$	Utilización de tensiones	-
$U_{ts}$	Utilización a cortante	-
$U_{tt}$	Utilización a tracción	-

Utts	Interacción entre tracción y cortante	-
V	Resultante de los esfuerzos cortantes	kN
V <sub>h</sub>	Velocidad de viento a la altura "h"	Km/h
V <sub>viento</sub>	Velocidad de diseño del viento	Km/h
V <sub>X</sub>	Corte estático en la dirección X	tonf
V <sub>X_dinámico</sub>	Corte dinámico en la dirección X	tonf
V <sub>Y</sub>	Corte estático en la dirección Y	tonf
V <sub>Y_dinámico</sub>	Corte dinámico en la dirección Y	tonf
Z	Factor de zona	-
Z <sub>xb</sub>	Módulo plástico de la viga en X	cm <sup>3</sup>
Z <sub>xc</sub>	Módulo plástico de la columna en X	cm <sup>3</sup>
Z <sub>yb</sub>	Módulo plástico de la viga en Y	cm <sup>3</sup>
Z <sub>yc</sub>	Módulo plástico de la columna en Y	cm <sup>3</sup>
λ <sub>ala</sub>	Esbeltez del ala	-
λ <sub>alma</sub>	Esbeltez del alma	-
λ <sub>p</sub>	Parámetro límite de esbeltez para elementos compactos	-
λ <sub>r</sub>	Parámetro límite de esbeltez para elementos no compacto	-
Ø <sub>b</sub>	Factor de resistencia en flexión	-
Ø <sub>c</sub>	Factor de resistencia en compresión	-
Θ	Ángulo medido desde el eje longitudinal de la soldadura	°
Δ <sub>max_x</sub>	Desplazamiento máximo permisible en X	mm
Δ <sub>max_y</sub>	Desplazamiento máximo permisible en Y	mm
δ <sub>x_w1x</sub>	Desplazamiento debido W <sub>1x</sub>	mm
δ <sub>x_w2x</sub>	Desplazamiento debido W <sub>2x</sub>	mm
δ <sub>x_wy</sub>	Desplazamiento debido W <sub>y</sub>	mm
σ	Tensión media en el concreto	MPa
σ <sub>Ed</sub>	Tensión equivalente máxima	MPa
ε <sub>Pi</sub>	Deformación plástica equivalente máxima	%
ØV <sub>cp</sub>	Resistencia a rotura del concreto por efecto palanca	kN

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Generalidades

La Avícola “San Luis S.A.C” cuenta con un terreno de 2660 m<sup>2</sup>, ubicado en Huaral, en el Departamento de Lima. El cual requiere un proyecto de una estructura de acero para un almacén de soya. Este proyecto debe cumplir con las normas nacionales e internacionales para un adecuado funcionamiento.

Para cumplir con el requerimiento planteado por la Avícola “San Luis S.A.C”, se contrató a la empresa “Mecinsa S.A.C” quien se dedica a la fabricación de productos metálicos de uso estructural para la ejecución del proyecto, de tal manera que la empresa “Mecinsa S.A.C” contactó a la empresa “Gupe Ingeniería y Construcción S.A.C” para desarrollar el diseño de los elementos estructurales, generar los planos de ingeniería y detalle para la fabricación de la estructura de acero.

El trabajo desarrollado dentro de la empresa “Gupe Ingeniería y Construcción S.A.C”, se encuentra enfocado al diseño y desarrollo de la estructura en acero. Del mismo modo la coordinación para la ejecución del proyecto se realizó con la empresa “Mecinsa S.A.C”, para el mejor procedimiento constructivo.

El Presente informe consta del “Desarrollo de un Proyecto de una Estructura en Acero para un Almacén de Soya Ubicado en Huaral”, el cual se desarrolló con la finalidad de mostrar el proceso y criterio del diseño estructural.

### 1.2 Descripción del problema

En las últimas décadas el Perú ha tenido un crecimiento económico acelerado. Por este crecimiento económico surge la necesidad de desarrollar nuevos proyectos, siendo el caso la zona de Huaral en la que se ubica un terreno que sirve de base para el almacenamiento de soya para su utilización en la industria, destacándose en la formulación de alimentos balanceados para animales, de tal manera con este recurso es posible satisfacer las necesidades nutricionales de las líneas modernas de aves y cerdos.

La avícola “San Luis”, no contaba con un espacio adecuado para el correcto almacén de su materia prima que exigen raciones de alta calidad nutricional y sanitaria, por lo que requería la construcción de un almacén de soya, con las siguientes medidas: 38 m. de ancho, 70 m. de largo y una altura de 18 m. de forma trapezoidal.

En primera instancia, el propietario solicitó como requerimiento una estructura de concreto armado por ser más convencional, pero para estas dimensiones se requería columnas y vigas muy peraltadas, por lo tanto se requería mucho material para su construcción y el proceso constructivo sería muy complicado, esto conlleva a que la estructura de concreto armado sea inviable, por esta razón el propietario decidió por la utilización de elementos de acero, teniendo como ventajas: Módulo de elasticidad mayor al de concreto, menor peso en la estructura, menor tiempo en la construcción y menor costo.

Para que el proyecto sea ejecutado el propietario decidió el tipo de estructura de forma trapezoidal y que sus elementos estructurales sean perfiles tubulares los cuales fueron montados por la empresa Mecinsa S.A.C, estos elementos tiene alta resistencia torsional y alta capacidad estructural en las dos direcciones a diferencia de otros perfiles abiertos que fueron colocados fácilmente.

## CAPITULO II. MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

### 2.1 Acero estructural

El principal material utilizado en este proyecto es el acero estructural ASTM A36 y ASTM 500 Gr B 46ksi, los cuales se encuentran regidos bajo la norma E.090. las principales características de estos materiales son las siguientes:

- Acero ASTM A36  
Esfuerzo de fluencia  $f_y = 36$  ksi  
Esfuerzo de rotura  $f_u = 58$  ksi  
Módulo de elasticidad  $E = 29000$  ksi
- Acero ASTM 500 Gr B  
Esfuerzo de fluencia  $f_y = 46$  ksi  
Esfuerzo de rotura  $f_u = 58$  ksi  
Módulo de elasticidad  $E = 29000$  ksi

#### 2.1.1 Clasificación del acero estructural

La fabricación de acero estructural emplea varios tipos de perfiles estructurales. “Los aceros estructurales disponibles en perfiles estructurales laminados en caliente, placas y barras pueden clasificarse como aceros con carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros resistentes a la corrosión, aceros de baja aleación enfriados y templados” (Vinnakota, 2006, p.30).

Para el desarrollo de los elementos estructurales de este proyecto se ha considerado aceros al carbono, ya que presenta alta soldabilidad y ductilidad, los cuales pueden utilizarse electrodos convencionales.

#### 2.1.2 Calidad de los aceros estructurales

La calidad de los aceros estructurales utilizados en el proyecto es de suma importancia sobre sus propiedades tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura frágil.

En la tabla 1, se muestra el tipo de acero, esfuerzo mínimo de fluencia y esfuerzo de tensión.

**Tabla 1**

*Especificaciones aplicables de la ASTM*

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo Mínimo de fluencia $F_y$ (klb/plg <sup>2</sup> )	Esfuerzo de tensión $F_u$ (klb/plg <sup>2</sup> )	
Al carbono	A36	36	58	
	A53	Gr. B	35	60
		Gr. B	42	58
	A500		46	58
		Gr. C	46	62
	A501		50	62
		Gr. A	36	58
	A529	Gr. B	50	70
		Gr. 50	50	65-100
		Gr. 55	55	70-100
Baja aleación alta resistencia		Gr. 42	42	60
	A572	Gr. 50	50	65
		Gr. 55	55	55
		Gr. 60	60	60
		Gr. 65	65	65
	A618	Gr. I y II	50	70
		Gr. III	50	50
	A913	50	50	60
		60	60	75
		65	65	80
		70	70	90
		A992	50	65
	Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión		42	63
A242		46	67	
		50	70	
A588		50	70	
	A847	50	70	

*Nota.* Adaptado de *Diseño de Estructuras de Acero* (p.23), por J.C. McCORMAC & S.F. Csernak, 2012, Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. Derechos de autor 2013 Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.

## 2.2 Características del acero estructural

Debido a que existe diferentes características que presenta el acero estructural, menciono a continuación las características más importantes dentro del proyecto: alta resistencia, ductilidad, soldadura, tenacidad y corrosión.

### **2.3 Perfiles de acero estructural**

El perfil utilizado para la construcción de los elementos estructurales en el proyecto es de forma rectangular, ya que presenta un buen comportamiento estructural. Consiguiendo que la estructura sea resistente, ligera y rentable.

### **2.4 Características de la soldadura**

Para la utilización de la soldadura del proyecto, para conectar partes metálicas en la construcción de la estructura en acero se utilizó la soldadura de filete, ya que son más resistentes a la tensión y a la compresión, se utilizaron electrodos E70XX, cuya resistencia mínima a la tensión de la soldadura es 70 klb/plg<sup>2</sup>,

### **2.5 Pernos de conexión estructural**

En las construcciones en acero se utilizan 3 tipos de pernos, para unir elementos estructurales, los cuales el ASTM asigna a los pernos A307, A325 y A490. Para este proyecto se consideró pernos de alta resistencia A325, lo cual están hecho con acero al carbono mediano tratado térmicamente.

### **2.6 Cargas en la estructura en acero**

#### **2.6.1 Carga muerta**

Las cargas muertas presente en el proyecto, se ha considerado el peso propio de la estructura y la carga muerta del techo. El techo considerado en el proyecto fue un panel de tipo TR-4 cuyo peso para un espesor de 5mm es de 4.30 kgf/m<sup>2</sup>.

#### **2.6.2 Carga viva**

La carga viva o variable considerado en el proyecto y sometida en el techo según Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS,2006) de la Norma E.020 Cargas menciona: "Para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m<sup>2</sup>) reducida en 0,05 kPa (5 kgf/m<sup>2</sup>), por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m<sup>2</sup>)" (Carga viva, párr. 2). Por lo tanto, el techo del proyecto tiene una pendiente de 42°, la carga viva que se consideró es de 50 kgf/m<sup>2</sup>.

### **2.6.3 Carga de viento**

La carga de viento considerado en el proyecto de acuerdo al mapa eólico del Perú se consideró una velocidad de diseño del viento ( $V_{\text{viento}}$ ), con un valor de 75 km/h. que será sometida en las direcciones X e Y, de acuerdo a la Norma E.020 Cargas.

### **2.6.4 Carga sísmica**

La aplicación de la carga sísmica en el proyecto, se realizó de acuerdo a la Norma E.030 Sísmorresistente.

El proyecto se ubica en Huaral, donde la zonificación sísmica con la cual se obtiene el factor Z que representa la aceleración máxima del terreno, cuyo valor es de 0.45 (Zona 4).

Las condiciones geotécnicas consideradas para la zona 4 y el tipo de perfil de suelo del proyecto es "S2", se tiene: El Factor "S" y los periodos característicos "TP" y el "TL".

La categoría y uso del proyecto se ha considerado para la estructura en acero la categoría de edificaciones comunes "C", cuyo factor de uso "U" es igual a 1.

Para el proyecto de estructura en acero se consideró como sistema estructural pórticos ordinarios resistente a momento en ambas direcciones, el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas  $R_0 = 4$ .

Una vez obtenido el coeficiente de reducción  $R_0$ , éste deberá ser afectado por las irregularidades, para obtener el valor del coeficiente de reducción R para el diseño. En el proyecto se consideró como factor estructural en planta un valor de 1 y el factor estructural en altura el valor de 1.

Una vez obtenido los valores, se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para cada una de las direcciones horizontales.

## **2.7 Desplazamiento máximo permisible**

La verificación del desplazamiento máximo relativo debido a la carga de viento será menor del 1% de la altura, de acuerdo a la Norma E.020 de Cargas.

El desplazamiento relativo máximo (distorsión máxima), debido a las cargas sísmicas debe ser menor que 0.01, de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

## 2.8 Deflexiones

En la tabla 2, se muestra las deflexiones máximas de los elementos estructurales. Lo cual fue utilizada para el predimensionamiento de las correas de la estructura.

**Tabla 2**

*Deflexiones máximas*

Elementos estructurales	Deflexión máxima
Vigas y correas (deflexión para carga muerta más carga viva).	L/240
Vigas y correas(deflexión vertical para carga viva).	L/360

*Nota. Adaptado de Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero (p.538), por American Institute of Steel Construction, 2010, Asociación Latinoamericana del Acero. Derechos de autor 2010 Asociación Latinoamericana del Acero.*

## 2.9 Diseño de miembros tubulares en acero

### 2.9.1 Miembros en flexión en secciones tubulares

Para el miembro estructural del proyecto en flexión se verificó si la sección es compacta (capaz de desarrollar una distribución plástica de esfuerzos antes de pandearse) y no compacta (el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos, sus elementos en compresión antes de que ocurra el pandeo). Lo cual se verifica de acuerdo a los límites máximos de esbeltez de las alas y almas de acuerdo de la especificación ANSI/AISC 360-10, luego se determina la resistencia nominal como el menor valor, de acuerdo al estado límite de fluencia, pandeo local del ala y el pandeo local del alma. El pandeo local del ala y alma ocurre cuando el ala y el alma son tan delgada que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo.

- Pandeo local del ala

$$\lambda_{\text{ala}} = \frac{b}{t} \leq \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1)$$

- Pandeo local del alma

$$\lambda_{\text{alma}} = \frac{h}{t} \leq \lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2)$$

Se dice sección esbelta, cuando la sección tubular excede el límite de esbeltez  $\lambda_r$  de acuerdo a la tabla B4.1 de la especificación (ANSI/AISC 360, 2010).

- Ala esbelta en perfiles tubulares

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3)$$

- Alma esbelta en perfiles tubulares

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4)$$

En función a la esbeltez de la sección tubular del proyecto, se calcula la resistencia a flexión de acuerdo a los estados límites los cuales son: la fluencia, pandeo local del ala y el pandeo local de alma (ANSI/AISC 360, 2010).

Según ANSI/AISC 360 (2010) para perfiles de sección tubular, el estado límite de fluencia esta dado por el momento plástico, dicho estado limite está dado para secciones compactas.

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (5)$$

De acuerdo ANSI/AISC 360 (2010), el estado límite de pandeo local de ala, aplica para secciones con alas no compactas, de tal manera que la resistencia nominal para alas no compactas es la siguiente:

- Secciones con alas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left( 3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right) \leq M_p \quad (6)$$

### 2.9.2 Miembros en compresión en secciones tubulares

Para el proyecto los miembros estructurales en compresión están conformado por la columna y viga, esta última está sometida por fuerzas axiales debido a que este miembro tiene una pendiente.

En la figura 1, se muestra el comportamiento de la fuerza a compresión que es sometida al perfil de sección tubular.

**Figura 1**

*Comportamiento de la fuerza a compresión*



Para determinar la resistencia de compresión nominal de los miembros estructurales del proyecto, se tomó el Capítulo E de la especificación ANSI/AISC 360-10, se calcula según la expresión.

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (7)$$

La tensión de pandeo por flexión, se determina de la siguiente manera:

- Cuando

$$KL/r \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (8)$$

$$F_{cr} = \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (9)$$

- Cuando

$$KL/r > 4.71 \sqrt{E/F_y} \quad (10)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (11)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} \quad (12)$$

Para los miembros en compresión, el factor de longitud de la viga se definió conservadoramente  $K=1$  en la dirección X e Y.

Para la columna se determinó el factor de longitud efectiva mediante el factor de rigidez efectiva “G”, que consiste al cociente entre la sumatoria de la rigidez rotacionales ( $E_c I_c / L_c$ ) de la columna en una unión y la sumatoria de las rigideces rotacionales ( $E_v I_v / L_v$ ) de la viga en esa misma unión.

$$G = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_v I_v}{L_v}} \quad (13)$$

Además, para el apoyo de la columna se consideró en el proyecto una base empotrada, por lo cual en forma práctica Vinnakota (2006) recomienda utilizar el factor relativa (G) igual a 1. De acuerdo a estos valores se determinó el factor de longitud efectiva de la columna con la fórmula empírica de Dumonteil para pórticos no arriostrados.

$$K = \frac{\sqrt{1.6(G_A G_B) + 4(G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}} \quad (14)$$

### 2.9.3 Miembros en flexo-compresión en perfiles tubulares

Las cargas gravitacionales, viento y sismo que actúan en los miembros estructurales tanto en la viga y columna del proyecto soportan, momentos de flexión, además de sus cargas de compresión.

La resistencia de los miembros estructurales del proyecto sometidos a la combinación de cargas axiales y momentos ha sido calculada con las siguientes expresiones:

- Para

$$\frac{P_u}{\phi_c P_c} \geq 0.20 \quad (15)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (16)$$

- Para

$$\frac{P_u}{\phi_c P_c} < 0.20 \quad (17)$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_c} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (18)$$

## 2.10 Diseño en conexiones con pernos

### 2.10.1 Pernos de alta resistencia

La conexión utilizada en el proyecto, fue pernos de alta resistencia (ASTM 325). En la tabla 3 se muestra la tensión nominal del perno.

**Tabla 3**

*La tensión nominal del perno*

Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, $F_{nt}$ (MPa)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, $F_{nv}$ (MPa)
Pernos A307	310	188
Grupo A (Pernos A325), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	620	372
Grupo A (Pernos A325), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	620	469
Grupo B (Pernos A490), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	780	469
Grupo B (Pernos A490), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	780	579

*Nota. De Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero (p.196), por American Institute of Steel Construction, 2010, Asociación Latinoamericana del Acero. Derechos de autor 2010 Asociación Latinoamericana del Acero.*

### 2.10.2 Tamaño del agujero nominal

El diámetro del perno utilizado en el proyecto fue  $\varnothing 1"$ , por lo cual el tamaño del agujero nominal  $17/16"$  (2.7 cm), tal como se muestra en la tabla 4

**Tabla 4***Dimensiones del Agujero Nominal*

Diámetro del perno	Dimensiones del agujero estándar
1/2"	9/16"
5/8"	11/16"
3/4"	13/16"
7/8"	15/16"
1"	17/16"

*Nota.* Adaptado de *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero* (p.198), por American Institute of Steel Construction, 2010, Asociación Latinoamericana del Acero. Derechos de autor 2010 Asociación Latinoamericana del Acero.

**2.10.3 Resistencia de tracción y corte de pernos**

El diseño de la resistencia de tracción y corte de pernos del proyecto se tomó del Capítulo J3 de ANSI/AISC 360 (2010), esta resistencia se determina de acuerdo a los estados límites de ruptura de tracción y corte.

$$\phi R_n = \phi F_n A_b \quad (19)$$

**2.10.4 Resistencia de aplastamiento**

Para el cálculo de la resistencia de aplastamiento del proyecto se consideró la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio, por lo tanto la especificación ANSI/AISC 360-10 propone la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia nominal de aplastamiento.

$$R_n = 1.2l_c t F_u \leq d t F_u \quad (20)$$

**2.11 Diseño de la soldadura**

Para el diseño de soldadura del proyecto se utilizó soldaduras de filete que son de uso económico, por ser de poca preparación las partes que se van a conectar.

El tamaño mínimo de la soldadura tipo filete considerado en el proyecto es de 6 mm, ya que no es menor al tamaño requerido que soporta las cargas, ni menor al tamaño que se muestra en la tabla 5.

**Tabla 5***Tamaño mínimo de soldadura de filete*

Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete, mm
Hasta 6	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

*Nota. De Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero (p.185), por American Institute of Steel Construction, 2010, Asociación Latinoamericana del Acero. Derechos de autor 2010 Asociación Latinoamericana del Acero.*

### **2.11.1 Resistencia de la soldadura tipo filete**

Para el cálculo de la resistencia de la soldadura tipo filete del proyecto se consideró las expresiones de la especificación ANSI/AISC 360-10.

- La resistencia nominal para el material base es:

$$R_n = F_{nBM}A_{BM} \quad (21)$$

- La resistencia nominal para el metal de la soldadura es:

$$R_n = F_{nw}A_{we} \quad (22)$$

$$F_{nw} = 0.60F_{EXX}(1 + 0.5\sin(\Theta))^{1.5} \quad (23)$$

### CAPÍTULO III. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

#### 3.1 Estructuración en estructura en acero

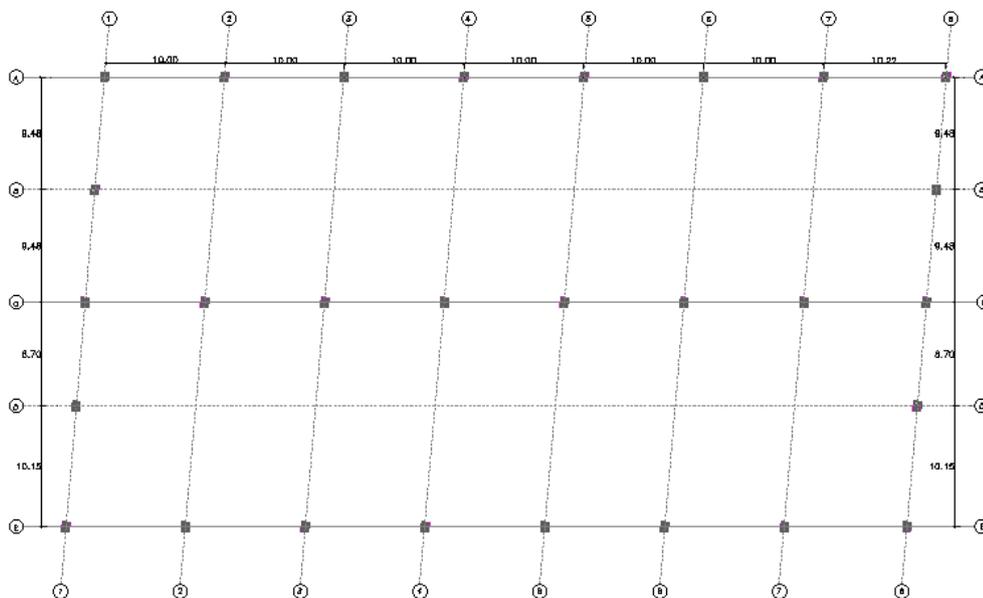
El proyecto de la estructura en acero para el almacenamiento de soya, consta de diversos miembros estructurales en acero conectados entre sí, mediante conexiones a momento lo cual permite la transferencia de fuerzas de momento flector entre una columna y una viga, de modo que la estructura en acero tenga una buena resistencia, ductilidad y rigidez.

En este proyecto se presenta un plano global indicando las dimensiones de largo, ancho y altura, como también las ubicaciones de los miembros y los apoyos. Para realizar la estructuración del proyecto se tomaron las siguientes consideraciones:

- La ubicación de los apoyos en planta, en este proyecto se tiene columnas de concreto armado, donde se apoyan las columnas metálicas, tal como se muestra en la figura 2

**Figura 2**

*Ubicación de los apoyos en planta*

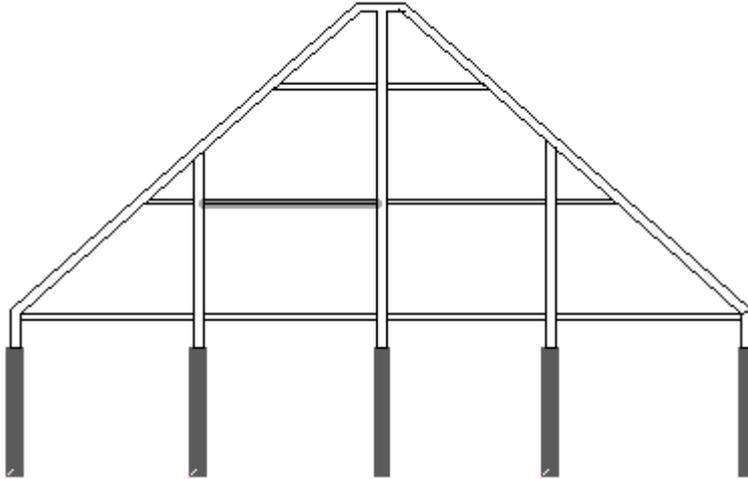


- Para miembros estructurales de este proyecto se consideraron elementos de acero con secciones tubulares, teniendo como ventajas: Mayor módulo de elasticidad, menor peso de la

estructura, menor tiempo en la construcción y menor costo en comparación al de concreto armado. En la figura 3 y 4 se muestran la ubicación de los principales miembros estructurales en acero.

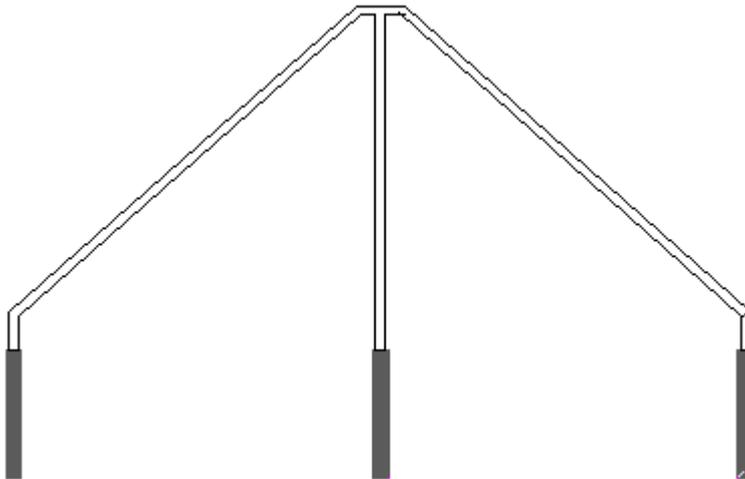
### Figura 3

*Ubicación de los miembros estructurales del eje 1 y 8*



### Figura 4

*Ubicación de los miembros estructurales del eje 2 al eje 7*



- El sistema de soporte principal de cargas gravitacionales y ambientales (viento y sismo). El proyecto de la estructura en acero, consta de varios pórticos en acero (Vigas y columnas), ya que el

material del acero se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad.

### 3.2 Predimensionamiento en estructuras en Acero

#### 3.2.1 Predimensionamiento de correas en el techo

Para el predimensionamiento de las correas del techo del proyecto, se realizó mediante la carga muerta del techo y la carga viva.

La carga muerta de techo considerada en el techo, cuenta con un panel de tipo TR-4 cuyo peso para un espesor de 5mm es de 4.30 kgf/m<sup>2</sup>.

La carga viva o variable, considerado en el techo del proyecto tiene una pendiente de 42°. Por lo tanto, la carga viva que se consideró es de 50 kgf/m<sup>2</sup>.

El predimensionamiento de la correa se realizó con la deflexión máxima (ver Tabla 2), cuyo valor es de L/240 y la deflexión máxima para una viga simplemente apoyada se calcula de la siguiente manera:

$$q = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (24)$$

E = 200000 Mpa

Módulo de elasticidad

L = 10.22 m

Longitud de la correa

Ancho = 1.18 m

Ancho tributario

DL = 4.30 kgf/m<sup>2</sup>

Carga muerta

CV = 50 kgf/m<sup>2</sup>

Carga viva

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{240} = 0.043 \text{ m}$$

$$q = (CV + DL)\text{Ancho} = 64.074 \text{ kgf/m}^2$$

$$I = \frac{5qL^4}{384E\Delta_{\max}} = 1048.034 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia de la correa

Perfil que se consideró es de sección tubular **150x250x4.5mm** (I=3084.16 cm<sup>4</sup>).

#### 3.2.2 Predimensionamiento de vigas y columnas

Para el predimensionamiento de las vigas del proyecto se realizó las siguientes consideraciones:

- Para la viga en acero se consideró una sección compacta, la cual debe cumplir los límites máximos de esbeltez de las alas y almas.
- En el proyecto de la estructura en acero, la viga metálica estará sometida a la combinación de cargas axiales y momentos, por lo tanto la esbeltez de la viga debe ser como máximo a 200.

En la tabla 6, se muestra las dimensiones de los perfiles tubulares, de tal manera se verificó según las consideraciones ya mencionadas.

**Tabla 6**

*Dimensiones de las secciones tubulares*

Perfil	b	H	t
150x250x4.5	150	250	4.50
150x250x6	150	250	6.00
150x250x8	150	250	8.00
150x250x10	150	250	10.00
200x300x6	200	300	6.00
200x300x8	200	300	8.00
200x300x10	200	300	10.00
200x300x12	200	300	12.00
200x400x10	200	400	10.00
200x400x12	200	400	12.00
300x500x10	300	500	10.00
300x500x12	300	500	12.00

*Nota.* Adaptado de *Tubo ASTM A500 LAC y GALV para estructuras (p.3)*, por Aceros Arequipa, 2020. En el dominio público.

Según las dimensiones de las secciones tubulares en la tabla 7 se muestra la esbeltez de las alas y almas del perfil, y los límites máximos de esbeltez.

**Tabla 7***Comparación de esbelteces y los límites máximos de esbeltez*

Perfil	$b/t=\lambda_{ala}$	$\Lambda_p$	$h/t=\lambda_{alma}$	$\Lambda_p$
150x250x4.5	33.33	28.125	53.56	60.77
150x250x6	25.00	28.125	39.67	60.77
150x250x8	18.75	28.125	29.25	60.77
150x250x10	15.00	28.125	23.00	60.77
200x300x6	33.33	28.125	48.00	60.77
200x300x8	25.00	28.125	35.50	60.77
200x300x10	20.00	28.125	28.00	60.77
200x300x12	16.67	28.125	23.00	60.77
200x400x10	20.00	28.125	38.00	60.77
200x400x12	16.67	28.125	31.33	60.77
300x500x10	30.00	28.125	48.00	60.77
300x500x12	25.00	28.125	39.67	60.77

Para la comparación de esbelteces del perfil y los límites máximos de esbeltez, se observa que hay tres perfiles tubulares que no cumplen. (ver Tabla 7)

En la tabla 8, se muestra la esbeltez de la viga y el máximo de esbeltez (menor a 200). Para el cálculo de esbeltez de la viga se tomó un factor conservador de longitud efectiva igual a 1, la longitud de la viga es de 23.75 m, donde sostendrá 20 correas de techo, por lo tanto se tiene:

$$\begin{array}{ll}
 L = 23.75 \text{ m} & \text{Longitud de la viga} \\
 L_x = 23.75 \text{ m} & \text{Longitud de la viga en X} \\
 L_y = 23.75 \text{ m} / 20 = 1.188 \text{ m} & \text{Longitud libre de la viga en Y}
 \end{array}$$

**Tabla 8***Comparación de esbeltez de las vigas y el máximo de esbeltez*

Perfil	$r_x$	$r_y$	$kL_x/r_x < 200$	$kL_y/r_y < 200$
150x250x4.5	93.62	63.11	253.69	18.82
150x250x6	93.00	62.50	255.38	19.00
150x250x8	92.20	61.70	257.59	19.25
150x250x10	91.41	60.92	259.82	19.49
200x300x6	113.74	83.19	208.81	14.27
200x300x8	112.94	82.39	210.30	14.41
200x300x10	112.14	81.60	211.79	14.55
200x300x12	111.34	80.81	213.31	14.69
200x400x10	144.91	84.07	163.89	14.13
200x400x12	144.10	83.26	164.82	14.26
300x500x10	186.83	125.81	127.12	9.44
300x500x12	186.02	125.00	127.67	9.50

Se verifica que son solo 4 perfiles que son menores a 200 los que cumplen con lo requerido (ver Tabla 8). Por lo tanto, se consideró tres perfiles tubulares con dimensiones de 200x400x10mm, 200x400x12mm y **300x500x12mm** (ver Tabla 7 y 8).

Así mismo, se consideró como predimensionamiento de la viga metálica la sección tubular **300x500x12mm**, y para la columna se consideró como mínimo las mismas dimensiones que la viga metálica.

## CAPÍTULO IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

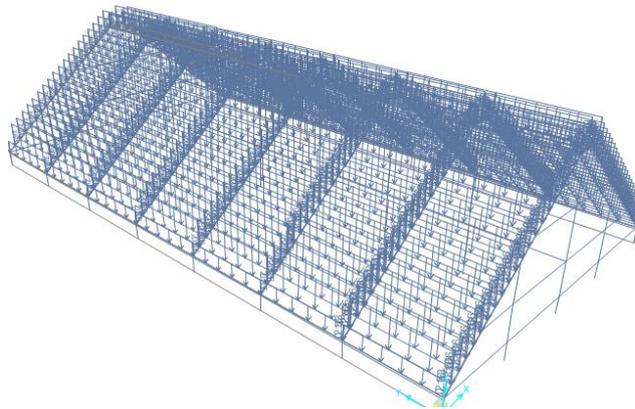
Para el análisis estructural para la estructura en acero del proyecto, se consideró las cargas gravitacionales (Cargas muertas y la carga viva) y las cargas ambientales (carga de viento y la carga sísmica), de tal manera que con estas cargas se determinará los diagramas de fuerzas axiales, momentos y los desplazamientos.

### 4.1 Análisis estructural debido a cargas muertas (DL)

Las cargas muertas consideradas en la estructura en acero son el peso propio de los elementos estructurales y el peso debido a la cubierta del techo. Tal como se muestra en la figura 8, se muestra la aplicación de la carga muerta en el proyecto.

#### Figura 5

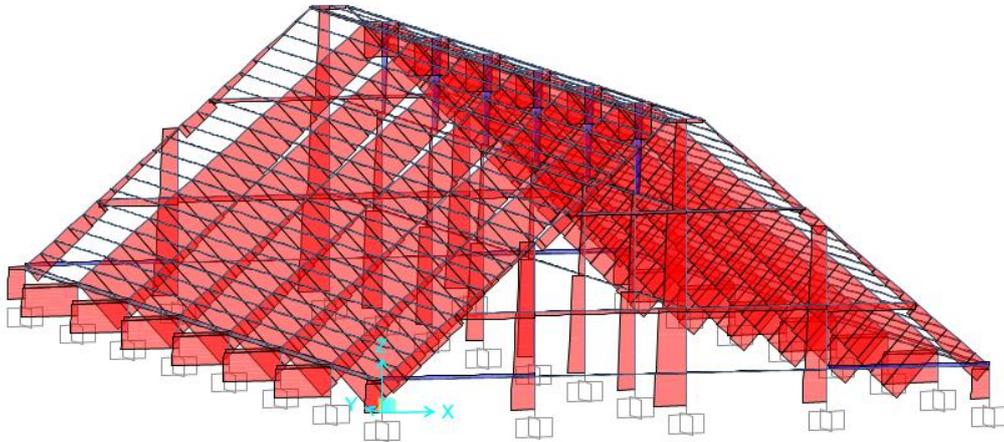
*Aplicación de la carga muerta*



Las figuras 9 y 10, muestran en la estructura los diagramas de fuerzas axiales y momentos, debido a la carga muerta.

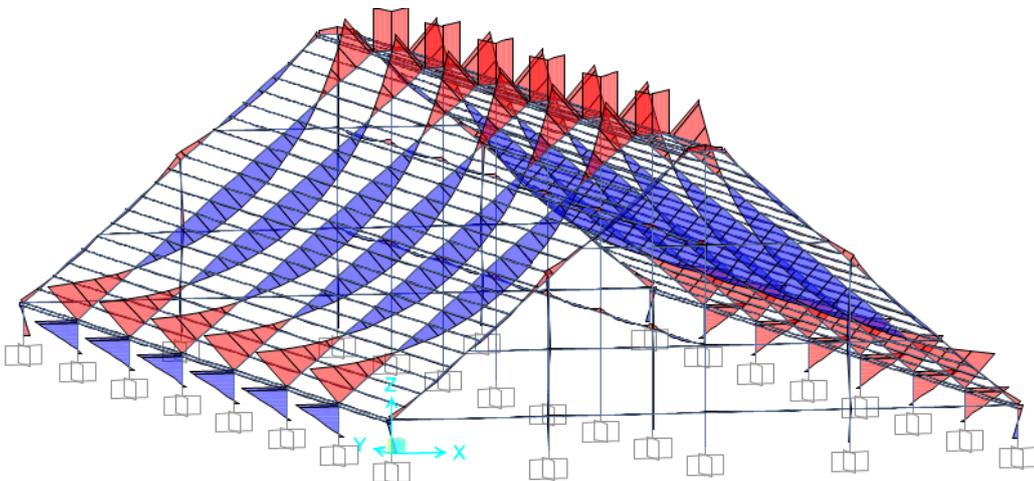
**Figura 6**

*Diagrama de fuerzas axiales debido DL*



**Figura 7**

*Diagrama de momentos debido DL*

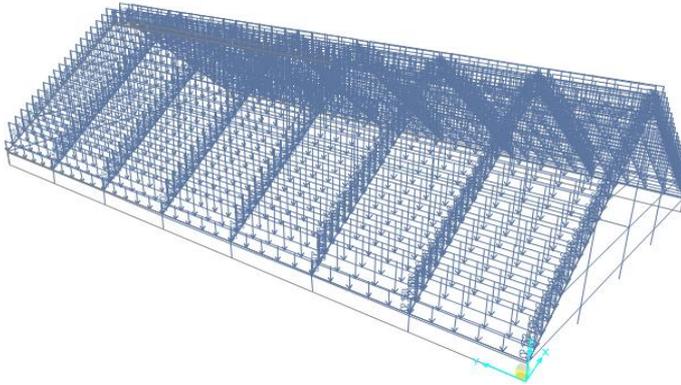


#### **4.2 Análisis estructural debido a carga viva o carga variable (CV)**

Según MVCS (2006) de la Norma E.020, indica la carga viva de techo. Para el diseño estructural en acero se tiene una carga de  $50 \text{ kgf/m}^2$ . En la figura 11, se muestra la carga viva en la estructura en acero.

### Figura 8

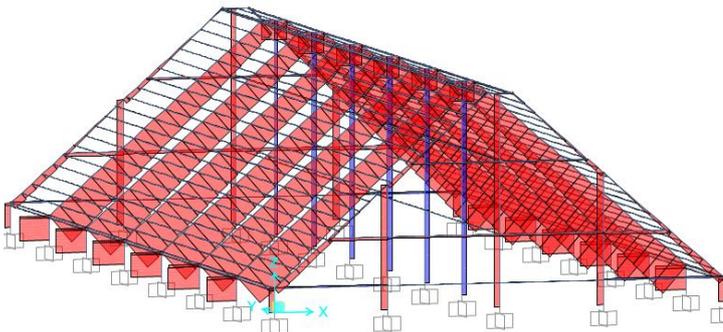
*Aplicación de la carga viva*



Las figuras 12 y 13, muestran en la estructura los diagramas de fuerzas axiales y momentos, debido a la carga viva.

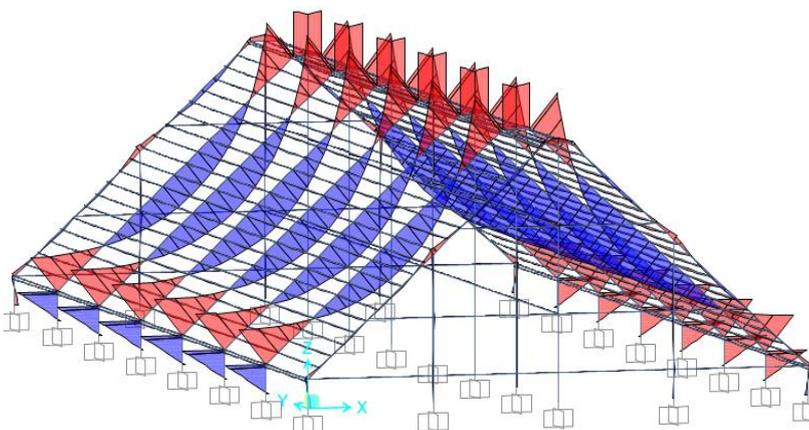
### Figura 9

*Diagrama de fuerzas axiales debido CV*



### Figura 10

*Diagrama de momentos debido CV*



### 4.3 Análisis estructural debido a carga de viento (W)

Según MVCS (2006) de la norma E.020 Cargas, se consideró la carga de viento en las direcciones X e Y, la carga empleada ha sido determinada según la siguiente expresión.

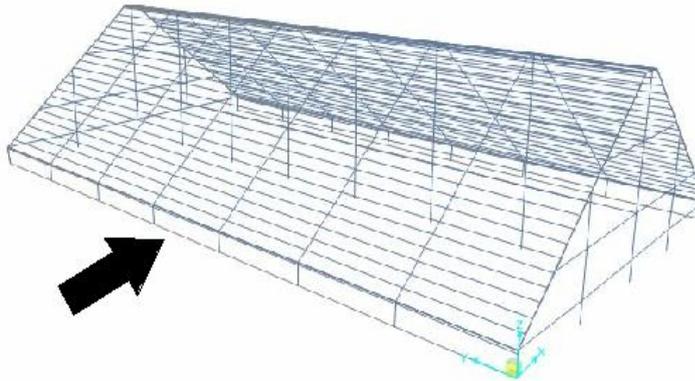
$$P_{\text{viento}} = 0.005C_c V_h^2 \quad (25)$$

$$V_h = V_{\text{viento}} \left( \frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad (26)$$

En la figura 14 se muestra la carga de viento en la dirección X, y la tabla 9 indica los valores de las cargas de viento en la dirección X, considerando la velocidad de diseño del viento ( $V_{\text{viento}}$ ), según el mapa eólico del Perú con un valor de 75 km/h.

**Figura 11**

*Dirección X de la carga de viento*



**Tabla 9**

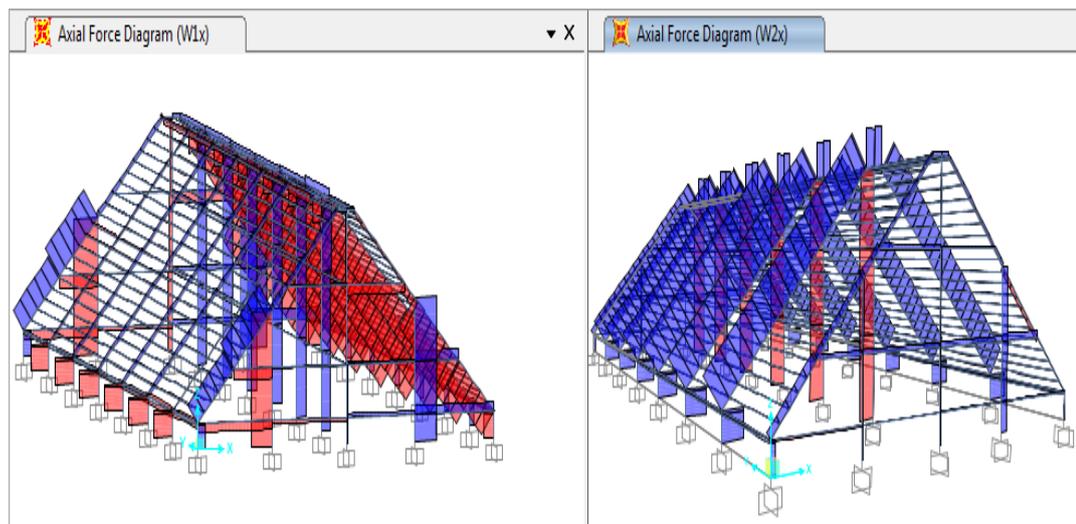
*Las Cargas de viento en la dirección X*

Carga	Altura (m)	Velocidad $V_h$ (km/h)	$C_{\text{barlovento}}$	$C_{\text{sotavento}}$	$P_{\text{Barlovento}}$ (Kgf/m <sup>2</sup> )	$P_{\text{sotavento}}$ (Kgf/m <sup>2</sup> )
$W_{1X}$	10	75	0.8	-0.6	22.50	-16.88
$W_{2x}$	10	75	0.8	-0.6	22.50	-16.88
$W_{1X}$	26	92.5	0.7	-0.6	29.98	-25.69
$W_{2x}$	26	92.5	-0.3	-0.6	-12.85	-25.69

Las figuras 15 y 16, muestran en la estructura los diagramas de fuerzas axiales y momentos, debido a la carga de viento  $W_{1x}$  y  $W_{2x}$

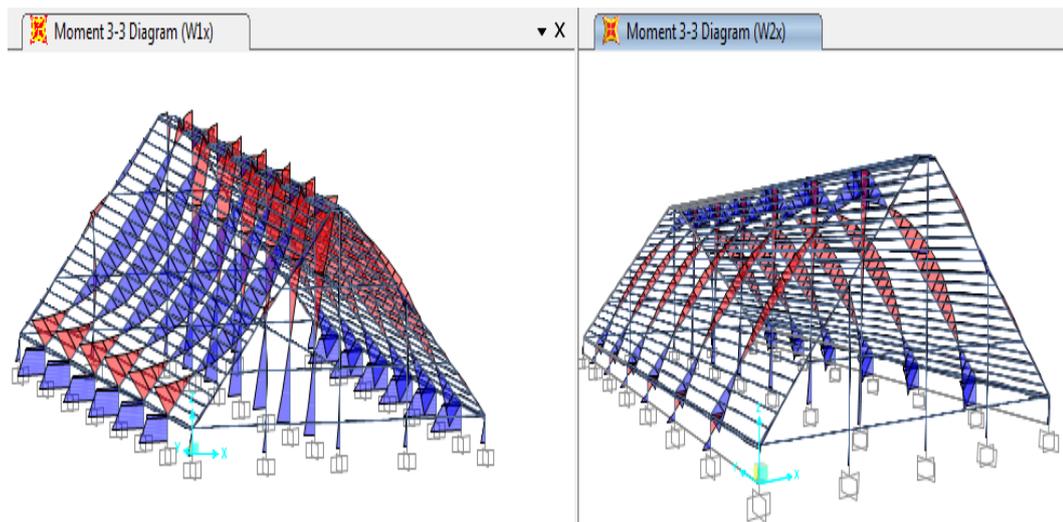
**Figura 12**

*Diagrama de fuerzas axiales  $W_{1x}$  y  $W_{2x}$*



**Figura 13**

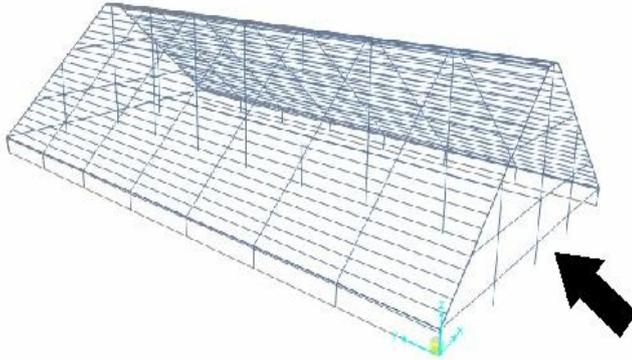
*Diagrama de Momentos  $W_{1x}$  y  $W_{2x}$*



En la figura 17, se muestra la carga de viento en la dirección Y, y la tabla 10 indica los valores de las cargas de viento en la dirección Y.

**Figura 14**

Dirección Y de la Carga de Viento



**Tabla 10**

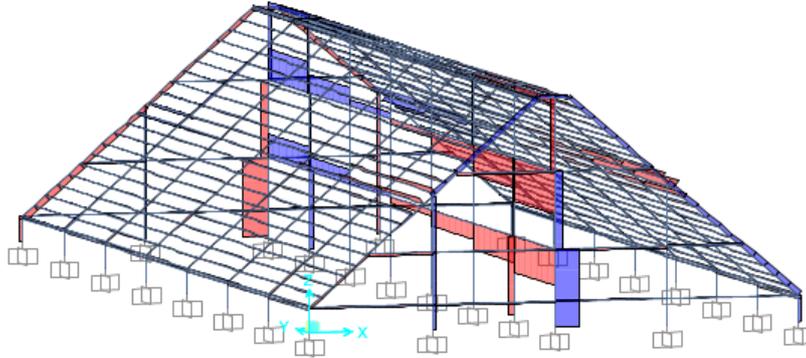
*Las Cargas de Viento en la Dirección Y*

Carga	h (m)	V <sub>h</sub> km/h	C <sub>barlovento</sub>	C <sub>sotavento</sub>	Ancho (m)	P <sub>Barlovento</sub> Kgf/m	P <sub>sotavent</sub> Kgf/m
W <sub>y_C1</sub>	10.0	75.0	0.8	-0.6	4.76	106.99	-80.24
W <sub>y_C2</sub>	18.3	85.6	0.8	-0.6	9.51	279.02	-209.26
W <sub>y_C3</sub>	26.0	92.5	0.8	-0.6	9.12	312.44	-234.33
W <sub>y_C4</sub>	18.9	86.2	0.8	-0.6	9.46	281.46	-211.09
W <sub>y_C5</sub>	10.0	75.0	0.8	-0.6	5.10	114.64	-85.98

En la figura 18 y 19, se muestra en la estructura los diagramas de fuerzas axiales y momentos, debido a la carga de viento W<sub>y</sub>.

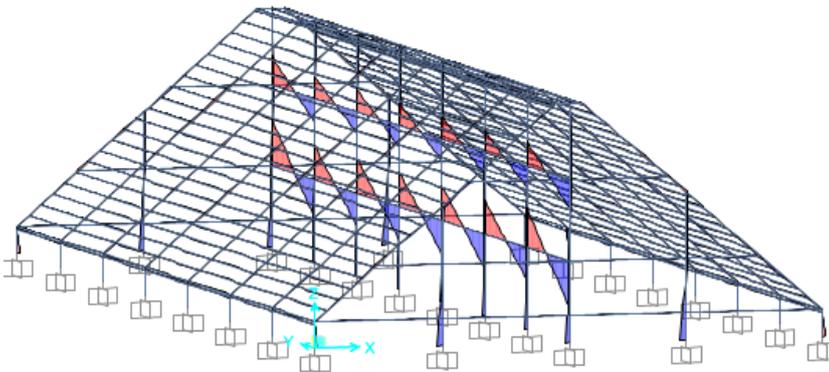
**Figura 15**

*Diagrama de Fuerzas Axiales  $W_y$*



**Figura 16**

*Diagrama de Momentos  $W_y$*



El desplazamiento máximo permisible debido a la carga de viento en las direcciones X e Y son:

$$h = 15.6 \text{ m}$$

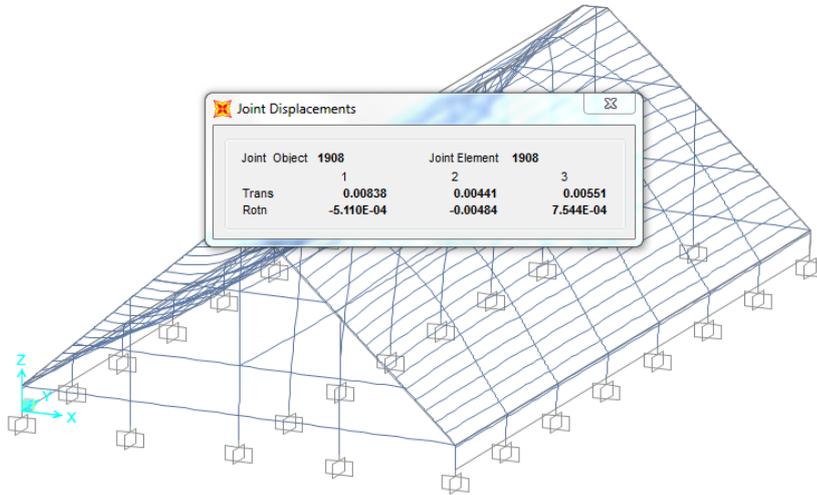
$$\Delta_{\max\_x} = \frac{h}{100} = \frac{15.6 \text{ m}}{100} = 0.156 \text{ m}$$

$$\Delta_{\max\_y} = \frac{h}{100} = \frac{15.6 \text{ m}}{100} = 0.156 \text{ m}$$

En las figuras 20 y 21, se muestran los desplazamientos máximos debido a las cargas de viento ( $W_{1x}$  y  $W_{2x}$ ), obtenido del modelamiento en 3D del programa Sap2000.

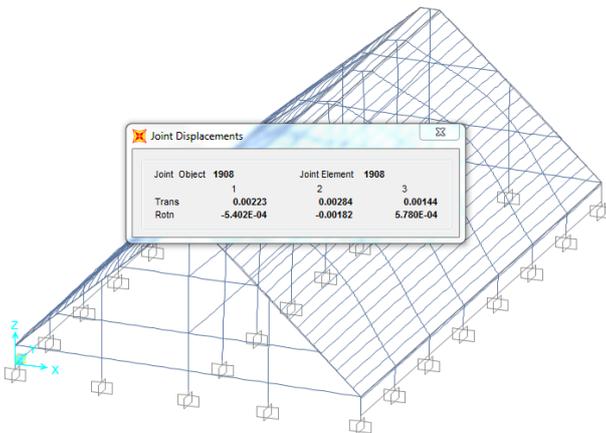
**Figura 17**

Desplazamiento máximo debido  $W_{1x}$



**Figura 18**

Desplazamiento máximo debido  $W_{2x}$



$$\delta_{x\_w1x} = 0.00838 \text{ m}$$

Desplazamiento debido  $W_{1x}$

$$\delta_{x\_w2x} = 0.00223 \text{ m}$$

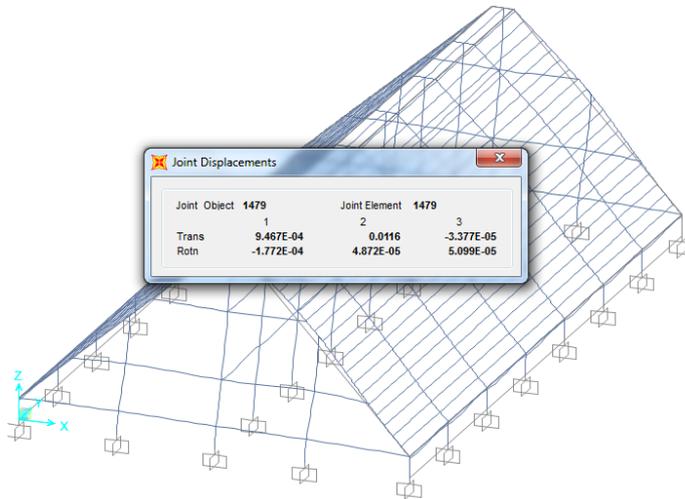
Desplazamiento debido  $W_{2x}$

El desplazamiento debido a las cargas de viento  $W_{1x}$  y  $W_{2x}$  es menor que 0.156 m.

En la figura 22, se muestra el desplazamiento máximo debido a la carga de viento ( $W_y$ ), obtenido del modelamiento en 3D del programa Sap2000.

**Figura 19**

Desplazamiento máximo debido  $W_y$



$$\delta_{x_{wy}} = 0.0116 \text{ m}$$

Desplazamiento debido  $W_y$

El desplazamiento debido a la carga de viento  $W_y$  es menor que 0.156 m.

#### 4.4 Análisis estructural debido a carga sísmica (E)

La aplicación de la acción sísmica en la estructura en acero, se realizó de acuerdo a la Norma E.030.

##### 4.4.1 Zonificación sísmica.

Para la zonificación sísmica para el proyecto que está ubicado en Huaral, se consideró el factor  $Z=0.45$ . en la tabla 11 que muestra los factores de zona de acuerdo a la Norma E.030 Sismorresistente.

**Tabla 11**

Factor de zona

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota. De E.030 Sismorresistente (p.7), Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019. En el dominio público.

#### 4.4.2 Condiciones geotécnicas

En el proyecto las consideraciones geotécnicas, permite clasificar el perfil de suelo, el que determina el sitio S, TP y TL necesario para definir el espectro de diseño. Para el proyecto que pertenece en la zona 4 y el tipo de perfil de suelo "S2" se tiene: El Factor "S" y los periodos característicos "TP" y el "TL"

$$S = 1.05$$

$$T_P = 0.6 \text{ s}$$

$$T_L = 2 \text{ s}$$

#### 4.4.3 Categoría de las edificaciones y factor de uso

Para la categoría del proyecto se consideró como edificaciones comunes "C". Por lo tanto, el factor de uso "U" es igual 1, de acuerdo a la Norma E.030 Sismorresistente.

#### 4.4.4 Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas

Para el proyecto de estructura en acero se consideró como sistema estructural pórticos ordinarios resistente a momento en ambas direcciones, el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas  $R_0 = 4$ .

#### 4.4.5 Regularidad estructural y coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

Una vez obtenido el coeficiente de reducción  $R_0$ , éste deberá ser afectado por las irregularidades, para obtener el valor del coeficiente de reducción R para el diseño. En el proyecto se consideró como factores de irregularidades lo siguiente:

$$I_a = 1 \quad \text{Irregularidad estructural en altura}$$

$$I_p = 1 \quad \text{Irregularidad estructural en planta}$$

$$R_X = R_{0X} I_a I_p = 4 \quad \text{Factor de modificación de respuesta de diseño en X}$$

$$R_Y = R_{0Y} I_a I_p = 4 \quad \text{Factor de modificación de respuesta de diseño en Y}$$

#### 4.4.6 Aceleración espectral

Para determinar el espectro de diseño, de acuerdo de los valores mencionados anteriormente, se procede determinar Pseudo-aceleraciones está definido por el valor  $S_a$ .

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (27)$$

Se calcula el factor de amplificación sísmica (C) en función del periodo.

$$T < T_P \quad C(T) = 2.5 \quad (28)$$

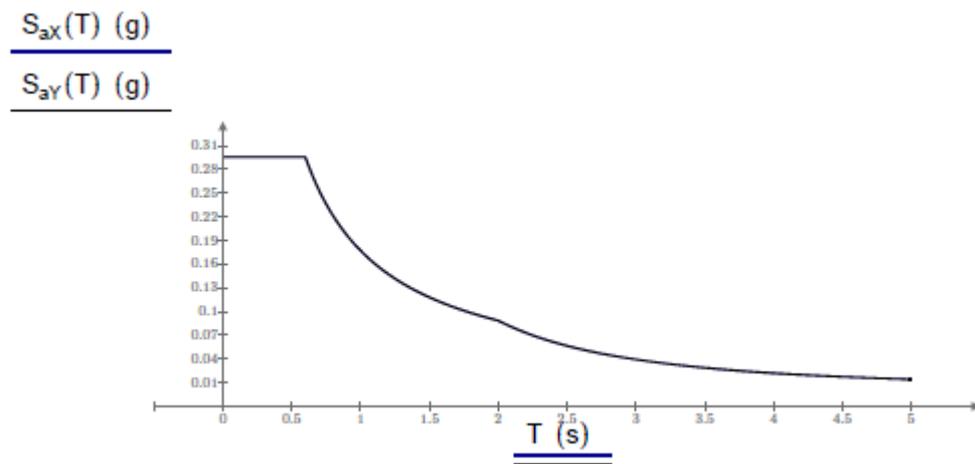
$$T_P \leq T < T_L \quad C(T) = 2.5 \frac{T_P}{T} \quad (29)$$

$$T \geq T_L \quad C(T) = 2.5 \frac{T_P T_L}{T^2} \quad (30)$$

En la figura 23, se muestra el espectro de diseño expresado en función de la gravedad.

**Figura 20**

*Espectro de Diseño*

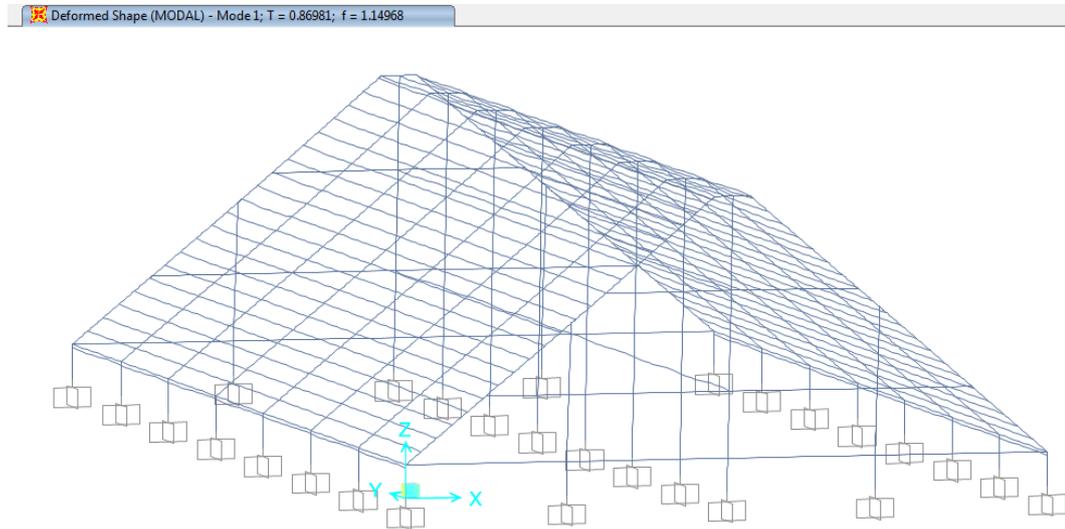


#### 4.4.7 Periodos de vibración

Las figuras 24 y 25, muestran los periodos de vibración fundamentales para la estructura en acero.

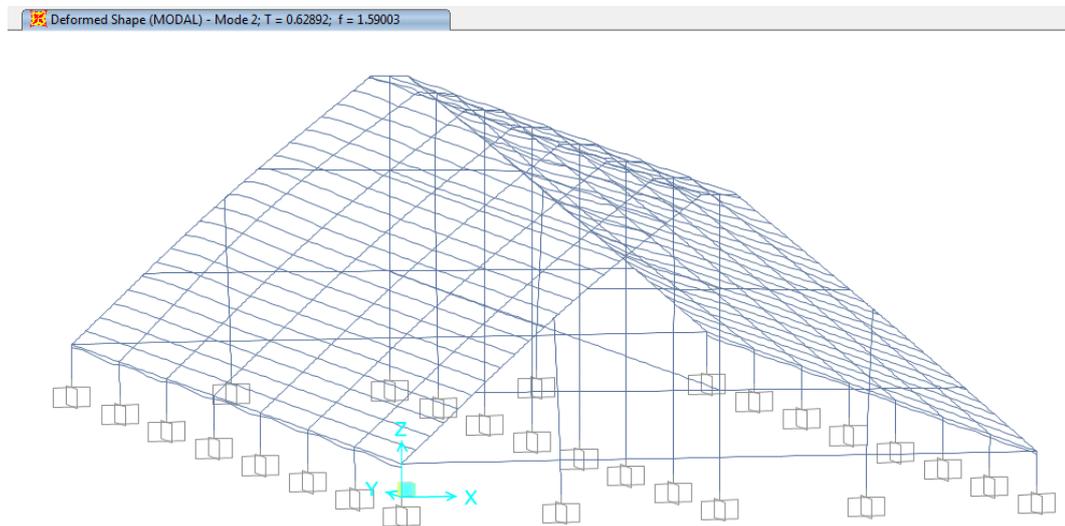
**Figura 21**

*Periodo de vibración del primer modo  $T=0.87$  s*



**Figura 22**

*Periodo de vibración del segundo modo  $T=0.629$  s*



#### **4.4.8 Control de distorsiones**

Para determinar el control de distorsiones en cada dirección X e Y, la estructura no debe superar el límite de la distorsión que es igual a 0.01. En las tablas 12 y 13, se muestra las derivas en las direcciones X e Y.

**Tabla 12***Distorsión en la Dirección X*

Altura (m)	Desplazamiento (cm)	Deriva elástica	Deriva inelástica
10	0.1337	0.0001337	0.00045
26	0.367	0.0001458	0.0005

**Tabla 13***Distorsión en la Dirección Y*

Altura (m)	Desplazamiento (cm)	Deriva elástica	Deriva inelástica
10	0.2861	0.0002861	0.00097
26	4.474	0.0026174	0.00890

**4.4.9 Fuerza cortante mínima**

Para la fuerza cortante dinámica en el proyecto se consideró que no puede ser menor al 90% de la fuerza cortante estática. Por lo tanto se tiene:

$$P_{\text{Peso}} = 311.53 \text{ tonf}$$

Peso sísmico

$$h_n = 26 \text{ m}$$

Altura total de la estructura

$$C_{T_x} = 35$$

Coeficiente para estimar el periodo fundamental en X

$$C_{T_y} = 35$$

Coeficiente para estimar el periodo fundamental en Y

$$T_x = \frac{h_n}{C_{T_x}} = 0.743 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{h_n}{C_{T_y}} = 0.743 \text{ s}$$

$$C(T_x) = 2.019$$

$$C(T_y) = 2.019$$

$$V_x = \frac{ZUCS(T_x)P_{\text{Peso}}}{R_x} = 74.307 \text{ tonf}$$

Corte estático en la dirección X

$$V_y = \frac{ZUCS(T_y)P_{\text{Peso}}}{R_y} = 74.307 \text{ tonf}$$

Corte estático en la dirección Y

Según el análisis de la estructura, se obtiene la fuerza cortante dinámica total en la dirección X e Y

$$V_{x\_dinámico} = 50.5 \text{ tonf}$$

$$\frac{0.9V_x}{V_{x\_dinámico}} = 1.324$$

$$V_{y\_dinámico} = 49.65 \text{ tonf}$$

$$\frac{0.9V_y}{V_{y\_dinámico}} = 1.347$$

Los factores de corrección de las fuerzas sísmicas en la dirección X es igual a 1.324 y en la dirección Y es 1.347.

## CAPÍTULO V. DISEÑO ESTRUCTURAL

### 5.1 Combinación de carga

El diseño de los elementos estructurales y las conexiones de la estructura en acero, serán tomadas de las combinaciones de cargas factorizadas, de acuerdo a la Norma E.090. Las combinaciones de carga que se evaluó en el diseño de la estructura en acero son las siguientes:

- 1.4D
- 1.2D+1.6L
- 1.2D+0.8W
- 1.2D+1.3W+0.5L
- 1.2D+E+0.5L
- 1.2D-E+0.5L
- 0.9D+1.3W
- 0.9D-1.3W
- 0.9D+E
- 0.9D-E

De acuerdo a las cargas aplicadas en la estructura, se obtiene del análisis estructural las fuerzas internas en los elementos estructurales. En la tabla 14, la tabla 15 y la tabla 16, se muestran las fuerzas internas de las correas de techo, la viga principal y la columna principal respectivamente.

**Tabla 14**

*Fuerzas cortantes y momentos en la correa de techo*

Elemento	$P_u$ (kN)	$M_{ux}$ (kN-m)	$V_u$ (kN)	Carga
Correa de techo	-	-3.8	1.39	Muerta
	-	-7.92	3.01	Viva
	-	-5.23	1.9	Viento WX1
	-	1.92	-0.75	Viento WX2
	-	0.65	0	Sísmica

**Tabla 15***Fuerzas axiales, momentos y cortantes en la viga principal*

Elemento	$P_u$ (kN)	$M_{ux}$ (kN-m)	$M_{uy}$ (kN-m)	$V_u$ (kN)	Carga
Viga principal	-131.67	-141.032	3.76	37.254	Muerta
	-158.10	-203.83	14.45	54.720	Viva
	-29.90	122.455	-11.17	-32.20	Viento WX1
	54.84	108.477	-8.29	-29.04	Viento WX2
	27.533	77.280	5.00	17.487	Sísmica X
	3.309	7.335	50.06	1.636	Sísmica Y

**Tabla 16***Fuerzas axiales, momentos y cortantes en la columna principal*

Elemento	$P_u$ (kN)	$M_{ux}$ (kN-m)	$M_{uy}$ (kN-m)	$V_u$ (kN)	Carga
Columna principal	-117.27	140.128	-19.906	-74.305	Muerta
	-146.73	201.790	-29.730	-80.721	Viva
	-27.455	141.70	-18.553	27.422	Viento WX1
	51.165	-47.15	7.465	37.656	Viento WX2
	15.671	78.33	5.115	25.504	Sísmica X
	1.882	8.35	32.725	3.203	Sísmica Y

Se plantea la revisión de los momentos y cortantes para el elemento correa y la interacción de la fuerza axial, los momentos y cortante para los elementos vigas y columnas para la combinación más crítica. En la tabla 17, se muestra las cargas factorizadas en valor absoluto de los elementos estructurales principales.

**Tabla 17***Cargas factorizadas para los elementos estructurales principales*

Elemento	$P_u$ (kN)	$M_{ux}$ (kN-m)	$M_{uy}$ (kN-m)	$V_u$ (kN)	Carga
Correa	-	17.232	-	6.484	1.2D+1.6L
Viga principal	410.96	495.366	27.633	132.26	1.2D+1.6L
Columna principal	375.50	491.017	71.455	218.32	1.2D+1.6L

Para los elementos más representativos del proyecto, se procedió en el cálculo del diseño de la correa de techo, la viga y columna son la siguiente:

## 5.2 Diseño correa de techo

### 5.2.1 Propiedades de los materiales (acero ASTM 500 Gr B 46ksi)

$F_y = 46$ ksi	Tensión cedente
$E = 200000$ MPa	Módulo de elasticidad

### 5.2.2 Definición de perfil a utilizar

$H_b = 250$ mm	Altura de la sección
$B_b = 150$ mm	Ancho del perfil
$t_b = 4.5$ mm	Espesor del perfil
$R_b = 0$ mm	Radio de esquina interno
$I_{yb} = 1401.45$ cm <sup>4</sup>	Inercia en Y
$A_b = 35.19$ cm <sup>2</sup>	Área gruesa
$S_{xb} = 246.733$ cm <sup>3</sup>	Módulo elástico X
$S_{yb} = 186.86$ cm <sup>3</sup>	Módulo elástico Y
$Z_{xb} = 296.395$ cm <sup>3</sup>	Módulo plástico X
$Z_{yb} = 208.42$ cm <sup>3</sup>	Módulo plástico Y
$I_{xb} = 3084.163$ cm <sup>4</sup>	Inercia en X
$h_b = H_b - 2(t_b + R_b) = 241$ mm	Altura libre de alma
$b_b = B_b - 2(t_b + R_b) = 141$ mm	Ancho libre de ala
$r_{xb} = \sqrt{I_{xb}/A_b} = 9.362$ cm	Radio de giro en X
$r_{yb} = \sqrt{I_{yb}/A_b} = 6.311$ cm	Radio de giro en Y

### 5.2.3 Revisión del pandeo local de la viga

Se revisa la esbeltez de las alas y el alma del elemento a fin de determinar si la sección es compacta o esbelta.

Para las alas, se tiene:

$\lambda_{ala} = \frac{b_b}{t_b} = 31.333$	Esbeltez del ala de la sección
$\lambda_{p\_ala} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.125$	Límite entre alas compactas y no compactas
$\lambda_{r\_ala} = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.156$	Límite entre alas no compactas y esbeltas

Bajo éstos parámetros las alas de la sección serán:

$$\lambda_{p\_ala} < \lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala} \quad \text{No compactas}$$

Para las almas, se tiene:

$$\lambda_{alma} = \frac{h_b}{t_b} = 53.556 \quad \text{Esbeltez del alma de la sección}$$

$$\lambda_{p\_alma} = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 60.77 \quad \text{Límite entre almas compactas y no compactas}$$

$$\lambda_{r\_alma} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 143.137 \quad \text{Límite entre almas no compactas y esbeltas}$$

Bajo éstos parámetros las alas de la sección serán:

$$\lambda_{alma} < \lambda_{r\_alma} \quad \text{Compactas}$$

#### 5.2.4 Cálculo de momento plástico y módulo de sección efectivo

$$M_p = Z_{xb} F_y = 94.004 \text{ kN-m} \quad \text{Momento plástico}$$

Para el cálculo del módulo de sección efectivo, es aquello módulo de sección modificado para tomar en cuenta el pandeo de los elementos en compresión. Se calcula la inercia efectiva, para ello lo restamos a la inercia producida por el ancho no efectivo  $b - b_e$ . (Solo aplica para secciones esbeltas).

$$b_e = \text{menor} \left( b_b, 1.92 t_b \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 1 - \frac{0.38}{b_b/t_b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \right) = 0.141 \text{ m}$$

$$b_b - b_e = 0$$

$$I_e = I_{xb} - \left( \frac{(b_b - b_e)t_b^3}{12} + (b_b - b_e)t_b \left( \frac{H_b - t_b}{2} \right)^2 \right) = 3084 \text{ cm}^4$$

$$S_e = \frac{I_e}{0.5H_b} = 246.733 \text{ cm}^3$$

#### 5.2.5 Cálculo de la resistencia a flexión

En función a la esbeltez de la sección tubular se tiene:

$$\text{Si } \lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala} \quad \text{Alas compactas}$$

$$M_{n1} = M_p = 94.004 \text{ kN-m}$$

$$\text{Si } \lambda_{p\_ala} \leq \lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala} \quad \text{Alas no compactas}$$

$$M_{n2} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{xb}) \left( 3.57 \frac{b_b}{t_b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 4 \right) \right) = 86.846 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{ala} \geq \lambda_{r\_ala}$  Alas esbeltas

$$M_{n3} = \min(M_p, F_y S_e) = 78.254 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{p\_alma} \leq \lambda_{alma}$  Almas no compactas o esbeltas

$$M_{n4} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{xb}) \left( 3.05 \frac{h_b}{t_b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 0.738 \right) \right) = 94.004 \text{ kN-m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión.

$$M_{nx} = \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}, \min(M_{n1}, M_{n4}), \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}, \min(M_{n2}, M_{n4}), \min(M_{n1}, M_{n4})))$$

$$M_{nx} = 86.846 \text{ kN-m} \quad \text{Resistencia nominal a flexión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{nx} = 78.161 \text{ kN-m} \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

$$M_u = 17.225 \text{ kN-m} \quad \text{Momento último}$$

$$\text{ratio} = \frac{M_u}{\phi M_{nx}} = 0.22$$

### 5.2.6 Diseño por corte del perfil tubular

$$A_w = 2h_b t_b = 21.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de las almas de la sección}$$

$$k_v = 5 \quad \text{Coef. de pandeo por cortante de la placa del alma}$$

Luego, se plantea obtener el valor del coeficiente de corte  $C_v$ , para ello es necesario revisar la esbeltez del alma

$$\lambda_{alma} = \frac{h_b}{t_b} = 53.556$$

$$C_v = \text{si} \left( \lambda_{alma} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, 1, \text{si} \left( \lambda_{alma} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, \frac{\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h_b/t_b}, \frac{1.51 k_v E}{(h_b/t_b)^2 F_y} \right) \right) = 1$$

$$\phi_v = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$V_n = 0.6 C_v A_w F_y = 412.751 \text{ kN} \quad \text{Resistencia nominal a corte}$$

$$\phi_v V_n = 371.475 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a corte}$$

$$V_u = 6.484 \text{ kN} \quad \text{Corte último}$$

$$I = \frac{V_u}{\phi_v V_n} = 0.017$$

### 5.3 Diseño de viga principal

#### 5.3.1 Propiedades de los materiales (acero ASTM 500 Gr B 46ksi)

$F_y = 46$ ksi	Tensión cedente
$E = 200000$ MPa	Módulo de elasticidad

#### 5.3.2 Definición de perfil a utilizar

$H_b = 500$ mm	Altura de la sección
$B_b = 300$ mm	Ancho del perfil
$t_b = 12$ mm	Espesor del perfil
$R_b = 0$ mm	Radio de esquina interno
$I_{yb} = 2.91 \cdot 10^8$ mm <sup>4</sup>	Inercia en Y
$A_b = 18624$ mm <sup>2</sup>	Área gruesa
$S_{xb} = 2577783.8$ mm <sup>3</sup>	Módulo elástico X
$S_{yb} = 1940167.7$ mm <sup>3</sup>	Módulo elástico Y
$Z_{xb} = 3116256$ mm <sup>3</sup>	Módulo plástico X
$Z_{yb} = 2185056$ mm <sup>3</sup>	Módulo plástico Y
$I_{xb} = 6.444 \cdot 10^8$ mm <sup>4</sup>	Inercia en X
$h_b = H_b - 2(t_b + R_b) = 476$ mm	Altura libre de alma
$b_b = B_b - 2(t_b + R_b) = 276$ mm	Ancho libre de ala
$r_{xb} = \sqrt{I_{xb}/A_b} = 18.601$ cm	Radio de giro en X
$r_{yb} = \sqrt{I_{yb}/A_b} = 12.5$ cm	Radio de giro en Y

#### 5.3.3 Revisión del pandeo local de la viga

Se revisa la esbeltez de las alas y el alma del elemento a fin de determinar si la sección es compacta o esbelta.

Para las alas, se tiene:

$\lambda_{ala} = \frac{b_b}{t_b} = 23$	Esbeltez del ala de la sección
$\lambda_{p\_ala} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.125$	Límite entre alas compactas y no compactas

$$\lambda_{r\_ala} = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.156$$

Límite entre alas no compactas y esbeltas

Bajo éstos parámetros las alas de la sección serán:

$$\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}$$

Compactas

Para las almas, se tiene:

$$\lambda_{alma} = \frac{h_b}{t_b} = 39.667$$

Esbeltez del alma de la sección

$$\lambda_{p\_alma} = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 60.77$$

Límite entre almas compactas y no compactas

$$\lambda_{r\_alma} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 143.137$$

Límite entre almas no compactas y esbeltas

Bajo éstos parámetros las alas de la sección serán:

$$\lambda_{alma} < \lambda_{r\_alma}$$

Compactas

Las alas y almas de la viga cumplen con la condición de miembros compactos, conforme a la norma ANSI/AISC 360-10, a fin de prevenir el pandeo local.

### 5.3.4 Revisión de la viga por flexo-compresión

Se definió la longitud efectiva en la dirección X e Y, el factor de longitud efectiva conservadora igual  $K=1$ .

### 5.3.5 Resistencia a Compresión de la viga

$$L = 23.75 \text{ m}$$

Longitud de la viga

$$L_{bx} = L = 23.75 \text{ m}$$

Longitud libre de la viga en X

La longitud libre de la viga en Y, se divide entre 20, ya que se encuentra arriostrada por 20 vigas de techo.

$$L_{by} = L/20 = 1.188 \text{ m}$$

Longitud libre de la viga en Y

$$K_x L_{bx} / r_{xb} = 127.68$$

Esbeltez de la viga en X

$$K_y L_{by} / r_{yb} = 9.5$$

Esbeltez de la viga en Y

$$E_{max} = \max(K_x L_{bx} / r_{xb}, K_y L_{by} / r_{yb}) = 127.68$$

Esbeltez máxima de la viga

El límite de esbeltez de la viga, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico es la siguiente:

$$E_{\text{límite}} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 118.276$$

si( $E_{\text{max}} \leq E_{\text{límite}}$ , Pandeo inelástico, Pandeo elástico) = Pandeo elástico

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple.

$$\lambda_b = \frac{E_{\text{max}}}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.618$$

si( $\lambda_b \leq 1.5$ , Pandeo inelástico, Pandeo elástico) = Pandeo elástico

$$F_{cr} = \text{si} \left( \lambda_b \leq 1.5, 0.658 \lambda_b^2 F_y, \frac{0.877}{\lambda_b^2} F_y \right) = 106190.258 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Tensión crítica de pandeo}$$

$$P_n = A_b F_{cr} = 1977.687 \text{ kN} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi P_n = 1779.919 \text{ kN} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

### 5.3.6 Resistencia a Flexión del Eje Mayor

Se realizó el cálculo de momento plástico y módulo de sección efectivo.

$$M_p = Z_{xb} F_y = 988.348 \text{ kN-m} \quad \text{Momento plástico}$$

$$b_e = \text{menor} \left( b_b, 1.92 t_b \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 1 - \frac{0.38}{b_b/t_b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \right) = 0.276 \text{ m}$$

Para el cálculo del módulo de sección efectivo, es aquello módulo de sección modificado para tomar en cuenta el pandeo de los elementos en compresión. Se calcula la inercia efectiva, para ello lo restamos a la inercia producida por el ancho no efectivo  $b - b_e$ . (Solo aplica para secciones esbeltas).

$$b_b - b_e = 0$$

$$I_e = I_{xb} - \left( \frac{(b_b - b_e) t_b^3}{12} + (b_b - b_e) t_b \left( \frac{H_b - t_b}{2} \right)^2 \right) = 64440 \text{ cm}^4$$

$$S_e = \frac{I_e}{0.5 H_b} = 2577.6 \text{ cm}^3$$

En función a la esbeltez de la sección, se calcula la resistencia a flexión.

$$\text{Si } \lambda_{\text{ala}} < \lambda_{p\_\text{ala}} \quad \text{Alas compactas}$$

$$M_{n1} = M_p = 988.348 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{p\_ala} \leq \lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}$  Alas no compactas

$$M_{n2} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{xb}) \left( 3.57 \frac{b_b}{t_b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 4 \right) \right) = 988.348 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{ala} \geq \lambda_{r\_ala}$  Alas esbeltas

$$M_{n3} = \min(M_p, F_y S_e) = 817.509 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{p\_alma} \leq \lambda_{alma}$  Almas no compactas o esbeltas

$$M_{n4} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{xb}) \left( 3.05 \frac{h_b}{t_b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 0.738 \right) \right) = 988.348 \text{ kN-m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión.

$$M_{nx} = \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}, \min(M_{n1}, M_{n4}), \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}, \min(M_{n2}, M_{n4}), \min(M_{n1}, M_{n4})))$$

$M_{nx} = 988.348 \text{ kN-m}$  Resistencia nominal a flexión

$\phi = 0.9$  Factor de minoración

$\phi M_{nx} = 889.513 \text{ kN-m}$  Resistencia minorada a flexión

### 5.3.7 Resistencia a Flexión del Eje Menor

Se calcula el momento plástico respecto al eje menor, con la siguiente expresión:

$M_p = Z_{yb} F_y = 693.01 \text{ kN-m}$  Momento plástico

En función a la esbeltez de la sección, se calcula la resistencia a flexión.

Si  $\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}$  Alas compactas

$M_{n1} = M_p = 693.01 \text{ kN-m}$

Si  $\lambda_{p\_ala} \leq \lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}$  Alas no compactas

$$M_{n2} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{xb}) \left( 3.57 \frac{b_b}{t_b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 4 \right) \right) = 565.696 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{ala} \geq \lambda_{r\_ala}$  Alas esbeltas

$M_{n3} = \min(M_p, F_y S_e) = 693.01 \text{ kN-m}$

Si  $\lambda_{p\_alma} \leq \lambda_{alma}$  Almas no compactas o esbeltas

$$M_{n4} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{xb}) \left( 3.05 \frac{h_b}{t_b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 0.738 \right) \right) = 693.01 \text{ kN-m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión del eje menor.

$$M_{ny} = \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}, \min(M_{n1}, M_{n4}), \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}, \min(M_{n2}, M_{n4}), \min(M_{n1}, M_{n4})))$$

$$M_{ny} = 693.01 \text{ kN-m}$$

Resistencia nominal a flexión

$$\phi = 0.9$$

Factor de minoración

$$\phi M_{ny} = 623.709 \text{ kN-m}$$

Resistencia minorada a flexión

### 5.3.8 Relación Demanda/Capacidad a Flexo-Compresión de la Viga

$$\phi P_n = 1779.919 \text{ kN}$$

Resistencia a compresión

$$\phi M_{nx} = 889.513 \text{ kN-m}$$

Resistencia a flexión eje mayor

$$\phi M_{ny} = 623.709 \text{ kN-m}$$

Resistencia a flexión eje menor

Se plantea la revisión ante la interacción de la fuerza axial y los momentos, para la combinación más crítica en la viga.

$$P_u = 410.96 \text{ kN}$$

Fuerza axial última

$$M_{ux} = 495.366 \text{ kN-m}$$

Momento último en el eje x

$$M_{uy} = 27.633 \text{ kN-m}$$

Momento último en el eje y

$$I = \text{si} \left( \frac{P_u}{\phi C P_C} < 0.20, \frac{P_u}{2\phi C P_C} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right), \frac{P_u}{\phi C P_C} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right)$$

$$I = 0.765$$

### 5.3.9 Diseño por corte del perfil tubular

$$A_w = 2h_b t_b = 114.24 \text{ cm}^2$$

Área de las almas de la sección

$$k_v = 5$$

Coef. de pandeo por cortante de la placa del alma

Luego, se plantea obtener el valor del coeficiente de corte  $C_v$ , para ello es necesario revisar la esbeltez del alma

$$\lambda_{alma} = \frac{h_b}{t_b} = 39.667$$

$$C_v = \text{si} \left( \lambda_{alma} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, 1, \text{si} \left( \lambda_{alma} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, \frac{1.51 k_v E}{(h_b/t_b)^2 F_y} \right) \right) = 1$$

$$\phi_v = 0.9$$

Factor de minoración

$V_n = 0.6 C_V A_W F_y = 2173.934 \text{ kN}$  Resistencia nominal a corte  
 $\phi_V V_n = 1956.54 \text{ kN}$  Resistencia a corte  
 $V_u = 132.256 \text{ kN}$  Corte último

$$I = \frac{V_u}{\phi_V V_n} = 0.068$$

En la figura 26, se muestra la demanda/capacidad del programa Sap2000 V.20, por lo cual se verifica que los resultados realizado manualmente coinciden, tanto en la resistencia a compresión, las resistencias a flexión y la resistencia al corte

**Figura 23**

*Demanda/capacidad de la Viga*

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2D+1.6L)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
23.756      -410.959  -495.366   27.633   132.256   -6.132   -53.393

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio:    0.765 = 0.231 + 0.495 + 0.039
              = (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)
Factor      L      K1      K2      B1      B2      Cm
Major Bending 1.000  1.000  1.000  1.000  1.000  1.000
Minor Bending 0.050  1.000  1.000  1.000  1.000  1.000

LTB          Lltb   Kltb   Cb
0.050       0.050  1.000  1.002

          Pu      phi*Pnc  phi*Pnt
          Force  Capacity Capacity
Axial    -410.959  1779.178  5316.090

          Mu      phi*Mn   phi*Mn   phi*Mn
          Moment Capacity No LTB   Cb=1
Major Moment -495.366  889.513  889.513  889.513
Minor Moment  27.633   623.709

          Tu      Tn      phi*Tn
          Moment Capacity Capacity
Torsion   -53.393   640.607  576.546

SHEAR CHECK
          Vu      phi*Vn   Stress   Status
          Force  Capacity Ratio   Check
Major Shear 132.256  1907.216  0.069   OK
    
```

**5.4 Diseño de columna principal**

**5.4.1 Propiedades de los materiales (acero ASTM 500 Gr B 46ksi)**

$F_y = 46 \text{ ksi}$  Tensión cedente  
 $E = 200000 \text{ MPa}$  Módulo de elasticidad

**5.4.2 Definición de perfil a utilizar**

$H_c = 500 \text{ mm}$  Altura de la sección  
 $B_c = 300 \text{ mm}$  Ancho del perfil

$t_c = 12 \text{ mm}$	Espesor del perfil
$R_c = 0 \text{ mm}$	Radio de esquina interno
$I_{yc} = 2.91 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$	Inercia en Y
$A_c = 18624 \text{ mm}^2$	Área gruesa
$S_{xc} = 2577783.8 \text{ mm}^3$	Módulo elástico X
$S_{yc} = 1940167.7 \text{ mm}^3$	Módulo elástico Y
$Z_{xc} = 3116256 \text{ mm}^3$	Módulo plástico X
$Z_{yc} = 2185056 \text{ mm}^3$	Módulo plástico Y
$I_{xc} = 6.444 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$	Inercia en X
$h_c = H_c - 2(t_c + R_c) = 476 \text{ mm}$	Altura libre de alma
$b_c = B_c - 2(t_c + R_c) = 276 \text{ mm}$	Ancho libre de ala
$r_{xc} = \sqrt{I_{xc}/A_c} = 18.601 \text{ cm}$	Radio de giro en X
$r_{yc} = \sqrt{I_{yb}/A_c} = 12.5 \text{ cm}$	Radio de giro en Y

#### 5.4.3 Revisión del pandeo local de la columna

Se revisa la esbeltez de las alas y el alma del elemento a fin de determinar si la sección es compacta o esbelta.

Para las alas, se tiene:

$\lambda_{ala} = \frac{b_c}{t_c} = 23$	Esbeltez del ala de la sección
$\lambda_{p\_ala} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.125$	Límite entre alas compactas y no compactas
$\lambda_{r\_ala} = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.156$	Límite entre alas no compactas y esbeltas

Bajo éstos parámetros las alas de la sección serán:

$$\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala} \quad \text{Compactas}$$

Para las almas, se tiene:

$$\lambda_{alma} = \frac{h_c}{t_c} = 39.667 \quad \text{Esbeltez del alma de la sección}$$

$$\lambda_{p\_alma} = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 60.77$$

Límite entre almas compactas y no compactas

$$\lambda_{r\_alma} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 143.137$$

Límite entre almas no compactas y esbeltas

Bajo éstos parámetros las alas de la sección serán:

$$\lambda_{alma} < \lambda_{r\_alma}$$

Compactas

Las alas y almas de la columna cumplen con la condición de miembros compactos, conforme a la norma ANSI/AISC 360-10, a fin de prevenir el pandeo local.

#### 5.4.4 Revisión de la columna por flexo-compresión

La definición de la longitud efectiva de la columna, se consideró en la base de la columna como empotrado, por lo tanto, el módulo de rigidez es igual a 1.

- Análisis en dirección X

$$I_{xb} = 6.444 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Momento de inercia en X de la viga

$$L_b = 23.756 \text{ m}$$

Longitud de la viga

$$G_B = 1$$

Módulo de rigidez

$$L_c = 2 \text{ m}$$

Longitud de la columna

Del cálculo del módulo de rigidez en el tope de la columna, donde se conecta una sola viga, se tiene:

$$G_A = \frac{\frac{EI_{xc}}{L_c}}{\frac{EI_{xb}}{L_b}} = 11.878$$

El factor de longitud efectiva en X, se calcula según la expresión:

$$K = \frac{\sqrt{1.6(G_A G_B) + 4(G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}} = 1.957$$

- Análisis en dirección Y

$$I_{yb} = 30841628 \text{ mm}^4$$

Momento de inercia en dirección Y de la viga

$$L_b = 10 \text{ m}$$

Longitud de la viga

$$G_B = 1$$

Módulo de rigidez

Del cálculo del módulo de rigidez en el tope de la columna, donde se conecta dos vigas, se tiene:

$$G_A = \frac{\frac{EI_{yc}}{L_c}}{\frac{EI_{xb}}{L_b}} = 23.588$$

El factor de longitud efectiva en Y, se calcula según la expresión:

$$K = \frac{\sqrt{1.6(G_A G_B) + 4(G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}} = 2.115$$

#### 5.4.5 Resistencia a compresión de la columna

$L_{cx} = L_c = 2 \text{ m}$	Longitud libre de la columna en X
$L_{cy} = L_c = 2 \text{ m}$	Longitud libre de la columna en X
$K_x L_{cx} / r_{xc} = 21.038$	Esbeltez de la columna en X
$K_y L_{cy} / r_{yc} = 33.847$	Esbeltez de la columna en Y
$E_{\max} = \max(K_x L_{cx} / r_{xc}, K_y L_{cy} / r_{yc}) = 33.847$	Esbeltez máxima de la columna

El límite de esbeltez de la columna para definir, si se produce un pandeo inelástico o elástico es el siguiente:

$$\lambda_c = \frac{E_{\max}}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.429$$

si ( $\lambda_b \leq 1.5$ , Pandeo inelástico, Pandeo elástico) = Pandeo inelástico

$$F_{cr} = \text{si} \left( \lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} F_y, \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \right) = 293641.916 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Tensión crítica de pandeo}$$

$$P_n = A_b F_{cr} = 5468.787 \text{ kN} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi P_n = 4921.908 \text{ kN} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

#### 5.4.6 Resistencia a flexión en el eje mayor

Se realizó el cálculo de momento plástico y el módulo de sección efectivo.

$$M_p = Z_{xc} F_y = 988.348 \text{ kN-m} \quad \text{Momento plástico}$$

$$b_e = \text{menor} \left( b_b, 1.92 t_b \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 1 - \frac{0.38}{b_b / t_b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \right) = 0.276 \text{ m}$$

Para el cálculo del módulo de sección efectivo, es aquello módulo de sección modificado para tomar en cuenta el pandeo de los elementos en compresión. Se calcula la inercia efectiva, para ello lo restamos a la inercia producida por el ancho no efectivo  $b-be$ . (Solo aplica para secciones esbeltas).

$$b_b - b_e = 0$$

$$I_e = I_{xb} - \left( \frac{(b_b - b_e)t_b^3}{12} + (b_b - b_e)t_b \left( \frac{H_b - t_b}{2} \right)^2 \right) = 64440 \text{ cm}^4$$

$$S_e = \frac{I_e}{0.5H_b} = 2577.6 \text{ cm}^3$$

En función a la esbeltez de la sección, se calcula la resistencia a flexión.

Si  $\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}$  Alas compactas

$$M_{n1} = M_p = 988.348 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{p\_ala} \leq \lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}$  Alas no compactas

$$M_{n2} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{xc}) \left( 3.57 \frac{b_c}{t_c} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 4 \right) \right) = 988.348 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{ala} \geq \lambda_{r\_ala}$  Alas esbeltas

$$M_{n3} = \min(M_p, F_y S_e) = 817.509 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{p\_alma} \leq \lambda_{alma}$  Almas no compactas o esbeltas

$$M_{n4} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{xc}) \left( 3.05 \frac{h_c}{t_c} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 0.738 \right) \right) = 988.348 \text{ kN-m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión.

$$M_{nx} = \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}, \min(M_{n1}, M_{n4}), \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}, \min(M_{n2}, M_{n4}), \min(M_{n1}, M_{n4})))$$

$$M_{nx} = 988.348 \text{ kN-m} \quad \text{Resistencia nominal a flexión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{nx} = 889.513 \text{ kN-m} \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

#### 5.4.7 Resistencia a Flexión del Eje Menor

Se calcula el momento plástico respecto al eje menor, con la siguiente expresión:

$$M_p = Z_{yc} F_y = 693.01 \text{ kN-m} \quad \text{Momento plástico}$$

En función a la esbeltez de la sección, se calcula la resistencia a flexión.

Si  $\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}$  Alas compactas

$$M_{n1} = M_p = 693.01 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{p\_ala} \leq \lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}$  Alas no compactas

$$M_{n2} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{yc}) \left( 3.57 \frac{b_c}{t_c} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 4 \right) \right) = 565.696 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{ala} \geq \lambda_{r\_ala}$  Alas esbeltas

$$M_{n3} = \min(M_p, F_y S_e) = 693.01 \text{ kN-m}$$

Si  $\lambda_{p\_alma} \leq \lambda_{alma}$  Almas no compactas o esbeltas

$$M_{n4} = \min \left( M_p, M_p - (M_p - F_y S_{yc}) \left( 3.05 \frac{h_c}{t_c} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 0.738 \right) \right) = 693.01 \text{ kN-m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión del eje menor.

$$M_{ny} = \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}, \min(M_{n1}, M_{n4}), \text{si}(\lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}, \min(M_{n2}, M_{n4}), \min(M_{n1}, M_{n4})))$$

$$M_{ny} = 693.01 \text{ kN-m} \quad \text{Resistencia nominal a flexión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{ny} = 623.709 \text{ kN-m} \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

#### 5.4.8 Relación Demanda/Capacidad a Flexo-Compresión de la columna

$$\phi P_n = 4921.908 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$$\phi M_{nx} = 889.513 \text{ kN-m} \quad \text{Resistencia a flexión eje mayor}$$

$$\phi M_{ny} = 623.709 \text{ kN-m} \quad \text{Resistencia a flexión eje menor}$$

Se plantea la revisión ante la interacción de la fuerza axial y los momentos, para la combinación más crítica en la viga.

$$P_u = 375.50 \text{ kN} \quad \text{Fuerza axial última}$$

$$M_{ux} = 491.017 \text{ kN-m} \quad \text{Momento último en el eje x}$$

$$M_{uy} = 71.455 \text{ kN-m} \quad \text{Momento último en el eje y}$$

$$I = \text{si} \left( \frac{P_u}{\phi_C P_C} < 0.20, \frac{P_u}{2\phi_C P_C} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right), \frac{P_u}{\phi_C P_C} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right)$$

$$I = 0.705$$

#### 5.4.9 Diseño por corte del perfil tubular

$$A_w = 2h_c t_c = 114.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de las almas de la sección}$$

$$k_v = 5 \quad \text{Coef. de pandeo por cortante de la placa del alma}$$

Luego, se plantea obtener el valor del coeficiente de corte  $C_v$ , para ello es necesario revisar la esbeltez del alma

$$\lambda_{\text{alma}} = \frac{h_c}{t_c} = 39.667$$

$$C_v = \text{si} \left( \lambda_{\text{alma}} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, 1, \text{si} \left( \lambda_{\text{alma}} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, \frac{1.51 k_v E}{(h_c/t_c)^2 F_y} \right) \right) = 1$$

$$\phi_V = 0.9$$

Factor de minoración

$$V_n = 0.6 C_v A_w F_y = 2173.934 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a corte

$$\phi_V V_n = 1956.54 \text{ kN}$$

Resistencia a corte

$$V_u = 218.32 \text{ kN}$$

Corte último

$$I = \frac{V_u}{\phi_V V_n} = 0.112$$

En la figura 27, se muestra la demanda/capacidad del programa Sap2000 V.20, por lo cual se verifica que los resultados realizado manualmente coinciden, tanto en la resistencia a compresión, las resistencias a flexión y la resistencia a corte

## Figura 24

### Demanda/capacidad de la columna

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2D+1.6L)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
2.000        -375.495  491.017  -71.455  -218.320  24.319  42.654

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)
D/C Ratio:   0.706 = 0.040 + 0.552 + 0.115
              = (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)
Factor       L       K1       K2       B1       B2       Cm
Major Bending 1.000   1.000   1.000   1.000   1.000   0.644
Minor Bending 0.900   1.000   2.271   1.000   1.000   0.693

                Lltb      Kltb      Cb
LTB             0.900    2.271    1.504

                Pu      phi*Pnc      phi*Pnt
                Force Capacity Capacity
Axial          -375.495  4729.816  5316.090

                Mu      phi*Mn      phi*Mn      phi*Mn
                Moment Capacity No LTB Cb=1
Major Moment   491.017  889.513  889.513  889.513
Minor Moment   -71.455  623.709

                Tu      Tn      phi*Tn
                Moment Capacity Capacity
Torsion        42.654  640.607  576.546

SHEAR CHECK
                Vu      phi*Vn      Stress      Status
                Force Capacity Ratio Check
Major Shear    218.320  1907.216  0.114      OK
    
```

## 5.5 Diseño de las Conexiones.

En el diseño de las uniones metálicas en el proyecto, se realizó la simulación del modelo con el programa Idea Statica Connection, mediante el método de elementos finitos. Las informaciones ingresadas en el programa son: las secciones de los perfiles y las propiedades de los materiales.

Los resultados generados por Idea Statica Connection, se tiene la deformación de los miembros, la distribución de esfuerzos de la unión soldada y/o atornillada y la capacidad máxima del diseño.

### 5.5.1 Conexión 1

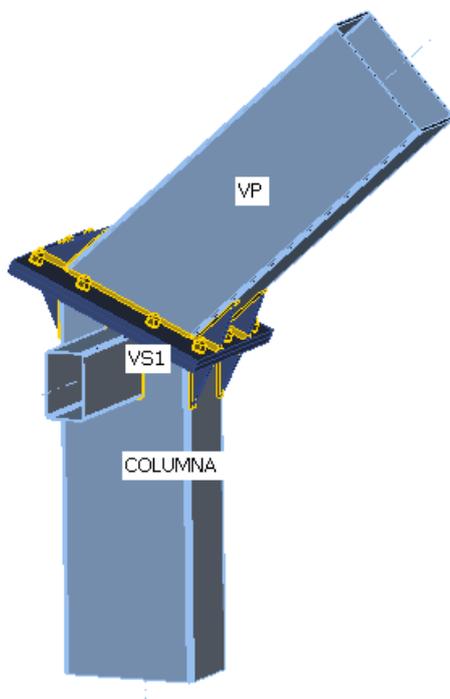
**Tabla 18**

*Propiedades mecánicas – conexión 1*

Miembro	Perfil	Material	Fy (ksi)	E (ksi)
Columna	T 300x500x12mm	ASTM 500 Gr B	46	29000
Viga	T 300x500x12mm	ASTM 500 Gr B	46	29000
VS1	T 150x250x4.5mm	ASTM 500 Gr B	46	29000
VS2	T T 150x250x4.5mm	ASTM 500 Gr B	46	29000
Placas	-	ASTM A36	36	29000
Pernos	-	ASTM A325		

**Figura 25**

*Vista en 3D - conexión 1*



**Tabla 19**

*Cargas de diseño factorizadas - conexión 1*

Carga	Tipo	N (N)	VY (N)	VZ (N)	MX (N-m)	MY (N-m)	MZ (N-m)
LE1	Viga	-184.07	-0.35	-52.08	-12.29	197.66	0.60
	VS1	-1.47	0.12	1.58	0.00	1.56	0.58
	VS2	-1.38	0.12	-2.22	0.00	4.79	-0.59
LE2	Viga	-409.98	-4.60	-131.80	-44.66	494.99	13.03
	VS1	-4.00	0.48	0.82	0.00	-1.35	2.41
	VS2	-3.41	0.49	-2.46	0.00	6.84	-2.44
LE3	Viga	-155.68	-1.72	-74.20	-20.04	283.59	4.50
	VS1	-2.45	0.21	1.09	0.00	0.01	1.05
	VS2	-1.98	0.21	-2.18	0.00	5.46	-1.06
LE4	Viga	-108.06	0.22	-34.23	-5.99	131.35	-1.05
	VS1	-0.99	0.05	1.40	0.00	1.56	0.25
	VS2	-0.93	0.05	-1.86	0.00	3.87	-0.25
LE5	Viga	-233.19	-3.95	-119.91	-36.65	456.69	10.91
	VS1	-4.05	0.40	0.76	0.00	-1.66	1.99
	VS2	-3.18	0.40	-2.52	0.00	7.15	-2.01
LE6	Viga	-155.80	-0.79	-54.96	-13.81	209.30	1.89
	VS1	-1.68	0.14	1.26	0.00	0.86	0.69
	VS2	-1.47	0.14	-2.00	0.00	4.58	-0.70
LE7	Viga	-114.93	-2.53	-81.52	-23.36	312.59	6.87
	VS1	-2.88	0.25	0.58	0.00	-1.16	1.27
	VS2	-2.19	0.26	-1.87	0.00	5.27	-1.28
	Viga	-121.74	2.08	14.56	7.56	-58.46	-6.10

LE8	VS1	0.99	-0.10	1.44	0.00	3.16	-0.52
	VS2	0.42	-0.10	-0.99	0.00	0.89	0.52
	Viga	-37.55	0.63	-16.57	-0.51	65.21	-2.15
LE9	VS1	-0.51	-0.01	1.09	0.00	1.37	-0.03
	VS2	-0.48	-0.01	-1.35	0.00	2.70	0.03
	Viga	-199.12	-1.08	-50.39	-15.29	188.92	2.92
LE10	VS1	-1.37	0.16	0.94	0.00	0.63	0.78
	VS2	-1.30	0.16	-1.51	0.00	3.46	-0.79
	Viga	-157.88	-1.34	-44.57	-10.45	169.11	7.53
LE11	VS1	-1.26	0.16	1.46	0.00	1.89	0.80
	VS2	-1.13	0.16	-1.80	0.00	3.55	-0.81
	Viga	-236.75	-3.34	-71.76	-21.07	270.66	15.82
LE12	VS1	-2.12	0.32	1.36	0.00	1.39	1.58
	VS2	-1.80	0.32	-1.90	0.00	4.06	-1.59
	Viga	-118.49	-1.92	-33.37	-7.77	126.56	11.78
LE13	VS1	-0.95	0.17	1.19	0.00	1.90	0.86
	VS2	-0.81	0.17	-1.25	0.00	2.18	-0.86
	Viga	-118.17	1.47	-33.59	-8.03	127.57	-11.02
LE14	VS1	-0.93	-0.02	0.83	0.00	0.10	-0.11
	VS2	-0.97	-0.02	-1.61	0.00	3.98	0.10
	Viga	-212.86	-0.50	-54.42	-22.40	192.75	-0.59
LE15	VS1	-1.38	0.26	1.29	-0.01	-0.05	0.90
	VS2	-1.43	0.26	-1.97	-0.08	4.40	-1.31
	Viga	-260.32	-2.78	-89.33	-20.00	349.57	9.44
LE16	VS1	-2.85	0.18	1.08	0.01	1.04	1.29
	VS2	-2.33	0.18	-2.19	0.08	5.52	-0.91

	Viga	-233.62	7.70	-70.24	-21.92	263.71	-45.12
LE17	VS1	-1.72	0.64	1.99	0.00	-3.54	-1.01
	VS2	-1.80	0.64	-1.27	-0.01	0.93	-3.22
	Viga	-239.56	-10.99	-73.51	-20.47	278.61	53.97
LE18	VS1	-2.51	-0.20	0.38	0.00	4.53	3.20
	VS2	-1.96	-0.20	-2.89	0.01	9.00	0.99
	Viga	-94.60	0.92	-16.02	-9.10	48.65	-4.64
LE19	VS1	-0.21	0.11	1.12	-0.01	0.45	0.18
	VS2	-0.44	0.12	-1.32	-0.08	2.52	-0.58
	Viga	-142.06	-1.37	-50.94	-6.70	205.48	5.40
LE20	VS1	-1.68	0.04	0.91	0.01	1.55	0.57
	VS2	-1.34	0.04	-1.54	0.08	3.64	-0.18
	Viga	-115.36	9.12	-31.85	-8.62	119.62	-49.16
LE21	VS1	-0.55	0.50	1.82	0.00	-3.04	-1.73
	VS2	-0.81	0.50	-0.62	-0.01	-0.95	-2.49
	Viga	-121.30	-9.57	-35.11	-7.17	134.52	49.93
LE22	VS1	-1.34	-0.35	0.21	0.00	5.04	2.48
	VS2	-0.97	-0.35	-2.24	0.01	7.11	1.72

#### 5.5.1.1. Análisis de tensión – deformación conexión 1

Para el dimensionamiento de las placas de acero de la conexión del proyecto se consideró como criterio la tensión de Von Mises y la deformación plástica que son dos conceptos fundamentales que se utiliza en el análisis y diseño de placas de acero.

Para la verificación de tensión Von Mises se compara las tensiones calculadas con el límite de resistencia del material de acuerdo con el AISC 360. Si las tensiones están por debajo del límite de resistencia, la placa cumple con los requisitos de resistencia y no se requiere más el dimensionamiento.

Por otro lado, las consideraciones de la deformación plástica en la conexión del proyecto son: Si las tensiones de von Mises superan el límite de resistencia, indica que la placa está experimentando una deformación plástica significativa. En este caso, se debe verificar que la deformación plástica no exceda el límite del 5% según el AISC 360. Si la deformación plástica excede el límite del 5% se debe ajustar el espesor de la placa de acero para reducir las tensiones y cumplir con los criterios de resistencia y deformación plásticas.

En resumen, el programa IDEA Statica utiliza la tensión de von Mises para verificar si las tensiones generadas en una placa de acero están dentro de los límites permisibles, y tiene en cuenta la deformación plástica para evaluar el comportamiento de la placa bajo cargas. Estos análisis permiten dimensionar adecuadamente las placas de acero y asegurar su capacidad de resistir las cargas aplicadas sin exceder los límites de tensión o deformación.

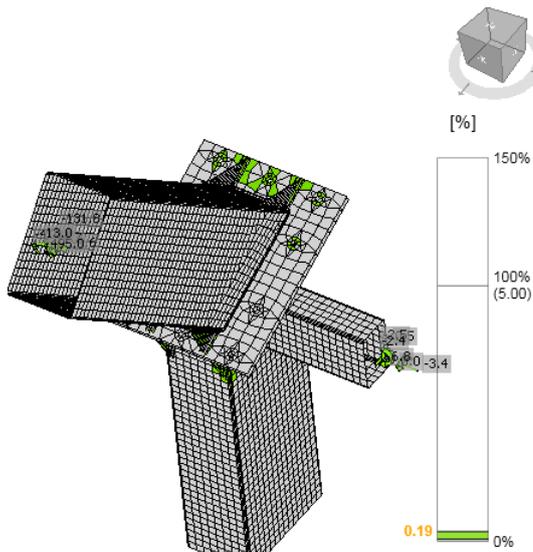
**Tabla 20***Tensión- deformación de los miembros - conexión 1*

Miembro	Material	Fy (ksi)	Espesor (mm)	Cargas	$\sigma_{Ed}$ (MPa)	$\epsilon_{Pi}$ (%)
Columna	ASTM 500	46	12	LE2	261.2	0.10
Viga	ASTM 500	46	12	LE2	261.1	0.30
VS1	ASTM 500	46	4.5	LE18	145.3	0
VS2	ASTM 500	46	4.5	LE18	173.7	0
PL 1	ASTM A36	36	25	LE5	223.8	0.19
PL 2	ASTM A36	36	25	LE5	223.8	0.19
PL 3	ASTM A36	36	25	LE2	223.7	0.19
PL 4	ASTM A36	36	25	LE2	223.7	0.15
PL 5	ASTM A36	36	25	LE5	204.8	0.01
PL 6	ASTM A36	36	25	LE5	198.7	0.00
PL 7	ASTM A36	36	25	LE5	191.2	0.00
PL 8	ASTM A36	36	25	LE5	213.5	0.01

PL 9	ASTM A36	36	25	LE2	223.6	0.09
PL 10	ASTM A36	36	25	LE2	223.7	0.17

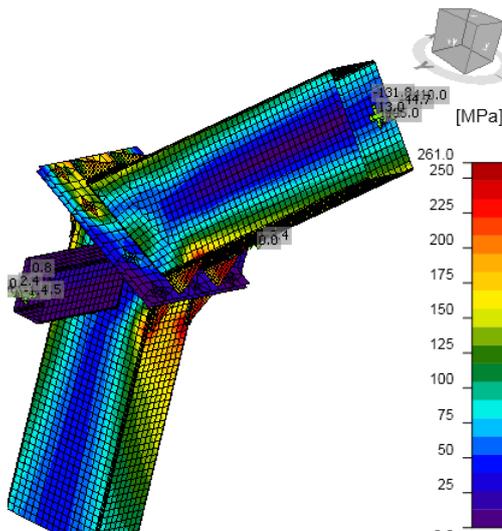
**Figura 26**

*Deformación de los miembros de la unión – LE2 - conexión 1*



**Figura 27**

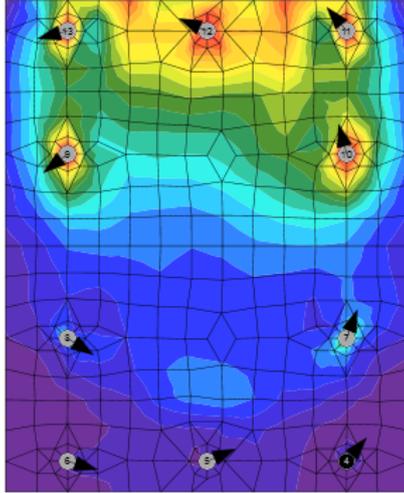
*Tensión de los miembros de la unión - LE2 – conexión 1*



### 5.5.1.2. Verificación de los pernos – conexión 1

**Figura 28**

*Distribución de los pernos – LE2 - conexión 1*



La resistencia de diseño del perno B12, para los efectos de la carga extrema, se tiene:

- Comprobación de la resistencia a tracción

$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$	Resistencia a tracción nominal
$A_{bp} = 507 \text{ mm}^2$	Área bruta del perno
$\phi = 0.75$	Factor de capacidad
$\phi R_n = \phi F_{nt} A_{bp} = 235.6 \text{ kN}$	Resistencia a tracción del perno
$F_t = 188.7 \text{ kN}$	Fuerza de tracción del perno
$\phi R_n \geq F_t$	Cumple

- Comprobación de la resistencia a cortante

$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$	Resistencia a tensiones tangenciales
$A_{bp} = 507 \text{ mm}^2$	Área bruta del perno
$\phi = 0.75$	Factor de capacidad
$\phi R_n = \phi F_{nv} A_{bp} = 141.4 \text{ kN}$	Resistencia a cortante del perno

$V = 6.9 \text{ kN}$	Fuerza cortante
$\emptyset R_n \geq V$	Cumple
- Comprobación de resistencia a aplastamiento	
$l_c = 316 \text{ mm}$	Distancia libre, en la dirección de la fuerza
$t = 25 \text{ mm}$	Espesor de la placa
$d = 25.4 \text{ mm}$	Diámetro del perno
$F_u = 400 \text{ MPa}$	Resistencia a tracción del material conectado
$\emptyset = 0.75$	Factor de resistencia
$1.2l_c t F_u = 3792 \text{ kN}$	
$2.4dt F_u = 609.6 \text{ kN}$	
$\emptyset R_n = 457.2 \text{ kN}$	Resistencia a aplastamiento

**Tabla 21**

*Resistencia de diseño del perno – conexión 1*

Perno	Carga	$F_t$ (kN)	$V$ (kN)	$\emptyset R_n$ (kN)	Utt (%)	Uts (%)
B4	LE2	1.70	15.1	454.7	0.70	10.7
B5	LE8	30.0	6.80	332.5	12.7	4.80
B6	LE8	20.9	7.30	331.0	8.90	5.20
B7	LE5	51.5	6.20	457.2	21.9	4.40
B8	LE5	30.7	8.70	457.2	13.0	6.10
B9	LE5	152.9	8.50	457.2	64.9	6.00
B10	LE5	181.1	13.1	457.2	76.9	9.30
B11	LE5	161.2	14.4	457.2	68.4	10.2
B12	LE5	188.7	6.90	457.2	80.1	4.90
B13	LE5	141.0	10.3	457.2	59.8	7.30

### 5.5.1.3. Verificación de la soldadura – conexión 1

La verificación de la soldadura del proyecto se tomó como procedimiento de cálculo para el miembro PL1 y el borde de la columna para la carga crítica LE2.

$F_{EXX} = 482.6 \text{ MPa}$	Resistencia mínima del electrodo
$\theta = 87.6^\circ$	Ángulo de actuación de la carga
$F_{nw} = 0.60F_{EXX}(1 + 0.5\sin(\theta))^{1.5}$	
$F_{nw} = 434.2 \text{ MPa}$	Resistencia nominal del material
$\phi = 0.75$	Factor de resistencia
$A_{we} = 25\text{mm}^2$	Área eficaz de la soldadura crítico
$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 8.2 \text{ kN}$	
$F_n = 6.8 \text{ kN}$	Esf. En el elemento de soldadura crítico
$\phi R_n > F_n$	Cumple

En la tabla 22, se muestra la resistencia de diseño de la soldadura de filete de la conexión.

**Tabla 22**

*Resistencia de diseño de la soldadura de filete – conexión 1*

Miembro	Borde	Th (mm)	Ls (mm)	L <sub>sol</sub> (mm)	Lc (mm)	Fn (kN)	$\phi R_n$ (kN)	Ut (%)
PL1	Columna	4.2	6.0	1644	6	6.8	8.2	83.4
PL2	Viga	4.2	6.0	1644	6	6.9	8.2	84.6
Columna	VS1	4.2	6.0	770	6	6.5	8.6	75.7
Columna	VS2	4.2	6.0	770	6	6.6	8.6	77.3
PL2	PL3	7.1	10	99	12	22.9	28.6	80.3
		7.1	10	99	12	22.4	28.6	78.3
VIGA	PL3	7.1	10	217	12	16.1	22.9	70.2
		7.1	10	217	12	16.5	22.0	75.0
PL2	PL4	7.1	10	100	12	21.5	28.6	75.0
		7.1	10	100	12	22.0	28.7	76.7

VIGA	PL4	7.1	10	217	12	16.2	21.6	75.1
		7.1	10	217	12	15.7	22.8	68.8
PL2	PL5	7.1	10	125	14	20	26.7	75
		7.1	10	125	14	21.9	29.1	75.3
VIGA	PL5	7.1	10	217	14	13.4	22.7	59.1
		7.1	10	217	14	15.1	23.5	64
PL2	PL6	7.1	10	125	14	20.1	29.3	68.6
		7.1	10	125	14	19.8	26.3	75
VIGA	PL6	7.1	10	217	14	14.6	22.7	64.5
		7.1	10	217	14	12.3	22.8	53.7
PL1	PL7	7.1	10	125	14	19.8	26.4	75
		7.1	10	125	14	21.5	29.3	73.6
Columna	PL7	7.1	10	217	14	10.9	23	47.6
		7.1	10	217	14	14.4	23.1	62.5
PL1	PL8	7.1	10	125	14	22	29.3	75.2
		7.1	10	125	14	19.9	26.6	75.0
Columna	PL8	7.1	10	217	14	15.6	22.8	68.5
		7.1	10	217	14	13.9	22.6	61.3
PL1	PL9	7.1	10	100	12	22.1	28.7	77.0
		7.1	10	100	12	21.3	28.4	75.1
Columna	PL9	7.1	10	217	12	14.9	23.1	64.8
		7.1	10	217	12	16.3	21.8	75
PL1	PL10	7.1	10	99	12	22.4	28.6	78.4
		7.1	10	99	12	22.7	28.6	79.4
Columna	PL10	7.1	10	217	12	16.2	21.5	75.1
		7.1	10	217	12	16.6	22.8	72.7

### 5.5.2 Conexión 2

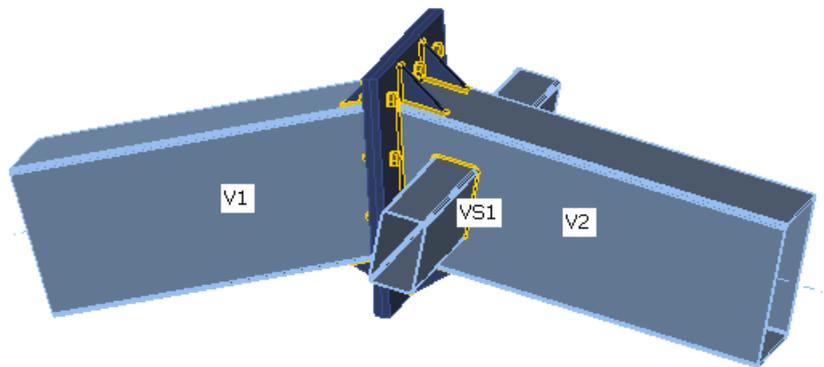
**Tabla 23**

*Propiedades mecánicas – conexión 2*

Miembro	Perfil	Material	Fy (ksi)	E (ksi)
V1	T 300x500x12mm	ASTM 500 Gr B	46	29000
V2	T 300x500x12mm	ASTM 500 Gr B	46	29000
VS1	T 150x250x4.5mm	ASTM 500 Gr B	46	29000
VS2	T 150x250x4.5mm	ASTM 500 Gr B	46	29000
Placas	-	ASTM A36	36	29000
Pernos	-	ASTM A325		

**Figura 29**

*Vista en 3D - conexión 2*



**Tabla 24**

*Cargas de diseño factorizadas - conexión 2*

Cargas	Tipo	N (N)	VY (N)	VZ (N)	MX (N-m)	MY (N-m)	MZ (N-m)
	V1	-103.03	-0.17	54.73	16.72	195.70	-1.56
LE1	VS1	-1.57	0.04	1.63	0.00	1.22	0.24
	VS2	-1.51	0.07	-2.54	0.00	5.74	-0.31

	V1	-340.68	3.44	140.28	58.22	516.71	2.26
LE2	VS1	-4.44	-0.39	2.55	0.00	-1.23	-1.05
	VS2	-3.99	0.16	-5.88	0.00	15.35	0.13
	V1	-86.17	1.65	71.44	26.40	207.15	2.96
LE3	VS1	-4.78	0.11	1.52	0.00	1.35	0.86
	VS2	-3.96	0.31	-2.24	0.00	4.97	-1.21
	V1	-38.55	-0.45	34.12	8.45	107.79	-1.07
LE4	VS1	-1.65	0.13	1.62	0.00	2.27	0.61
	VS2	-1.49	0.10	-1.88	0.00	3.57	-0.56
	V1	-163.70	3.89	115.95	47.66	340.84	6.76
LE5	VS1	-7.90	0.02	1.96	0.00	0.82	0.87
	VS2	-6.47	0.49	-3.45	0.00	8.26	-1.67
	V1	-86.32	0.48	55.30	18.48	179.38	0.23
LE6	VS1	-2.81	0.06	2.12	0.00	2.33	0.46
	VS2	-2.46	0.15	-2.85	0.00	5.99	-0.62
	V1	-62.76	2.81	75.04	30.36	189.85	5.97
LE7	VS1	-6.60	0.15	1.25	0.00	1.27	1.21
	VS2	-5.30	0.44	-1.74	0.00	3.77	-1.73
	V1	-69.70	-3.02	-4.67	-8.86	61.76	-7.98
LE8	VS1	4.59	-0.10	0.85	0.00	0.30	-0.90
	VS2	3.37	-0.35	-1.52	0.00	3.61	1.34
	V1	14.63	-0.60	14.39	1.18	28.39	-0.56
LE9	VS1	-1.51	0.19	1.41	0.00	2.78	0.80
	VS2	-1.29	0.11	-1.15	0.00	1.50	-0.68
	V1	-147.09	0.39	55.98	20.32	223.22	-1.44
LE10	VS1	-0.51	-0.14	0.69	0.00	-1.21	-0.49

	VS2	-0.64	-0.01	-2.11	0.00	5.88	0.28
	V1	-88.28	0.77	46.87	15.36	167.91	0.15
LE11	VS1	-1.67	0.03	1.51	0.00	1.59	0.21
	VS2	-1.38	0.06	-2.07	0.00	4.38	-0.26
	V1	-167.13	2.47	76.02	29.71	277.07	2.20
LE12	VS1	-2.85	-0.10	1.93	0.00	1.21	-0.18
	VS2	-2.29	0.09	-3.16	0.00	7.30	-0.14
	V1	-66.19	1.38	35.12	12.41	126.08	1.41
LE13	VS1	-1.54	0.02	1.22	0.00	1.66	0.16
	VS2	-1.12	0.05	-1.46	0.00	2.81	-0.19
	V1	-66.27	-1.60	35.25	9.09	125.53	-3.41
LE14	VS1	-0.47	0.02	0.87	0.00	-0.09	0.16
	VS2	-0.81	0.05	-1.81	0.00	4.56	-0.20
	V1	-158.75	2.66	91.74	24.86	253.28	-2.94
LE15	VS1	0.26	-0.04	1.90	-0.15	-0.36	-0.49
	VS2	0.23	0.14	-3.20	-0.02	7.51	-0.38
	V1	-175.60	-0.71	60.44	31.24	300.31	2.51
LE16	VS1	-4.88	-0.16	1.61	0.15	1.03	0.12
	VS2	-4.50	0.04	-3.46	0.02	8.85	0.10
	V1	-165.43	15.01	77.56	15.34	274.64	-29.81
LE17	VS1	-1.19	0.05	2.89	-0.01	-5.32	-0.92
	VS2	-1.60	0.24	-2.20	0.00	2.54	-0.87
	V1	-168.92	-13.06	74.62	40.76	278.94	29.39
LE18	VS1	-3.44	-0.25	0.63	0.02	5.99	0.55
	VS2	-2.67	-0.06	-4.46	0.00	13.82	0.59
	V1	-57.81	1.58	50.83	7.56	102.29	-3.73

LE19	VS1	1.56	0.09	1.19	-0.15	0.09	-0.15
	VS2	1.40	0.10	-1.50	-0.02	3.02	-0.44
	V1	-74.65	-1.80	19.54	13.94	149.32	1.73
LE20	VS1	-3.58	-0.04	0.90	0.15	1.48	0.46
	VS2	-3.33	0.00	-1.76	0.02	4.35	0.04
	V1	-64.49	13.93	36.66	-1.96	123.65	-30.60
LE21	VS1	0.12	0.17	2.18	-0.01	-4.87	-0.58
	VS2	-0.43	0.19	-0.50	0.00	-1.96	-0.93
	V1	-67.97	-14.14	33.71	23.46	127.95	28.60
LE22	VS1	-2.13	-0.12	-0.08	0.02	6.44	0.89
	VS2	-1.50	-0.10	-2.76	0.00	9.33	0.54

#### 5.5.2.1. Análisis de tensión – deformación conexión 2

**Tabla 25**

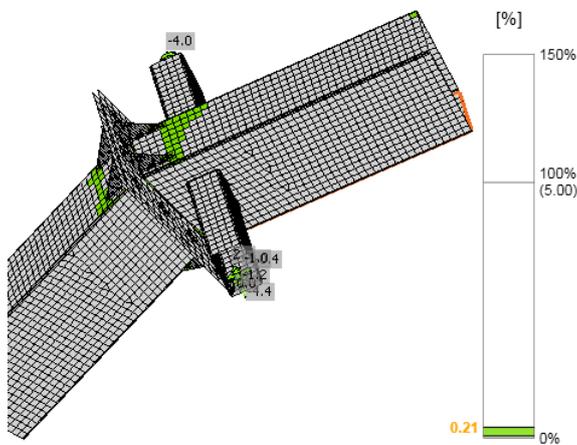
*Tensión- deformación de los miembros – conexión 2*

Miembro	Material	Fy (ksi)	Espesor (mm)	Cargas	$\sigma_{Ed}$ (MPa)	$\epsilon_{Pi}$ (%)
V2	ASTM 500	46	12.0	LE2	261.3	0.16
V1	ASTM 500	46	12.0	LE2	261.1	0.05
VS1	ASTM 500	46	4.5	LE18	140.8	0
VS2	ASTM 500	46	4.5	LE2	255.1	0.02
PL 1	ASTM A36	36	25	LE2	223.6	0.09
PL 2	ASTM A36	36	25	LE2	223.6	0.10
PL 3	ASTM A36	36	25	LE2	218.9	0.15
PL 4	ASTM A36	36	25	LE2	223.7	0.15
PL 5	ASTM A36	36	25	LE2	223.8	0.21
PL 6	ASTM A36	36	25	LE2	211.2	0.17

PL 7	ASTM A36	36	25	LE2	223.7	0.16
PL 8	ASTM A36	36	25	LE2	223.8	0.20
PL 9	ASTM A36	36	25	LE2	202.2	0.10
PL 10	ASTM A36	36	25	LE2	198.6	0.10

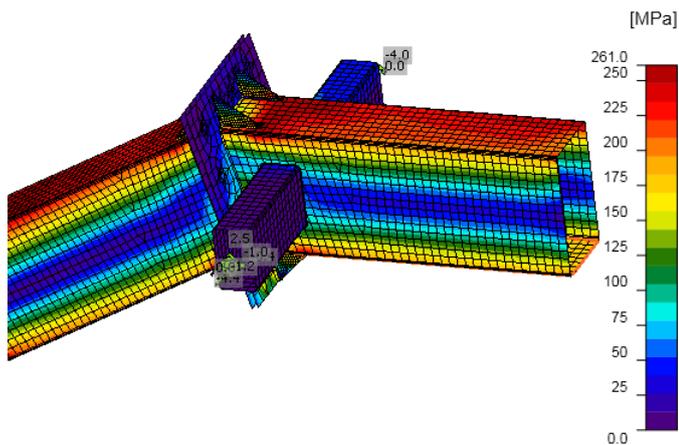
**Figura 30**

*Deformación de los miembros de la unión – LE2 – conexión 2*



**Figura 31**

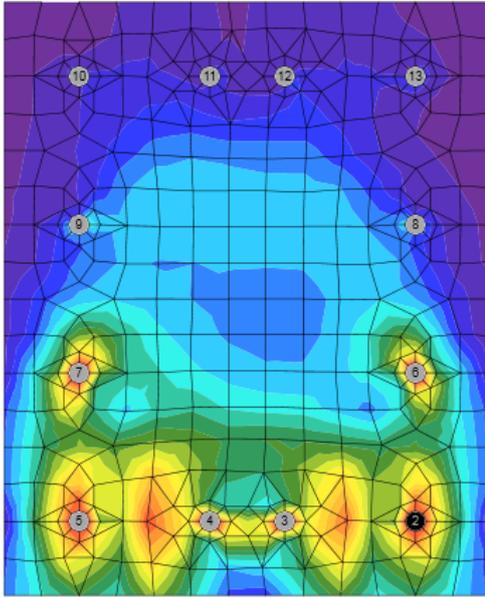
*Tensión de los miembros de la unión - LE2 – conexión 2*



### 5.5.2.2. Verificación de los pernos – conexión 2

**Figura 32**

*Distribución de los pernos – LE2 - conexión 2*



**Tabla 26**

*Resistencia de diseño del perno – conexión 2*

Perno	Carga	$F_t$ (kN)	$V$ (kN)	$\emptyset R_n$ (kN)	Utt (%)	Uts (%)
B2	LE2	178.2	23.1	457.2	75.6	16.3
B3	LE2	215.3	8.5	457.2	91.4	6.0
B4	LE2	217.0	8.2	457.2	92.1	5.8
B5	LE2	182.2	17.3	457.2	77.3	12.3
B6	LE2	110.4	18.5	457.2	46.9	13.1
B7	LE2	131.5	10.2	457.2	55.8	7.20
B8	LE2	0.90	17.9	457.2	0.40	12.6
B9	LE2	11.90	8.80	457.2	5.0	6.20
B10	LE2	2.00	15.0	457.2	0.90	10.6

B11	LE2	0.00	14.6	457.2	0.00	10.30
B12	LE2	0.00	17.0	457.2	0.00	12.00
B13	LE2	2.30	21.70	457.2	1.00	15.40

### 5.5.2.3. Verificación de la soldadura – conexión 2

**Tabla 27**

*Resistencia de diseño de la soldadura de filete – conexión 2*

Miembro	Borde	Th (mm)	Ls (mm)	L <sub>sol</sub> (mm)	Lc (mm)	Fn (kN)	ØRn (kN)	Ut (%)
PL2	V2	7.1	10.0	1582	6	9.3	11.6	80.4
PL1	V1	7.1	10.0	1582	6	9.3	11.6	80.2
V2	VS1	4.2	6.0	770	6	5.6	7.4	76.1
V2	VS2	4.2	6.0	770	6	6.8	8.5	79.7
PL2	PL3	7.1	10	124	10	17.6	23.4	75.0
		7.1	10	124	10	12.9	21.9	58.7
V2	PL3	7.1	10	153	10	15.6	20.3	76.8
		7.1	10	153	10	14.9	19.7	75.8
PL2	PL4	7.1	10	124	10	13.3	22.1	60.5
		7.1	10	124	10	16.3	23.2	70.1
V2	PL4	7.1	10	153	10	14.8	19.7	75.4
		7.1	10	153	10	15.6	20.4	76.8
PL2	PL5	7.1	10	124	10	17.8	22.9	77.5
		7.1	10	124	10	18.0	23.3	77.3
V2	PL5	7.1	10	153	10	14.8	19.1	77.6
		7.1	10	153	10	14.5	19.0	76.2
PL2	PL6	7.1	10	124	10	17.7	23.3	75.9

		7.1	10	124	10	17.2	22.8	75.6
V2	PL6	7.1	10	153	10	14.6	19.1	76.1
		7.1	10	153	10	14.7	19.1	77.1
PL1	PL7	7.1	10	124	10	17.8	23.7	75.0
		7.1	10	124	10	12.8	20.8	61.5
V1	PL7	7.1	10	153	10	15.8	20.6	77.1
		7.1	10	153	10	15.0	19.7	75.8
PL1	PL8	7.1	10	124	10	13.7	21.3	64.6
		7.1	10	124	10	17.8	23.8	75.1
V1	PL8	7.1	10	153	10	15.0	19.8	75.9
		7.1	10	153	10	16.0	20.7	77.4
PL1	PL9	7.1	10	124	10	17.3	23.0	75.2
		7.1	10	124	10	17.8	23.5	75.5
V1	PL9	7.1	10	153	10	14.6	19.1	76.3
		7.1	10	153	10	14.5	19.2	75.5
PL1	PL10	7.1	10	124	10	18.1	23.6	76.4
		7.1	10	124	10	17.5	23.0	76.2
V1	PL10	7.1	10	153	10	14.4	19.1	75.6
		7.1	10	153	10	14.6	19.1	76.3

### 5.5.3 Conexión 3

**Tabla 28**

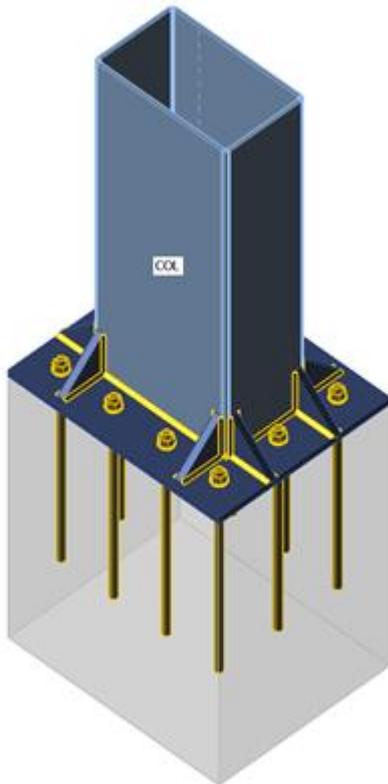
*Propiedades mecánicas – conexión 3*

Miembro	Perfil	Material	Fy (ksi)	E (ksi)
Columna	T 300x500x12mm	ASTM 500 Gr B	46	29000

Placas	-	ASTM A36	36	29000
Anclaje	-	ASTM A325		

**Figura 33**

*Vista en 3D - conexión 3*



**Tabla 29**

*Cargas de diseño factorizadas - conexión 3*

Cargas	N (N)	VY (N)	VZ (N)	MX (N-m)	MY (N-m)	MZ (N-m)
LE1	-171.98	11.48	-103.98	-8.45	11.91	2.90
LE2	-382.21	30.65	-218.18	-35.74	-54.34	5.69
LE3	-169.26	11.76	-63.51	-14.95	-150.60	11.51
LE4	-106.45	6.21	-55.45	-3.39	-15.86	3.86

LE5	-256.28	19.47	-87.83	-28.67	-271.28	18.16
LE6	-154.22	10.45	-74.74	-9.88	-52.33	5.73
LE7	-146.06	10.51	-25.22	-17.96	-253.66	16.53
LE8	-75.06	4.26	-108.47	7.09	268.98	-12.81
LE9	-43.99	1.49	-12.13	0.83	-34.71	4.10
LE10	-177.12	13.28	-121.56	-11.70	50.02	-0.38
LE11	-147.42	11.05	-89.14	-11.87	10.17	-3.48
LE12	-220.80	18.32	-129.49	-23.67	-10.04	-6.20
LE13	-110.57	9.35	-66.88	-12.95	7.58	-7.83
LE14	-110.55	5.41	-66.81	2.09	7.73	11.55
LE15	-204.92	18.57	-103.46	-19.32	-126.30	-2.07
LE16	-236.65	14.12	-155.44	-12.98	106.38	9.04
LE17	-218.89	27.41	-126.21	-48.71	-23.69	-42.00
LE18	-222.68	5.27	-132.70	16.41	3.77	48.97
LE19	-94.69	9.61	-40.85	-8.61	-108.68	-3.69
LE20	-126.43	5.16	-92.83	-2.26	124.00	7.42
LE21	-108.67	18.45	-63.60	-37.99	-6.07	-43.63
LE22	-112.45	-3.69	-70.09	27.12	21.39	47.35

### 5.5.3.1. Análisis de tensión – deformación conexión 3

**Tabla 30**

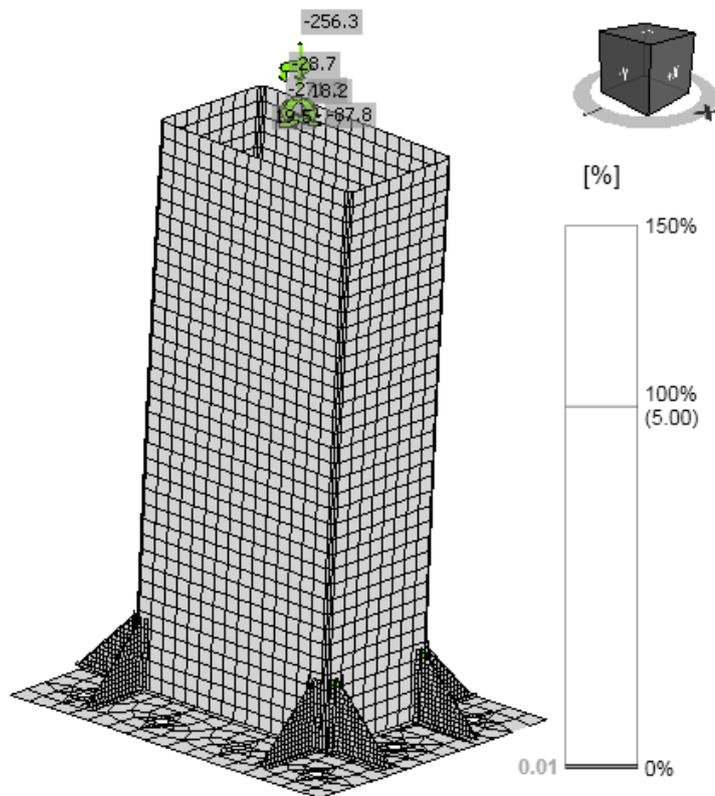
*Tensión- deformación de los miembros – conexión 3*

Miembro	Material	Fy (ksi)	Espesor (mm)	Cargas	$\sigma_{Ed}$ (MPa)	$\epsilon_{Pi}$ (%)
Columna	ASTM 500	46	12.0	LE2	242.0	0.00

Plancha	ASTM A36	36	25.0	LE8	165.2	0.00
PL1	ASTM A36	36	25.0	LE8	178.7	0.001
PL2	ASTM A36	36	25.0	LE8	167.7	0.003
PL3	ASTM A36	36	25.0	LE5	184.6	0.002
PL4	ASTM A36	36	25.0	LE8	168.1	0.007
PL5	ASTM A36	36	25.0	LE5	172.7	0.001
PL6	ASTM A36	36	25.0	LE7	133.2	0.00
PL7	ASTM A36	36	25.0	LE7	155.0	0.00
PL8	ASTM A36	36	25.0	LE8	148.7	0.00

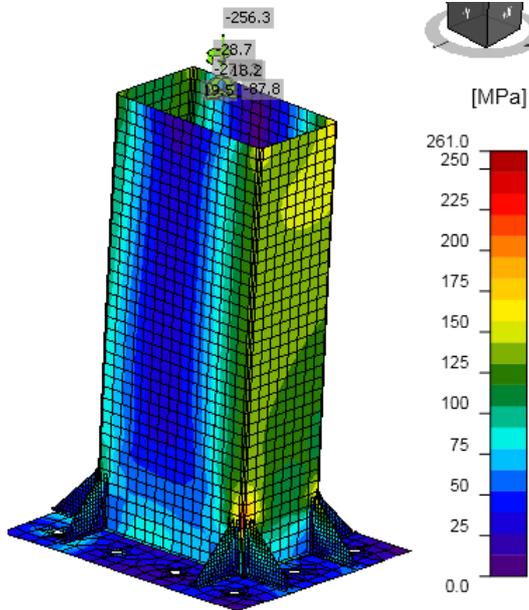
**Figura 34**

*Deformación de los miembros de la unión – LE5 – conexión 3*



**Figura 35**

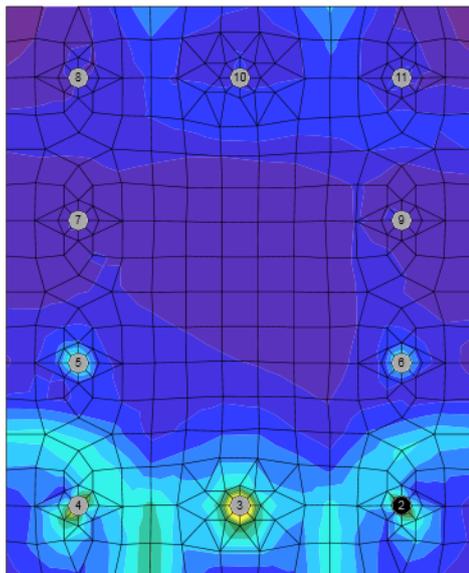
*Tensión de los miembros de la unión - LE5 – conexión 3*



**5.5.3.2. Verificación de los pernos de anclajes - conexión 3**

**Figura 36**

*Distribución de los pernos de anclajes – LE8 - conexión 3*



La resistencia de diseño del perno de anclaje A10, para los efectos de la carga extrema, se tiene:

- Resistencia a tracción del anclaje (ACI 318-14)
  - $\phi = 0.70$  Factor de resistencia
  - $A_{seN} = 391 \text{ mm}^2$  Área de tracción
  - $f_{uta} = 825 \text{ MPa}$  Resistencia última del perno
  - $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9f_{ya}, f_u)$
  - $f_{ya} = 634.3 \text{ MPa}$  Límite elástico del acero de anclaje
  - $f_u = 825 \text{ MPa}$  Resistencia última especificada para el acero del anclaje
  - $\phi N_{sa} = \phi A_{seN} f_{uta} = 225.8 \text{ kN}$
  - $N_f = 152.2 \text{ kN}$
  - $\phi N_{sa} > N_f$  Cumple
  
- Resistencia a cortante (ACI 318-14)
  - $\phi = 0.65$  Factor de resistencia
  - $A_{se,V} = 391 \text{ mm}^2$  Área de tracción
  - $f_{uta} = 825 \text{ MPa}$  Resistencia última del perno
  - $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9f_{ya}, f_u)$
  - $f_{ya} = 634.3 \text{ MPa}$  Límite elástico del acero de anclaje
  - $f_u = 825 \text{ MPa}$  Resistencia última especificada para el acero del anclaje
  - $\phi V_{sa} = \phi \cdot 0.6 \cdot A_{se,V} f_{uta} = 125.8 \text{ kN}$
  - $V = 11.2 \text{ kN}$
  - $\phi V_{sa} \geq V$  Cumple
  
- Resistencia al arrancamiento en cuña del concreto, la verificación se realiza para un grupo de anclajes sobre la placa base común.
  - $\phi = 0.65$  Factor de resistencia
  - $k_{cp} = 2$  Factor de arrancamiento por cortante en cuña del concreto

$N_{cp} = 245.7 \text{ kN}$  Resistencia a arrancamiento del cono de hormigón

$V_g = 0.0 \text{ kN}$  Suma de los cortantes de los anclajes

$\phi V_{cp} = \phi k_{cp} N_{cp} = 319.4 \text{ kN} > V_g$  Cumple

- Interacción tracción – cortante

$$U_{tt}^{\frac{5}{3}} + U_{ts}^{\frac{5}{3}} = 0.54 \leq 1$$

$U_{tt} = 0.67$  Máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción

$U_{ts} = 0.089$  Máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante

**Tabla 31**

*Resistencia de diseño del perno de anclaje – conexión 3*

Anclaje	Carga	$F_t$ (kN)	$V$ (kN)	$\phi V_{cp}$ (kN)	$U_{tt}$ (%)	$U_{ts}$ (%)	$U_{ts}$ (%)
A2	LE7	84.5	8.90	319.4	37.5	7.10	20.7
A3	LE7	138.6	5.20	319.4	61.4	4.20	44.8
A4	LE7	97.2	3.50	319.4	43.0	2.80	24.7
A5	LE7	54.8	1.10	319.4	24.3	0.90	9.50
A6	LE2	0.00	30.5	319.4	0.00	24.20	9.40
A7	LE8	51.5	11.9	319.4	22.8	9.50	10.50
A8	LE8	99.3	12.3	319.4	44.0	9.70	27.50
A9	LE8	64.0	8.80	319.4	28.30	7.00	13.40
A10	LE8	152.2	11.2	319.4	67.40	8.90	53.60
A11	LE8	111.7	9.70	319.4	49.50	7.70	32.30

### 5.5.3.3. Verificación de la soldadura – conexión 3

La verificación de la soldadura del proyecto se tomó como procedimiento de cálculo para el miembro Plancha y el borde de la columna para la carga crítica LE8.

$F_{EXX} = 482.6 \text{ MPa}$	Resistencia mínima del electrodo
$\theta = 43.6^\circ$	Ángulo de actuación de la carga
$F_{nw} = 0.60F_{EXX}(1 + 0.5\sin(\theta))^{1.5}$	
$F_{nw} = 372.6 \text{ MPa}$	Resistencia nominal del material
$\phi = 0.75$	Factor de resistencia
$A_{we} = 42 \text{ mm}^2$	Área eficaz de la soldadura crítico
$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 11.7 \text{ kN}$	
$F_n = 7.3 \text{ kN}$	Esf. En el elemento de soldadura crítico
$\phi R_n > F_n$	Cumple

En la tabla 32, se muestra la resistencia de diseño de la soldadura de filete de la conexión.

**Tabla 32**

*Resistencia de diseño de la soldadura de filete – conexión 3*

Miembro	Borde	Th	Ls	L <sub>sol</sub>	Lc	F <sub>n</sub>	$\phi R_n$	Ut
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(%)
Plancha	Columna	7.1	10.0	1550	6	7.30	12.30	59.6
Columna	PL1	7.1	10.0	149	10	11.7	19.40	60.5
		7.1	10.0	149	10	14.3	19.00	75.1
Columna	PL2	7.1	10	149	10	14.3	19.00	75.2
		7.1	10	149	10	13.2	19.50	67.9
Plancha	PL3	7.1	10	149	10	12.3	19.40	63.5
		7.1	10	149	10	14.3	19.00	75.2
Columna	PL3	7.1	10	149	10	14.3	19.00	75.2
		7.1	10	149	10	14.5	19.40	75.0

Plancha	PL4	7.1	10	149	10	5.2	20.50	25.3
		7.1	10	149	10	9.2	16.70	55.2
Columna	PL4	7.1	10	149	10	12.8	19.30	66.2
		7.1	10	149	10	14.3	19.00	75.0
Columna	PL5	7.1	10	149	10	7.00	16.80	41.8
		7.1	10	149	10	3.60	22.20	16.4
Columna	PL6	7.1	10	149	10	10.4	18.90	55.1
		7.1	10	149	10	9.30	19.20	48.2
Plancha	PL7	7.1	10	149	10	4.10	21.30	19.2
		7.1	10	149	10	7.70	16.70	46.0
Columna	PL7	7.1	10	149	10	11.1	19.20	57.7
		7.1	10	149	10	12.4	18.90	65.4
Plancha	PL8	7.1	10	149	10	8.20	16.80	49.0
		7.1	10	149	10	4.00	20.90	19.0
Columna	PL8	7.1	10	149	10	11.9	18.90	62.9
		7.1	10	149	10	10.8	19.20	56.3
Plancha	PL1	7.1	10	145	10	5.90	20.30	29.3
		7.1	10	145	10	5.00	17.30	29.2
Plancha	PL2	7.1	10	145	10	5.70	17.40	32.8
		7.1	10	145	10	6.40	20.40	31.3
Plancha	PL3	7.1	10	145	10	6.30	20.10	31.6
		7.1	10	145	10	6.10	19.00	32.2
Plancha	PL4	7.1	10	145	10	7.10	19.00	37.2
		7.1	10	145	10	6.00	20.20	29.7

### 5.5.3.4. Verificación de la tensión en el concreto

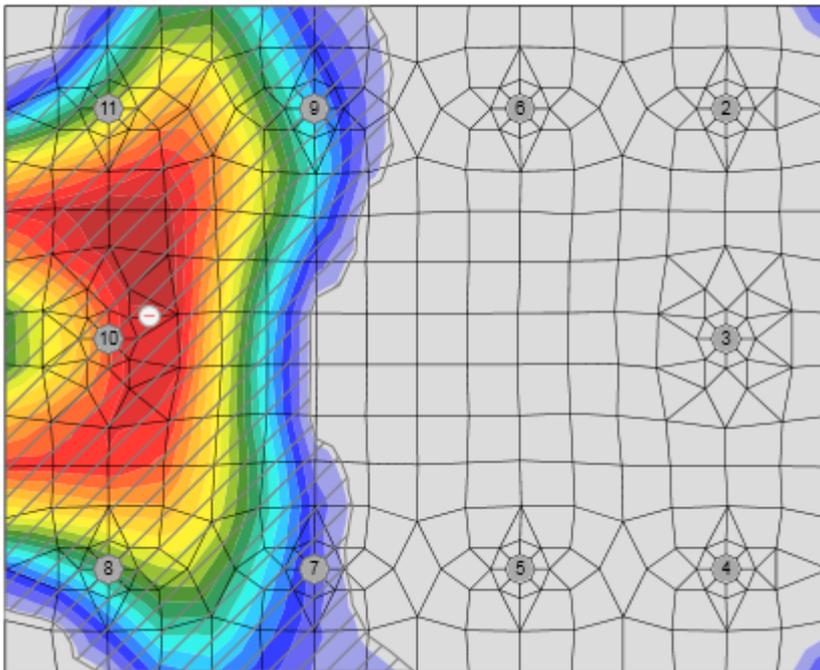
**Tabla 33**

*Verificación de la tensión en el concreto para la carga extrema*

Carga	A1 (m2)	A2 (m2)	$\sigma$ (MPa)	Ut (%)
LE5	0.24	0.23	2.8	24.6

**Figura 37**

*Distribución de tensión en el concreto debido de la carga LE5*



Se verifica la tensión de contacto en el concreto para los efectos de la carga extrema.

- Comprobación de la resistencia a compresión del bloque de concreto

$$\phi_c f_{p,\max} = 11.3 \text{ Mpa} \geq 2.8 \text{ MPa}$$

$$f_{p,\max} = 17.4 \text{ MPa}$$

Resistencia de aplastamiento del  
bloque de concreto

$$f_{p,max} = 0.85f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7f'_c$$

$$f'_c = 20.7 \text{ MPa}$$

Resistencia a compresión del  
concreto

$$A_1 = 238908 \text{ mm}^2$$

Área de la placa base en contacto

$$A_2 = 234625 \text{ mm}^2$$

Superficie de apoyo del concreto

$$\phi = 0.65$$

Factor de resistencia para el concreto

## CONCLUSIONES

- Para la eficiencia estructural del proyecto, los perfiles tubulares son conocidos por su alta relación resistencia - peso, resultó en la estructura de acero como más eficiente y de menor peso total de la construcción sin comprometer la seguridad y funcionalidad del almacén de soya.
- En cuanto a la resistencia y capacidad de carga del proyecto se podrían destacar el uso de perfiles tubulares en las columnas, vigas y correas las cuales proporcionan a la estructura de acero una alta resistencia y capacidad de carga, la cual permite que el almacén de soya soporte las cargas gravitacionales y laterales previstas.
- Para el análisis de tensiones y deformaciones del proyecto se podría abordar el análisis detallado para evaluar las tensiones y deformaciones en los elementos de la estructura, garantizando que estas se mantengan dentro de los límites seguros y aceptables.
- Para el comportamiento ante cargas laterales, las conexiones soldadas, rigidizadores y pernos contribuyen a mejorar la resistencia de la estructura ante cargas laterales, como las que son provocadas por vientos y sismos, asegurando estabilidad y seguridad del almacén de soya frente a las diferentes condiciones.
- En cuanto a la rigidez y estabilidad del proyecto se concluye que el diseño estructural incorpora elementos que proporcionan la rigidez y estabilidad necesarias para minimizar las deformaciones y garantizar la integridad de la estructura en toda su vida útil.
- Para la integración de materiales y componentes del proyecto, se concluye que el diseño ha integrado de manera efectiva los perfiles tubulares con las conexiones soldadas, rigidizadores y pernos para formar una estructura cohesiva y robusta, maximizando el rendimiento y la eficiencia de la misma, la cual garantiza la conservación de la soya.

- El proyecto cumple con las normativas de construcción, las cuales han sido aplicadas correctamente para garantizar la seguridad y legalidad del almacén de soya.
- El detalle constructivo del proyecto resalta el uso de conexiones soldadas, rigidizadores y pernos que han sido diseñados y detallados con precisión para asegurar una correcta ejecución en el proceso constructivo del almacén de soya.

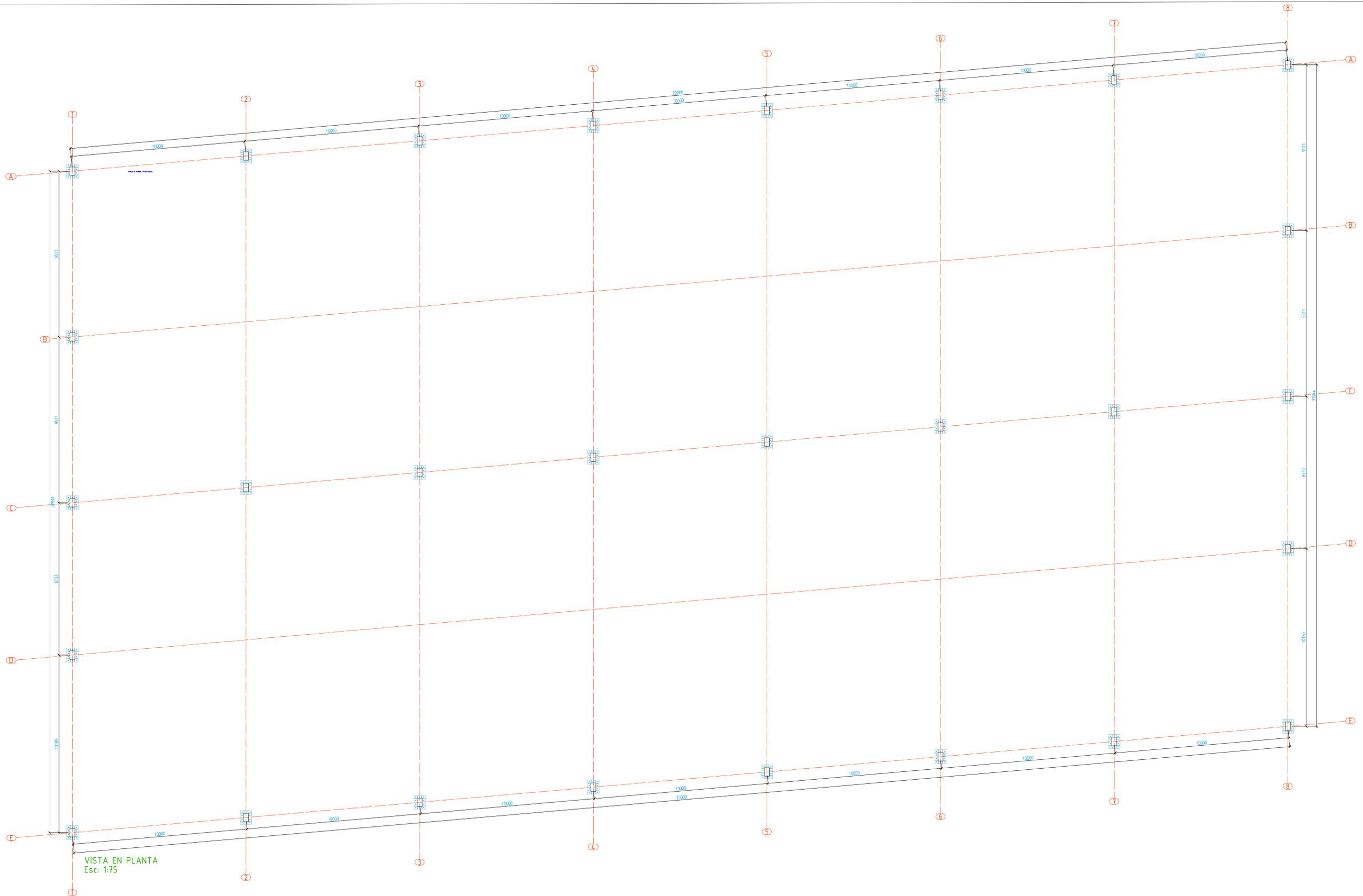
### RECOMENDACIONES

- Para el presente trabajo se recomienda utilizar perfiles tubulares, ya que nos permite introducir elementos estructurales largos y de menor sección, por lo tanto, se tiene menor peso en la estructura.
- Se recomienda utilizar perfiles tubulares en estructuras en acero, ya que poseen excelente resistencia a la torsión y para miembros a compresión se tiene el radio de giro constante respecto a su centroide.
- Se recomienda utilizar perfiles tubulares, por poseer menor área superficial para pintar y proteger, además son ideales en la limpieza y no tienen problemas de acumulación de desechos entre las alas de los perfiles estructurales abiertos.
- Se recomienda para futuras construcciones de estructuras en acero con perfiles tubulares, que las soluciones estructurales son más rentables y el tiempo de construcción es más reducido que otros perfiles abiertos.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

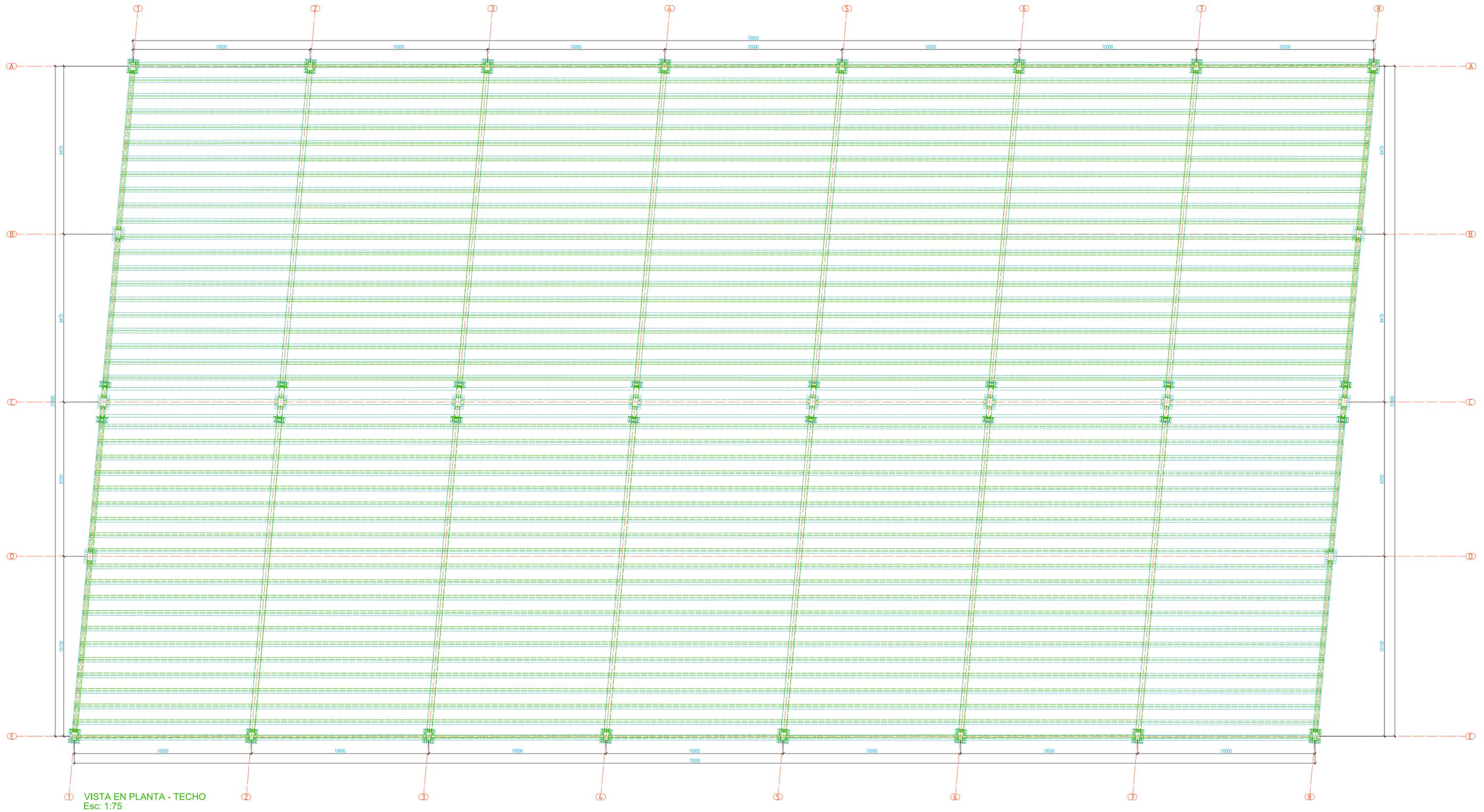
- ANSI/AISC 360 (2010). *Especificación para Construcciones de Acero*.  
[https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/especificacion\\_ansi-aisc\\_360-10\\_para\\_construcciones\\_de\\_acero.pdf](https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/especificacion_ansi-aisc_360-10_para_construcciones_de_acero.pdf)
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (5ª ed.). Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD* (1ª ed.). McGRAW – HILL/ INTERAMERICANA EDITORES, S.A DE C.V
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.020 Cargas*.  
<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366640/50%20E.020%20CARGAS.pdf>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.090 Estructura Metálica*.  
<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366673/58%20E.090%20ESTRUCTURAS%20METALICAS.pdf>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.030 Diseño Sismorresistente*.  
<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366641/51%20E.030%20DISE%20SISMORRESISTENTE%20RM-043-2019-VIVIENDA.pdf>

## ANEXOS



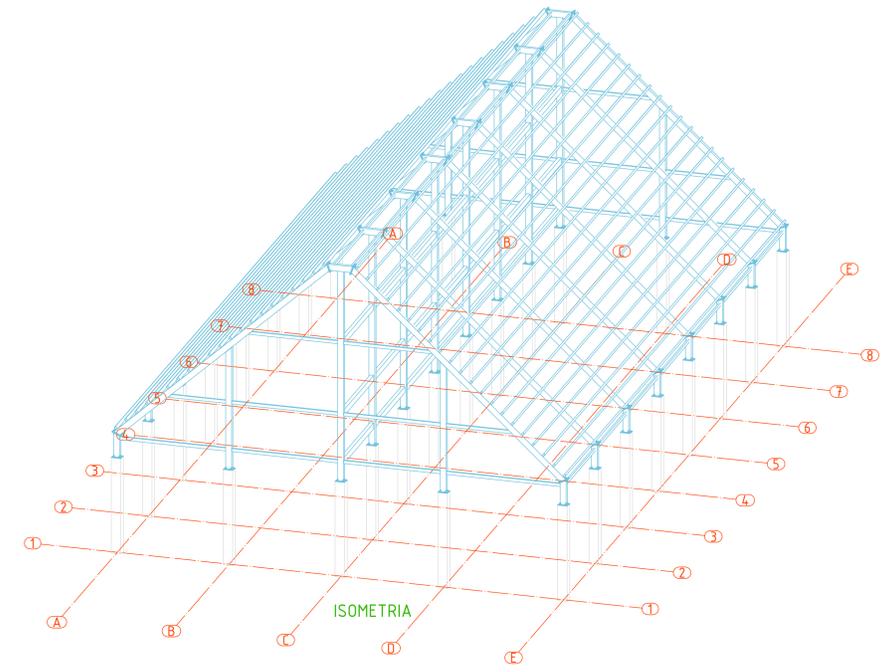
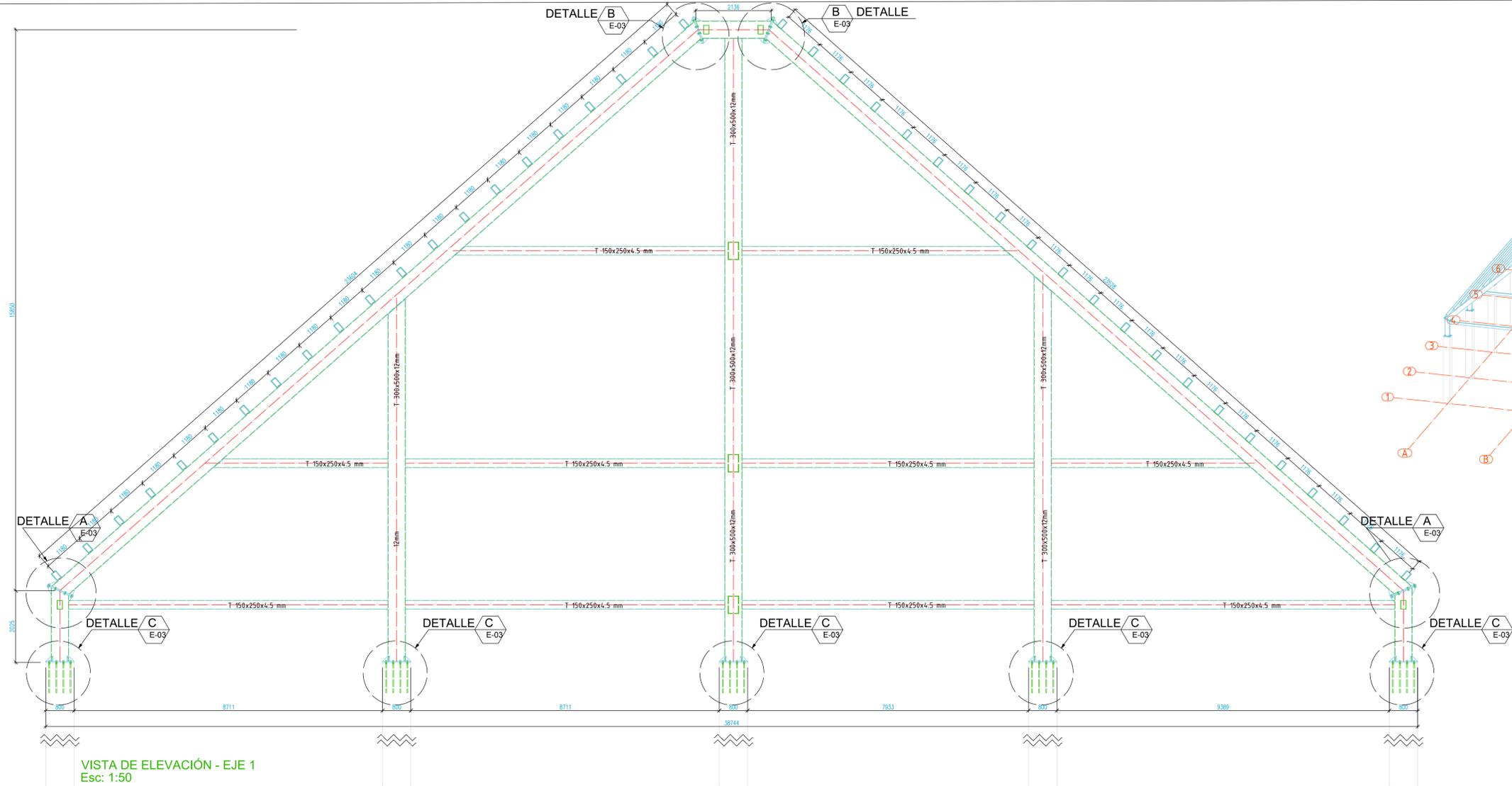
VISTA EN PLANTA  
Esc: 1:75

PLANO:	ESCALA:	LAMINA:
PROYECTO:	INDICADA	E-01
PROPIETARIO:	FECHA:	
DESARROLLADO:	JUNIO-2015	GUPE INGENIERIA Y CONSTRUCCION S.A.S.
APROBADO:	DIBUJO:	
EDUARDO GUMARAY P.	E.G	CALLE LAS GAVIOTAS N°122, OFICINA 402 SURQUILLO-LMA
	ESPECIALIDAD:	
	ESTRUCTURAS	
	CIP:	
	148658	

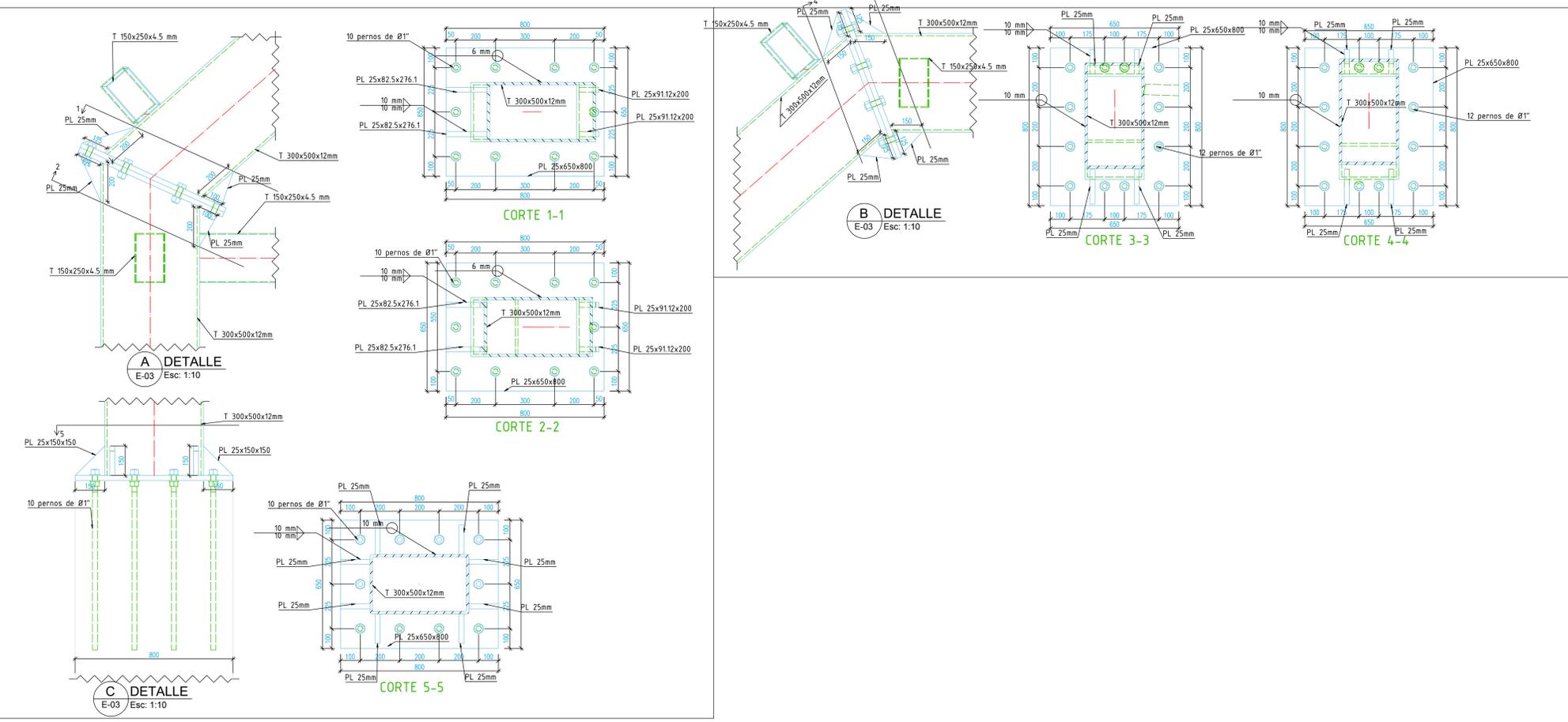


VISTA EN PLANTA - TECHO  
Esc: 1:75

FLANO:	ESCALA:	LAMINA:
PROYECTO:	INDICADA	E-02
ESTRUCTURA METÁLICA - AVICOLA SAN LUIS	FECHA:	
PROPIETARIO:	JUNIO-2015	 <small>INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN S.A.S.</small>
AVICOLA SAN LUIS	DIBUJO:	
DESARROLLADO:	E.G	<small>CALLE LAS GAVIOTAS N°122, OFICINA 402</small> <small>SURQUILLO-LMA</small>
EDUARDO GUMARAY P.	ESPECIALIDAD:	
APROBADO:	ESTRUCTURAS	
VICTOR JOSUE JUSCAMAITA	CIP:	
	148658	

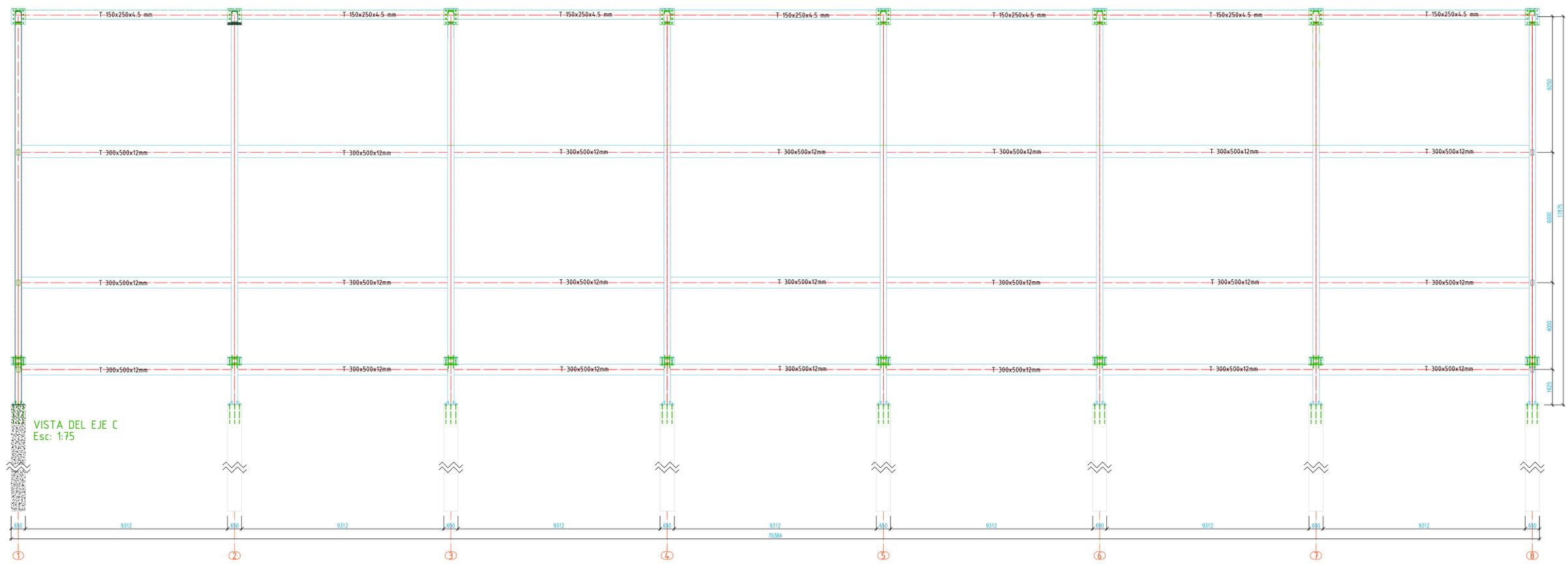
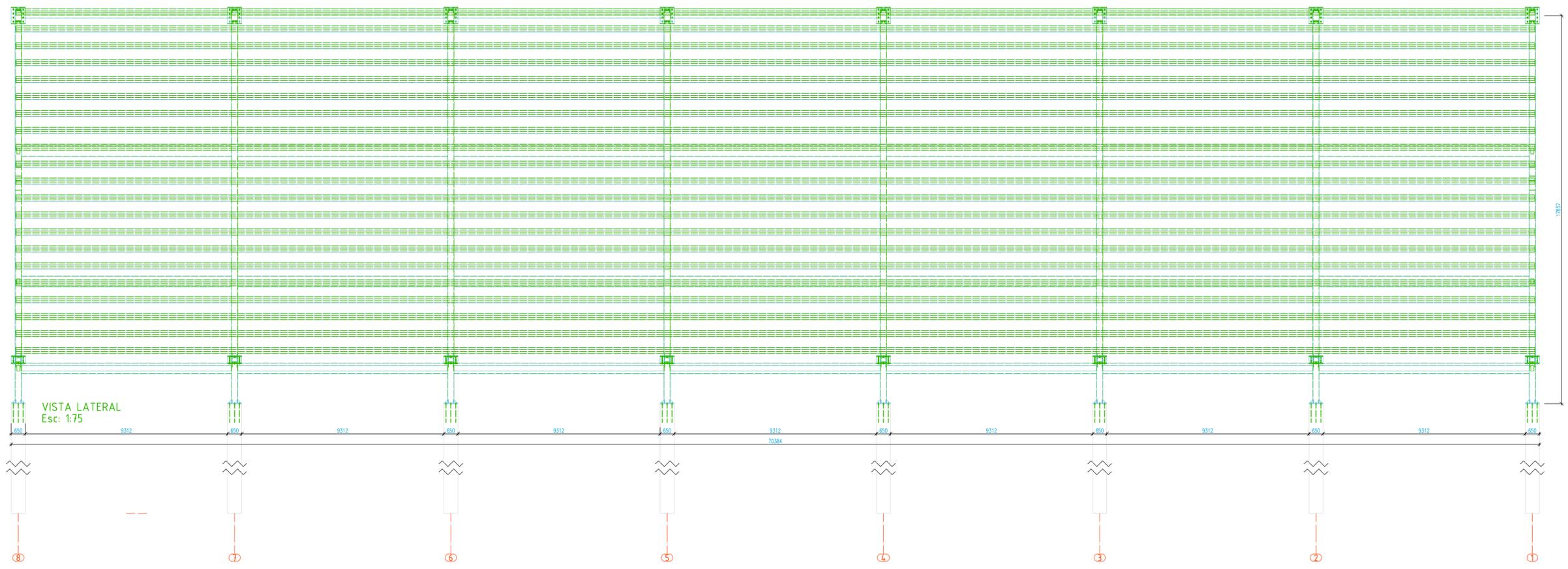


VISTA DE ELEVACIÓN - EJE 1  
Esc: 1:50



PLANO:	ESCALA: INDICADA	LAMINA:	 INGENIERIA Y CONSTRUCCION S.A.S. CALLE LAS GAVIOTAS N°122, OFICINA 402 SURQUILLO-LMA
PROYECTO: ESTRUCTURA METÁLICA - AVICOLA SAN LUIS	FECHA: JUNIO-2015	E-03	
PROPIETARIO: AVICOLA SAN LUIS	DIBUJO: E.G		
DESARROLLADO: EDUARDO GUIMARAY P.	APROBADO: VICTOR JOSUE JUSCAMAITA	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
		CIP: 148658	





FLANO:	ESCALA: INDICADA	LAMINA:	<p>GUPE INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN S.A.S. CALE LAS GAVOTAS N°122, OFICINA 402 SURQUILLO-LMA</p>
PROYECTO: ESTRUCTURA METÁLICA – AVICOLA SAN LUIS	FECHA: JUNIO – 2015	E-05	
PROPIETARIO: AVICOLA SAN LUIS	DIBUJO: E.G		
DESARROLLADO: EDUARDO GUMARAY P.	APROBADO: VICTOR JOSUE JUSCAMAITA	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
		CIP: 148658	