

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Ciencias e Ingenierías Físicas y Formales
Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica, Mecánica-Eléctrica y
Mecatrónica



**Diseño de silo metálico de transición para descarga de granos de trigo,
capacidad de 260 m³ para terminal portuario del sur del Perú**

Tesis presentada por el Bachiller:

Bustamante Torres, Max Luis

ORCID: 0009-0005-8136-0394

para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico

Asesor:

Mg. Donayre Cahua, Jesus Manuel

ORCID: 0009-0003-4649-8430

Arequipa – Perú

2025

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INGENIERIA MECANICA, MECANICA-ELECTRICA Y MECATRONICA

TITULACIÓN CON TESIS

DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 15 de Enero del 2025

Dictamen: 009109-C-EPIMMEM-2025

Visto el borrador del expediente 009109, presentado por:

2015244521 - BUSTAMANTE TORRES MAX LUIS

Titulado:

**DISEÑO DE SILO METÁLICO DE TRANSICIÓN PARA DESCARGA DE GRANOS DE TRIGO,
CAPACIDAD DE 260 M3 PARA TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

Título Profesional/Título de Segunda Especialidad/Grado Académico a optar:

INGENIERO MECÁNICO

**29667313 - ALCAZAR ROJAS HERMAN ENRIQUE
DICTAMINADOR**



**29685318 - CASTRO VALDIVIA JORGE LUIS
DICTAMINADOR**



**29529560 - CACERES NUÑEZ AUGUSTO EMILIO CARLOS
DICTAMINADOR**



Diseño de silo metálico de transición para descarga de granos de trigo, capacidad de 260 m³ para terminal portuario del sur del Perú

INFORME DE ORIGINALIDAD

9%

INDICE DE SIMILITUD

9%

FUENTES DE INTERNET

3%

PUBLICACIONES

2%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

dspace.ups.edu.ec

Fuente de Internet

1%

2

hdl.handle.net

Fuente de Internet

1%

3

vdocuments.pub

Fuente de Internet

1%

4

es.scribd.com

Fuente de Internet

1%

5

repositorio.umsa.bo

Fuente de Internet

<1%

6

repositorio.ucsm.edu.pe

Fuente de Internet

<1%

7

dspace.esPOCH.edu.ec

Fuente de Internet

<1%

8

Submitted to Universidad Católica de Santa María

Trabajo del estudiante

<1%

9

idoc.pub

Fuente de Internet

<1%

10

documenttop.com

Fuente de Internet

<1%

11

docplayer.es

Fuente de Internet

<1%

DEDICATORIA.

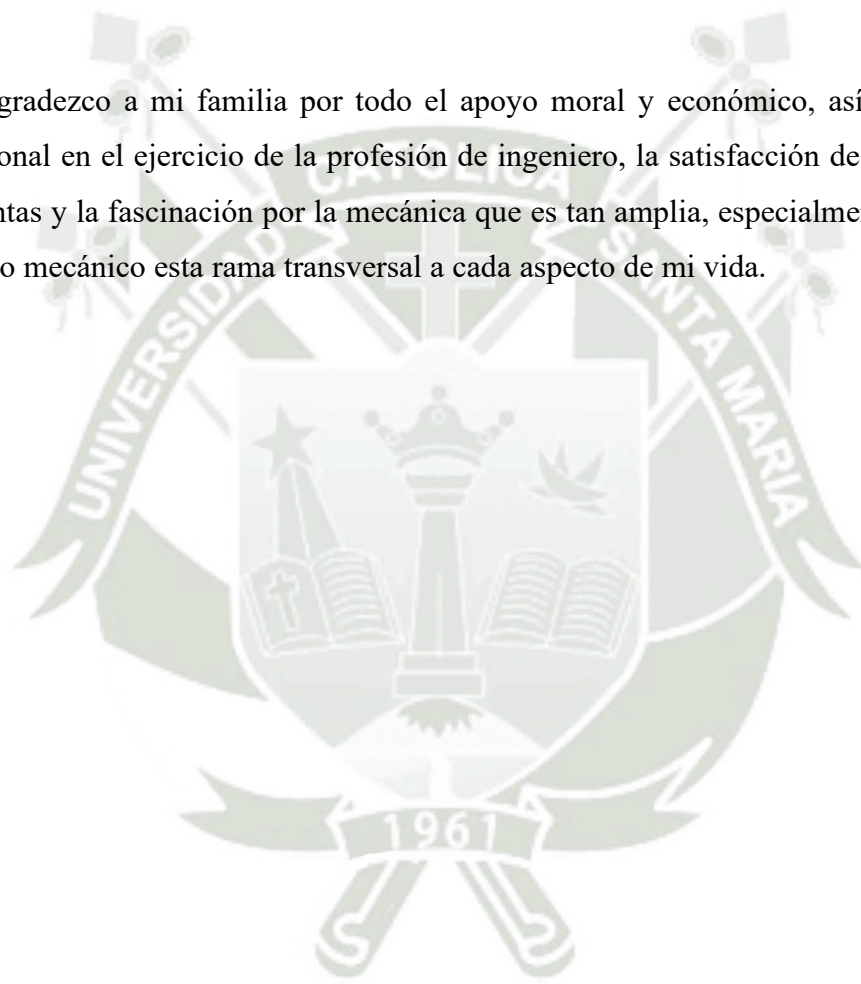
Dedico este trabajo a mis Padres Ysaac y Angela y mi hermano Luis quienes guiaron mi camino por la senda del bien y me inculcaron valores, A dios todopoderoso, aunque sea ateo, soy culturalmente católico.



AGRADECIMIENTOS.

Mis sinceros agradecimientos a mi causa de estudios Universidad Católica de Santa María por brindarme los conocimientos y valores necesarios para la realización de este proyecto.

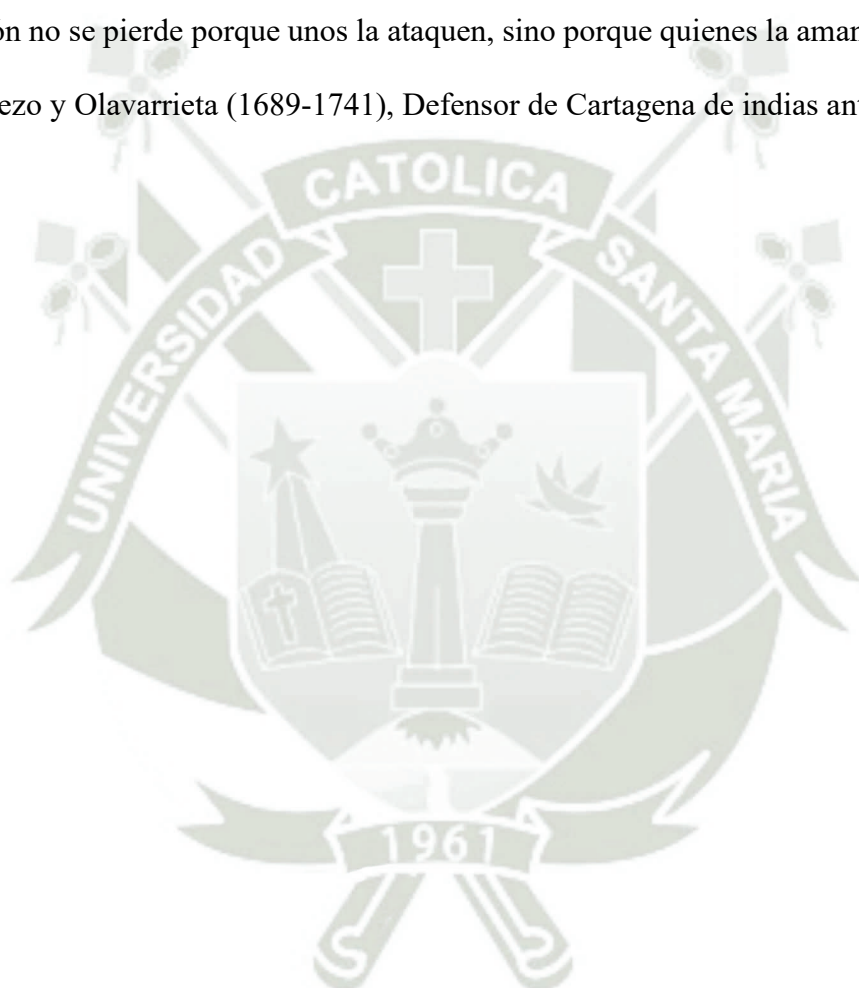
Agradezco a mi familia por todo el apoyo moral y económico, así como su cariño incondicional en el ejercicio de la profesión de ingeniero, la satisfacción de aprender nuevas herramientas y la fascinación por la mecánica que es tan amplia, especialmente la simulación y el diseño mecánico esta rama transversal a cada aspecto de mi vida.



EPÍGRAFE.

Una nación no se pierde porque unos la ataquen, sino porque quienes la aman no la defienden.

Blas de Lezo y Olavarrieta (1689-1741), Defensor de Cartagena de indias ante el asedio naval británico.



RESUMEN

El presente proyecto tiene como objeto de estudio el diseño de los silos de transición de descarga de granos, infraestructura portuaria vital para la recepción de trigo, soya, maíz entre otros granos importante para la alimentación del país, el terminal portuario del sur del Perú requiere modernizar esta infraestructura además de aumentar la capacidad para manejar mayores tonelajes de ahí la necesidad de un silo de 260 m³ que cumpla con las futuras demandas además de agilizar los procesos de transferencia a camiones o vagones de tren para la distribución final a molinos o plantas de procesamiento de estos granos. El trabajo presenta el diseño estructural detallado del silo y la estructura de soporte de este, las cargas presentes por material almacenado, así como cargas externas de viento y sismo debido al elevado riesgo sísmico en toda la costa peruana es de vital importancia el análisis sísmico espectral dinámico, además del uso de normativas nacionales e internaciones y la aplicación de modelos de simulación avanzados DEM (Método de elementos Discretos) y FEM (método de Elementos Finitos), garantizando la seguridad, optimización de materiales mediante procesos de diseño iterativo.

Palabras Clave: Diseño de Silo, DEM, FEM, Silo de Trigo, Silo de transición.

ABSTRACT

The purpose of this project is to study the design of the transition silos for grain unloading, a vital port infrastructure for receiving wheat, soybeans, corn, among other grains that are important for the country's food supply. The port terminal in southern Peru requires modernizing this infrastructure in addition to increasing the capacity to handle larger tonnages, hence the need for a 260 m³ silo that meets future demands as well as streamlining the transfer processes to trucks or train cars for final distribution to mills or processing plants for these grains. The work presents the detailed structural design of the silo and its support structure, the loads present by stored material, as well as external loads of wind and earthquake due to the high seismic risk throughout the Peruvian coast. Dynamic spectral seismic analysis is of vital importance, in addition to the use of national and international regulations and the application of advanced simulation models DEM (Discrete Element Method) and FEM (Finite Element Method), guaranteeing safety, optimization of materials through iterative design processes.

Keywords: Silo Design, DEM, FEM, Wheat Silo, Transition Silo.

ÍNDICE

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
EPÍGRAFE	
RESUMEN	
ABSTRACT	
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	2
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2. OBJETIVOS	5
1.2.1. Objetivo General	5
1.2.2. Objetivos Específicos.	5
1.3. Alcances.....	6
1.4. Limitaciones.....	6
1.5. Normativas de Diseño.....	7
1.5.1. Normas Técnicas Peruanas	7
1.5.2. Normas Internacionales	7
1.5.3. Programas de Cálculos	8
1.6. Ubicación del Proyecto	8
1.6.1. Infraestructura Previa	10
CAPÍTULO II.....	12
2. MARCO TEÓRICO.....	13
2.1. Clases Y Formas Materiales De Construcción De Silos.....	13
2.1.1. Silos Metálicos De Pared De Chapa Lisa.....	13
2.1.2. Silos Metálicos de Pared Chapa Ondulada.....	15
2.2. Procedimiento De Descarga de Graneles Sólidos.....	16
2.2.1. Torres Absorbentes	17
2.2.2. Fajas Transportadoras.....	17

2.2.3.	Silos Almacenamiento.	17
2.2.4.	Payloaders (Arrumaje).	17
2.2.5.	Minicargador Frontal Bob Cat.....	17
2.2.6.	Clamshell de Nave o Tierra.	17
2.2.7.	Tolvas De Recepción.....	18
2.2.8.	Volquetes	19
2.3.	Procedimiento De Despacho De Graneles Sólidos.....	20
CAPÍTULO III.....		21
3.	DISEÑO DE SILO Y METODOLOGIA.....	22
3.1.	Requerimientos Iniciales del Proyecto.	22
3.2.	Dimensiones Del Silo	22
3.3.	Cálculo de Cargas Sobre el Silo,.....	26
3.3.1.	Cargas Producidas por el Material.....	26
3.3.1.1.	Propiedades del Material a Granel Ensilado.....	26
3.3.1.2.	Clasificación de Evaluación de Acciones	29
3.3.1.3.	Clasificación Del Llenado Y Salido Del Silo	32
3.3.1.4.	Clasificación De Esbeltez.	32
3.3.1.5.	Limitación De La Norma Europea UNE-EN 1991-4	33
3.3.1.6.	Clasificación Del Fondo De Silo O Tolva	33
3.3.1.7.	Tipo De Flujo En Tolva.....	34
3.3.1.8.	Problemas en Flujo de Vaciado.....	35
3.3.1.9.	Resumen de propiedades, clasificaciones de silos y tolvas	36
3.3.1.10.	Cargas En Proceso De Llenado Y Descarga Del Silo	37
3.3.1.11.	Cargas En Llenado Y Descarga De Tolva	39
3.3.2.	Cargas De Viento.....	41
3.3.2.1.	Cargas De Viento Analíticas	41
3.3.2.2.	Cargas De Viento Simuladas.....	41
3.3.3.	Cargas Sísmicas.....	43
3.3.4.	Sobrecargas.....	45

3.3.5.	Combinaciones De Carga	45
3.4.	Modelo Calculo Construido en Software robot Structural Analysis.....	46
3.4.1.	Modelado Elementos Tipo Chapa Metálica	46
3.4.2.	Modelado Elementos Estructurales Tipo Barra	48
3.4.3.	Mallado de Elementos Tipo Shell o Concha	49
3.4.4.	Cargas en Robot Structural Analysis	50
3.5.	RESULTADOS TOLVA Y SILO	53
3.5.1.	Cálculo de chapa metálica.....	53
3.5.2.	Comprobación de pandeo por compresión axial y por presiones externas.	54
3.5.2.1.	Pandeo por cargas axiales.....	54
3.5.2.2.	Pandeo por cargas axiales y presión de viento.....	55
3.5.3.	Cálculo de uniones atornilladas cuerpo de silo.	56
3.5.3.1.	Tornillos sometidos a fuerza cortante.	56
3.5.3.2.	Aplastamiento en la chapa ondulada.....	59
3.5.3.3.	Tornillos sometidos aplastamiento.....	60
3.5.3.4.	Punzonamiento en la chapa.....	61
3.5.4.	Cálculo de uniones atornilladas en tolva	62
3.5.4.1.	Fuerza cortante en tornillos de tolva.....	62
3.5.4.2.	Aplastamiento en la tolva.....	64
3.5.4.3.	Tornillos sometidos aplastamiento.....	65
3.5.4.4.	Punzonamiento en la chapa tolva.....	66
3.6.	Diseño de Rigidizadores de Cuerpo de Silo y Tolva.	66
3.6.1.	Diseño de Rigidizadores de cuerpo del silo	66
3.6.2.	Diseño manual de rigidizadores de tolva.....	73
3.6.3.	Diseño Rigidizadores de Tolva.....	85
3.7.	Diseño de Estructura Base	88
3.7.1.	Combinaciones de carga.....	89
3.8.	Construcción del Modelo en RSA 2024.	91
3.8.1.	Resultados fuerzas internas y momentos.....	92

3.8.2.	Diseño de columnas manualmente.	93
3.8.3.	Calculo columna mediante RSA 2024.....	100
3.8.4.	Diseño de Vigas manualmente.	105
3.8.5.	Diseño de Vigas mediante RSA 2024.....	112
3.8.6.	Diseño de Arriostres Manualmente.	115
3.8.7.	Diseño de Arriostres Mediate Software RSA 2024.	121
3.8.8.	Diseño de Vigas de techo.....	123
3.9.	Diseño de Uniones Estructura Metálica.....	127
3.9.1.	Unión placa Base Calculo Manual de Anclajes.....	128
3.9.2.	Unión Placa Base Calculo Manual de Soldadura.	136
3.9.3.	Unión Placa Base Mediate Software Idea Statica.	139
3.9.4.	Conexión Entre Viga y Columna Calculo Manual.	142
3.9.5.	Conexión de Viga Columna Placa Soldada a Corte.	146
3.9.6.	Conexión Vigas y Columna Sección “I”.	149
3.9.7.	Conexión Vigas en Idea Statica.....	152
3.9.8.	Conexión Columna Arriostres Diagonales.....	155
3.9.9.	Conexión Columna Vigas Intermedias.....	160
3.9.10.	Conexión Viga Arriostre y Columna Sección “C”.....	163
3.9.11.	Conexión Rigidizador de Silo, Viga de Techo y Correas de Techo.....	167
3.9.12.	Conexión Vigas Intermedias y Arriostre Diagonal.....	171
CAPÍTULO IV.....		175
4. SIMULACIÓN POR ELEMENTOS DISCRETOS(MED) Y ELEMENTOS FINITOS(MEF).....		176
4.1.	creación del Modelo ANSYS y Rocky.....	176
4.1.1.	Geometría.	176
4.1.2.	Flujo de Trabajo Entre Rocky 2023 R1 y ANSYS.....	177
4.1.3.	Configuración del Entorno Rocky Dem.	178
4.1.4.	Mallado en Rocky Dem.....	178
4.1.5.	Propiedades del Trigo Como Solido Disgregado.	179

4.1.6.	Interacción Entre Solido Disgregado y la Chapa Metálica.	180
4.1.7.	Definición de entrada de material.....	181
4.1.8.	Configuración del Solucionador.	181
4.1.9.	Generación de Malla en ANSYS Static Structural.	183
4.1.10.	Condiciones de Frontera.....	183
4.1.11.	Exportación de Cargas en Entorno Static Structural.	184
4.1.12.	Convergencia de Malla.....	185
4.1.13.	Resultados Esfuerzo de Von Mises.....	185
4.2.	Creación del Modelo en RSA.....	186
4.2.1.	Esfuerzo de Von Mises en RSA.....	187
4.3.	Resumen y Comparación Entre ANSYS-RockyDem y RSA.....	188
CAPÍTULO V.....		189
5.	EVALUACIÓN DE COSTOS.....	190
5.1.	Listas de Materiales.....	190
5.2.	Procedimiento de Construcción.....	192
5.3.	Procedimiento de Montaje.....	193
5.4.	Análisis por Precios Unitarios (APU).....	195
5.4.1.	Análisis de Precios Unitarios.....	196
5.4.1.1.	Planilla de Trabajadores.....	196
5.4.1.2.	Trabajos Preliminares y Temporales.....	198
5.4.1.3.	Fabricación y Montaje de Columnas.....	199
5.4.1.4.	Fabricación y Montaje de Vigas.....	200
5.4.1.5.	Fabricación y Montaje de Arriostres.....	201
5.4.1.6.	Fabricación y Montaje de Tolva.....	202
5.4.1.7.	Fabricación y Montaje de cuerpo Silo.....	203
5.4.1.8.	Fabricación y Montaje de Cubierta.....	204
5.5.	Resumen de Presupuesto.....	205
5.6.	Cronograma de Construcción y Montaje.....	207
5.7.	Diagrama de Gantt.....	208

CONCLUSIONES.....	210
RECOMENDACIONES.....	211
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	213
PLANOS.....	215
ANEXOS.....	223



ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1-1: Origen de las importaciones de Trigo en Grano 2022	3
Figura 1-2: Diseño de silos con FEA.....	5
Figura 1-3: Ubicación del terminal de del puerto marítimo del sur del Perú	8
Figura 1-4: Layout General del Puerto Marítimo del Sur del Perú	9
Figura 1-5: Layout Zona de silos descarga de materiales graneles baterías de silos A B y C ...	9
Figura 1-6. Torre Vigan Capacidad 400 TM/HR	10
Figura 1-7: Silos de Almacenamiento capacidad material granel 75000 TM.....	11
Figura 2-1: Silos de sección circular y pared de chapa lisa.	13
Figura 2-2. Silos de sección circular y pared de chapa lisa formado. por virola del mismo espesor.....	14
Figura 2-3: Silo de sección rectangular con tolva tronco-piramidal inferior.....	14
Figura 2-4: Silo de sección circular y fondo con tolva troncocónica, elevado sobre un faldón.	15
Figura 2-5: Silo descarga a camiones de trigo en Serbia	16
Figura 2-6:Silos de almacenamiento de soya de 5500 m3 de capacidad en Alemania 2010...	16
Figura 2-7: Descarga de maíz empleando grúa Clamshell hacia tolvas para despacho en camión.....	18
Figura 2-8: Silo con fondo tolva cónico, descarga de granos.	19
Figura 2-9: Baterías de Silos B y C	19
Figura 3-1:Silo Medidas y Dimensiones Principales.....	24
Figura 3-2: Silo medidas generales y estructura de soporte	25

Figura 3-3: Dimensiones de las chapas nervadas de acero.....	29
Figura 3-4: Silo con descarga centrada y descarga excéntrica.....	32
Figura 3-5: Clasificación tipo de Fondo	34
Figura 3-6: Flujo en tolvas Cónicas	35
Figura 3-7: Problemas comunes en tolvas y silos.....	36
Figura 3-8: Presiones aplicadas en silo.....	38
Figura 3-9: Presiones graficadas con respecto a la variación de la altura	39
Figura 3-10: Graficas de presiones Normales y Tangenciales en descarga	40
Figura 3-11: Distribución de presiones de llenado sobre tolvas agudas y aplanadas	41
Figura 3-12: Parámetros Iniciales para simulación de Viento.	42
Figura 3-13: Mapa de presiones Viento en dirección X.	42
Figura 3-14: Mapa de presiones Viento en dirección Y.	43
Figura 3-15: Espectro de Sísmico Periodo vs Aceleración.....	43
Figura 3-16: Espectro Sísmico Periodo vs Aceleración Vertical	44
Figura 3-17: Peso para calculo estructural.....	44
Figura 3-18: Geometría Chapa Ondulada.....	47
Figura 3-19: Elementos de Matrices Ortótropa.	48
Figura 3-20: Elementos estructurales Silo	49
Figura 3-21: Mallado de Cuerpo de silo y Tolva	50
Figura 3-22: Cargas y Combinaciones en Silo y Tolva	51
Figura 3-23: Cargas Aplicadas por Materia almacenado en silo y tolva	52
Figura 3-24: Tabla de Cargas en Silo y tolva por material almacenado.	53

Figura 3-25: Esfuerzo de Von Mises cuerpo de silo y tolva	54
Figura 3-26: Carga axial transferida al cuerpo cilindro del silo	55
Figura 3-27: Fuerza cortante horizontal en cuerpo del silo cilíndrico.....	56
Figura 3-28: Disposición de los pernos virola de 1.14m de alto y 2.38m de longitud.	57
Figura 3-29: Fuerza cortante vertical en cuerpo del silo cilíndrico.	58
Figura 3-30: Fuerza cortante horizontal en tolva.....	62
Figura 3-31: Fuerza cortante vertical en tolva	63
Figura 3-32: Mapa de Ratios de diseño con ejes locales de Rigidizadores	69
Figura 3-33: Deformaciones en rigidizadores eje "X" y "Y"	70
Figura 3-34: Rigidizador de chapa ondulada, Solicitación y deformación.....	71
Figura 3-35: Columna de unión procedimiento detallado sollicitación y ratio de deformación.	72
Figura 3-36: Rigidizadores cuerpo cilindro, sollicitación y ratio de deformación.	73
Figura 3-37: Propiedades de los rigidizadores de tolva ángulo L 3 ½ x 3 ½ x ½.....	74
Figura 3-38: Geometría del ángulo L 3 ½ x 3 ½ x ½.....	75
Figura 3-39: Clasificación de tipo de esbeltez según AISC 360-16 Sección F	76
Figura 3-40: Relación ancho espesor para miembros a compresión o flexión.	77
Figura 3-41: Clasificación del ama de la sección	77
Figura 3-42: Clasificación de la compacticidad del alma.....	78
Figura 3-43: Calculo del Pandeo Torsional	79
Figura 3-44: Calculo de pandeo local	79
Figura 3-45: Clasificación de esbeltez del alma y ala a compresión.	80

Figura 3-46: Esfuerzo Critico a compresión.....	81
Figura 3-47: Flujo cortante en sección angular	82
Figura 3-48: Resistencia a la compresión	83
Figura 3-49: Ancho efectiva del Ala	83
Figura 3-50: Altura efectiva del Ala	84
Figura 3-51: Evaluación final de la resistencia del miembro	84
Figura 3-52: Ratios de rigidizadores de tolva.....	87
Figura 3-53: Deformaciones totales en rigidizadores de la tolva.	88
Figura 3-54: Rigidizador tolva procedimiento detallado del miembro con mayor sollicitación	89
Figura 3-55: Combinaciones de carga para el método LRFD	90
Figura 3-56: Modelo estructural en RSA 2024.....	91
Figura 3-57: Combinaciones de carga en estructura base.....	92
Figura 3-58: Diagrama de Fuerzas axiales de tracción y/o compresión en la estructura base.	92
Figura 3-59: Diagrama de momento flector en estructura de soporte base	93
Figura 3-60: Propiedades geométricas W10x94.....	94
Figura 3-61: Carga de Pandeo Critica.....	96
Figura 3-62: Ratio de diseño del miembro	99
Figura 3-63: Ratios de diseño de miembros estructurales de acero.....	101
Figura 3-64: Mapa de Ratios de diseño con ejes locales de columna.....	102
Figura 3-65: Deformaciones laterales en columnas Eje "X" y "Y"	103
Figura 3-66: Procedimiento de Verificación de la columna con mayor sollicitación.	104

Figura 3-67: Cargas en vigas	105
Figura 3-68: Propiedades geométricas W10x26	106
Figura 3-69: Carga de pandeo Crítica	108
Figura 3-70: Calculo de ratio de diseño	111
Figura 3-71: Mapa de Ratios de diseño con ejes locales de Vigas	113
Figura 3-72: Deformación en columnas Eje "Y" y "Z"	113
Figura 3-73: Procedimiento de Verificación de la Viga con mayor solicitación.	114
Figura 3-74: Diagrama de Fuerzas axiales internas	115
Figura 3-75: Cargas en Arriostres	116
Figura 3-76: Propiedades geométricas de las vigas.	117
Figura 3-77: Ratio de diseño del arriostramiento	120
Figura 3-78: Mapa de Ratios de diseño con ejes locales de Arriostres.	122
Figura 3-79: Deformación total de los arriostres.	122
Figura 3-80: Comprobación del miembro con mayor solicitación.	123
Figura 3-81: Mapa de solicitaciones de vigas correas y collar de techo.	126
Figura 3-82: Deformaciones Eje "Y" y "Z"	127
Figura 3-83: Uniones exportadas en el software IS23	128
Figura 3-84: Geometría de la placa base	129
Figura 3-85: Placa base	131
Figura 3-86: Diagramas de fuerza y momentos en placa base	133
Figura 3-87: Reacciones en los apoyos.	135
Figura 3-88: Diagrama de cuerpo libre de fuerzas en la placa base	136

Figura 3-89: Inercia de los cordones de soldadura de placa base y columna en ejes "X" y "Y"	137
Figura 3-90: Esfuerzo en el punto "w" de cordón de soldadura.	138
Figura 3-91: Conexión placa base	140
Figura 3-92: Esfuerzos de Von Mises en conexión placa base	140
Figura 3-93: Medidas de placa base, rigidizadores de columna y elementos de arriostre.	141
Figura 3-94: Verificación del anclaje más cargado.	141
Figura 3-95: Resistencia de los pernos a cortante y tensión de distintas calidades.	143
Figura 3-96: Diagrama de cuerpo libre a corte, soldada y empernada	144
Figura 3-97: Distancia c del eje neutro a los diferentes pernos	145
Figura 3-98: Carga axial distribuidos en los pernos	145
Figura 3-99: Diagrama de cuerpo libre de placa soldada a viga en corte.	147
Figura 3-100: Propiedades de cordones de soldadura típicos sometidos a flexión	147
Figura 3-101: Conexión vigas columna sección "I" articulada.	150
Figura 3-102: Esfuerzo de Von Mises conexión vigas columna sección "I"	150
Figura 3-103: Lista de materiales conexión vigas columna sección "I"	151
Figura 3-104: Verificación del perno más cargado conexión vigas columna sección "I".	152
Figura 3-105: Conexión de vigas.	153
Figura 3-106: Esfuerzo de Von Mises conexión de vigas	153
Figura 3-107: Lista de materiales conexión de vigas.	154
Figura 3-108: Verificación tornillo más cargado conexión vigas.	155
Figura 3-109: Conexión columna arriostres diagonales.	156

Figura 3-110: Esfuerzo Von Mises conexión columna arriostres diagonales.	156
Figura 3-111: Lista de materiales conexión columna arriostres diagonales.	157
Figura 3-112: Medidas conexión columna arriostres diagonales.....	158
Figura 3-113: Verificación perno más cargado conexión columna arriostres diagonales.....	159
Figura 3-114: Conexión columna vigas intermedias.	160
Figura 3-115: Esfuerzo Von Mises conexión columna vigas intermedias.	160
Figura 3-116: Lista de materiales conexión columna vigas intermedias.	161
Figura 3-117: Medidas conexión columna vigas intermedias.	162
Figura 3-118: Verificación perno con mayor sollicitación conexión columna vigas intermedias.	163
Figura 3-119: Conexión viga arriostre y columna sección “C”	164
Figura 3-120: Esfuerzo de Von Mises conexión viga arriostre y columna sección “C”	164
Figura 3-121: Lista de materiales conexión viga arriostre y columna sección “C”	165
Figura 3-122: Medidas conexión viga arriostre y columna sección “C”	166
Figura 3-123: Verificación perno más cargado conexión viga arriostre y columna sección “C”	167
Figura 3-124: Conexión rigidizador de silo, viga de techo y correas de techo.....	168
Figura 3-125: Esfuerzo Von Mises conexión rigidizador de silo, viga de techo y correas de techo.....	168
Figura 3-126: Lista de materiales conexión rigidizador de silo, viga de techo y correas de techo.....	169
Figura 3-127: Medidas conexión rigidizador de silo, viga de techo y correas de techo.....	170

Figura 3-128: Conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.	171
Figura 3-129: Esfuerzo Von Mises conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.	172
Figura 3-130: Lista de materiales conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.....	172
Figura 3-131: Medidas de conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.	173
Figura 3-132: Verificación perno con mayor sollicitación conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.	174
Figura 4-1: Silo creado en Autodesk Inventor 2024.	177
Figura 4-2: Proyecto ANSYS y Rocky Dem.	177
Figura 4-3: Configuración de Modulo Rocky Dem.....	178
Figura 4-4: Mallado triangular en Rocky Dem.....	179
Figura 4-5: Propiedades del trigo en Rocky Dem.....	180
Figura 4-6: Interacción entre trigo y chapa metálica.	180
Figura 4-7: Capacidad de ingreso y tiempo	181
Figura 4-8: Solucionador Software Rocky Dem.....	182
Figura 4-9: Simulación finalizada silo completamente lleno	182
Figura 4-10: Mallado del cuerpo del silo y tolva.....	183
Figura 4-11: Condiciones de frontera y superficies de importación de presiones.	184
Figura 4-12: Presiones exportadas visualizadas en forma vectorial	184
Figura 4-13: Grafica de la convergencia de malla	185
Figura 4-14: Resultados esfuerzo de Von Mises.....	186
Figura 4-15: Propiedades, geometría, material y condiciones de frontera en RSA.....	187
Figura 4-16: Esfuerzo de Von Mises en RSA	187

Figura 4-17: Comparativa de resultados de presiones entre ANSYS y Rocky.....	188
Figura 5-1: Metrados de Silo Tolva y estructura base.	190
Figura 5-2: Procedimiento de Construcción de Silo.....	193
Figura 5-3:Montaje de Silos de granos de 2000 Toneladas Argentina	194
Figura 5-4: Procedimiento de montaje de silo.	194
Figura 5-5: Diagrama de Gantt Construcción y Montaje de Silo 260m3	209



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1: Propiedades de los sólidos disgregados.....	27
Tabla 3-2: Definiciones de las superficies de pared.....	28
Tabla 3-3: Clasificación recomendada para las clases de evaluación de silos.	30
Tabla 3-4: Clasificación de los sólidos a granel en base al número de rango de cada propiedad.	31
Tabla 3-5: Características de los sólidos a granel	31
Tabla 3-6: Clasificación esbeltes en silos	33
Tabla 3-7: Valores de "m" para los cuales se pueden presentar problemas en el flujo de vaciado	36
Tabla 3-8: Valores de las propiedades a usar en las evaluaciones de diferentes cargas en paredes	37
Tabla 3-9: Resumen de cargas en proceso de llenado y descarga.....	38
Tabla 3-10: Resumen de presiones aplicadas en tolva.....	40
Tabla 3-11: Combinaciones de carga	46
Tabla 3-12: Modos Propios de Vibración Ejes "X" y "Y"	51
Tabla 3-13: Solicitación de Rigidizadores y ratios de deformaciones.....	67
Tabla 3-14: Deformaciones máximas en ELS. de acuerdo con ASCE7-16.....	70
Tabla 3-15: Factor de imperfección ajustado de ancho efectivo.....	80
Tabla 3-16: Solicitaciones de diseño de rigidizadores de tolva	86
Tabla 3-17: Solicitación de Columnas y deformaciones máximas	101
Tabla 3-18: Flechas Máximas para elementos estructurales.....	103

Tabla 3-19: Solicitación de Vigas y deformaciones máximas	112
Tabla 3-20: Solicitación de Arriostres.	121
Tabla 3-21: Solicitaciones de vigas correas y collar de techo	124
Tabla 5-1: Clasificación de estructuras por peso lineal	195
Tabla 5-2: Rendimientos de Fabricación	195
Tabla 5-3: Rendimiento de Montaje.	196
Tabla 5-4: Rendimientos de Arenado y/o Granallado.....	196
Tabla 5-5: Planilla de trabajadores para fabricación.....	197
Tabla 5-6: Planilla de trabajadores para montaje.....	197
Tabla 5-7: Partida Movilización y desmovilización de equipos herramientas y personal.	198
Tabla 5-8: Partida Trazado y replanteo.	198
Tabla 5-9: Partida Facilidades temporales.	199
Tabla 5-10: Partida Fabricación de columna.	199
Tabla 5-11: Partida Montaje de Columnas.....	200
Tabla 5-12: Partida Fabricación de vigas.....	200
Tabla 5-13: Partida Montaje de Vigas.....	201
Tabla 5-14: Partida Fabricación de Arriostre.....	201
Tabla 5-15: Partida Montaje de Arriostre.....	202
Tabla 5-16: Partida Fabricación de Tolva	202
Tabla 5-17: Partida de Montaje de Tolva.	203
Tabla 5-18: Partida de Fabricación de Silo.	203
Tabla 5-19: Partida Montaje de Silo	204

Tabla 5-20:Partida Fabricación de Cubierta	204
Tabla 5-21: Partida Montaje de Cubierta.....	205
Tabla 5-22: Resumen del Presupuesto.....	206
Tabla 5-23: Costos directos e indirectos detallados.....	207
Tabla 5-24: Tiempo Requerido para la fabricación y Montaje de Silo Tolva y Estructura Base.	208



INTRODUCCIÓN

La necesidad de infraestructura portuaria en el país se ha convertido en tema de interés por las recientes inversiones de potencias extranjeras como China o EE. UU., el intercambio comercial en materia de contenedores o recepción de granos mediante los buques graneleros es de vital importancia (Autoridad Portuaria Nacional [APN], 2024, p. 5).

El presente trabajo consiste en el diseño de un silo metálico de transición, entre los silos de almacenamiento de gran capacidad de hasta 5000 m³, hacia los silos de distribución que se encargan de llevar los granos hacia vagones de tren o camiones graneleros.

Existen normativas vigentes para el diseño de los silos especialmente desarrollados para la unión europea, para la determinación de cargas o acciones sobre estas estructuras y todas las verificaciones de cuerpo de silo compuesto por chapa metálica, y la estructura de soporte compuesta por perfilería estructural, el presente proyecto realiza estas comprobaciones manuales y las corrobora con soluciones de simulación por el método de elementos finitos y discretos.

El silo a diseñar tiene una capacidad de 250 m³ de almacenamiento, el material ensilado son granos de trigo, la evaluación del material a granel presenta propiedades fluidas cuando está en movimiento, la formación de bóvedas o en casos extremos explosiones, la interacción entre las paredes del silo y el material ensilado es imprescindible para determinar las cargas presentes, este procedimiento será corroborado con la simulación por elementos discretos empleando el software comercial Rocky Dem y la exportación de estas cargas generadas al software ANSYS Static Structural para una evaluación por el método de elementos finitos especialmente los esfuerzos y deformación en la estructura, priorizando siempre la optimización, es decir menores secciones o espesores pero sin exceder los valores de esfuerzos y deformaciones establecidos por las normativas nacionales o internacionales.

Finalmente se realizará una evaluación económica, en la cual se empleará el análisis de costos unitarios, de esta forma podemos determinar los recursos humanos, materiales y el tiempo necesario para la construcción del silo.

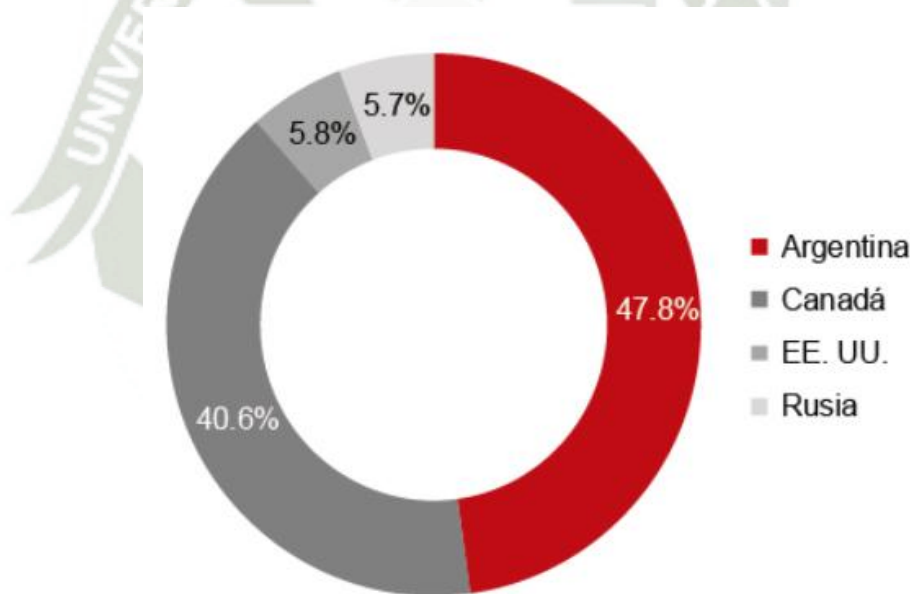


1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El trigo es uno de los cereales más importados en el Perú, siendo esencial para la producción de diversos productos alimenticios. Según datos de la Superintendencia Nacional de Aduanas y de Administración Tributaria (SUNAT), las importaciones de trigo han mostrado variaciones significativas en los últimos años. Por ejemplo, en el año 2008, las importaciones acumuladas entre enero y septiembre sumaron US\$ 22,897 millones, cifra superior en 57.2% a la del mismo periodo del año anterior. Aunque estos datos corresponden a años anteriores, reflejan la tendencia histórica de dependencia del trigo importado en el país.

Figura 1-1: Origen de las importaciones de Trigo en Grano 2022



Nota. Argentina (268 toneladas; 47.8%), Canadá (228 toneladas; 40.6%), EE. UU. (32.5 toneladas; 5.8%) y Rusia (32.1 toneladas; 5.7%)

Fuente: Elaborado por ComexPerú para SUNAT, Mayo 2022 ([ComexPerú - Sociedad de Comercio Exterior del Perú](#))

La creciente demanda de productos agrícolas, como el trigo y otros cereales, ha generado la necesidad de fortalecer la infraestructura portuaria para mejorar su manejo y

almacenamiento. En este sentido, se están destinando importantes recursos a la modernización de los puertos en Perú. Un caso destacado es el Terminal Portuario del Callao, administrado por APM Terminals, donde se está construyendo un conjunto de 12 silos verticales de última tecnología, con una capacidad total de 60,000 toneladas de granos limpios cada uno. Este proyecto, que implica una inversión de aproximadamente 95 millones de dólares y presenta un avance superior al 60%, se prevé que finalice en el primer semestre de 2025 (Perú Construye, 2025). Desafíos en el Diseño de Silos Metálicos

La problemática central radica en garantizar que el silo soporte de manera segura y eficiente las cargas producidas por el material almacenado, así como las cargas externas debidas al viento y sismos, considerando la ubicación geográfica y los factores de amplificación sísmica propios de la región. Además, es crucial corroborar los cálculos analíticos de las cargas por almacenamiento mediante herramientas de simulación basadas en DEM y FEM, para comparar resultados y evaluar la factibilidad de su uso en el diseño estructural.

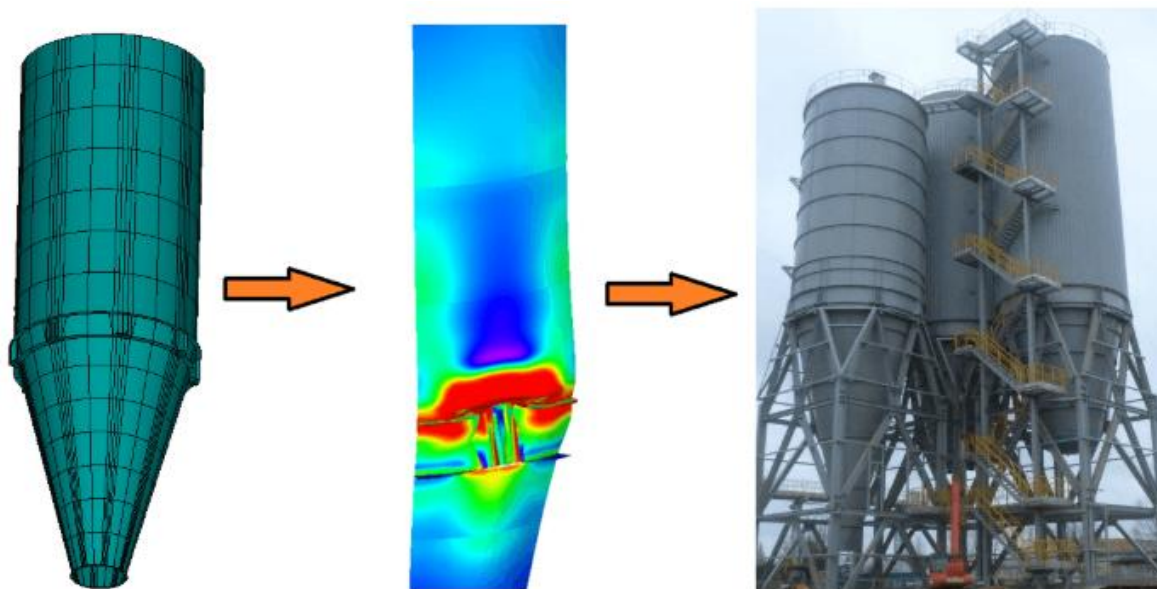
La ausencia de estudios experimentales locales sobre las propiedades de los sólidos disgregados, como el trigo, limita la precisión en la determinación de las cargas internas. Por ello, se propone utilizar las propiedades del trigo según la Norma Europea UNE-EN 1991-4. Asimismo, es necesario realizar un análisis de costos unitarios y presentar planos de ingeniería básica que permitan evaluar la viabilidad económica y técnica del proyecto.

El diseño eficiente de silos metálicos para el almacenamiento y descarga de granos es fundamental en la industria agrícola y portuaria del Perú. En el sur del país, específicamente en el terminal portuario, se requiere un silo metálico de transición con una capacidad de 260 m³ para la descarga de granos de trigo, que cumpla con una altura libre de 5 metros para permitir el paso de camiones o vagones de tren. El diseño debe basarse en normativas peruanas, americanas y europeas, y utilizar herramientas de simulación avanzadas como el Método de Elementos Discretos (DEM) y el Método de Elementos Finitos (FEM).

En síntesis, el problema se centra en diseñar un silo metálico de transición que cumpla con los requisitos de capacidad y funcionalidad, garantizando la seguridad estructural frente a las cargas internas y externas, y utilizando metodologías de simulación avanzadas para validar y optimizar el diseño. Todo ello en el contexto específico del terminal portuario del sur del Perú,

donde la mejora de la infraestructura para el manejo de granos es esencial para satisfacer la demanda nacional y fortalecer la cadena de suministro alimentaria.

Figura 1-2: Diseño de silos con FEA



Nota. Izquierda imagen del modelo con mallado de silo, imagen del centro estudio FEM mapa de colores con esfuerzos y deformación, imagen derecho silo construido

Fuente: Elaborado por (Skotny, 2007) publicado por (<https://enterfea.com/design-your-silos-with-fea-it-pays/>)

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Diseñar un silo metálico de transición para descarga de granos de trigo, capacidad de 260 m³ para terminal portuario del sur del Perú.

1.2.2. Objetivos Específicos.

- Determinar las cargas producidas por el material y otros factores externos como viento y sismo, en base a los requerimiento del proyecto, mediante las diferentes normativas peruanas américas y europeas,

- Corroborar el cálculo analítico de las cargas por almacenamiento con herramientas de simulación basadas en Método de elementos Discretos y el Método de Elementos Finitos para compararlas y ver la factibilidad del uso.
- Realizar cálculo estructural de cuerpo del silo y seleccionar los elementos estructurales de tal forma que resistan a las cargas sometidas, calcular las conexiones entre miembros soldadas y/o empernadas.
- Realizar un análisis de costos unitarios y presentar planos de ingeniería básica.

1.3. Alcances

- El proyecto contempla el diseño de un silo de descarga de 260 m³ para el Puerto de DEL PUERTO MARÍTIMO DEL SUR DEL PERÚ
- La estructura debe tener una altura libre de 5m para el paso de camiones o vagones de tren
- Se aplicará los códigos europeos, americanos y peruanos.
- Se emplearán herramientas de simulación tales como el Método de elementos discretos y el método de elementos finitos
- El desarrollo del diseño tiene como base la consulta de bibliografía científica y tecnológica como libros, trabajos de investigación, ensayos, diseños anteriores, validación mediante software comerciales certificados.

1.4. Limitaciones

- Las propiedades del trigo son tomadas de la Norma Europea UNE-EN 1991-4, no se realizó un estudio en laboratorio de las propiedades de solidos disgregados de soya o trigo.
- No se realizará la selección de equipos auxiliares tales como boquillas compuertas, ductos, sistemas de ventilación, sistemas de carga y descarga, sistemas de antiexplosión, sistemas de incendio, Elementos de seguridad.

- El trabajo está delimitado al cálculo Estructural del cuerpo de silo y el fondo tipo tolva conformado por chapa metálica y la estructura de Soporte conformado por Vigas, Columnas, Arriostres.
- No se realizará el dimensionamiento y cálculo de las cimentaciones u obras civiles como remoción de materiales entre otras obras similares
- No se construirá ningún modelo físico, solo modelos digitales en softwares comerciales certificados.

1.5. Normativas de Diseño

1.5.1. Normas Técnicas Peruanas

- NTP E.020 Normativa indica condiciones de carga y combinaciones de carga para el territorio peruano
- NTP E.030 Establece normativas sismorresistentes en estructuras de acero, concreto o mixtas aplicado en todo el territorio peruano
- NTP E.090 Norma de diseño fabricación y montaje de Estructuras metálicas en edificios contempla los métodos de LRFD y ASD aplica al territorio peruano

1.5.2. Normas Internacionales

- AISC 360-16 Normas Americanas para diseño fabricación y montaje de edificaciones de acero
- UNE - EN 1991-4 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 4: Silos y Depósitos.
- UNE – EN 1993-4-1 Eurocódigo 3: Diseño de Estructuras. Parte 4: Silos.
- UNE – EN 1993-1-6 Eurocódigo 3: Proyecto Estructuras de acero. Parte 1-6: Resistencia y estabilidad de láminas
- UNE – EN 1990 Eurocódigos bases de cálculos de estructuras
- ASTM American Society for testing Materials.

- AS 3774-1996 Norma Australiana Estándar

1.5.3. Programas de Cálculos

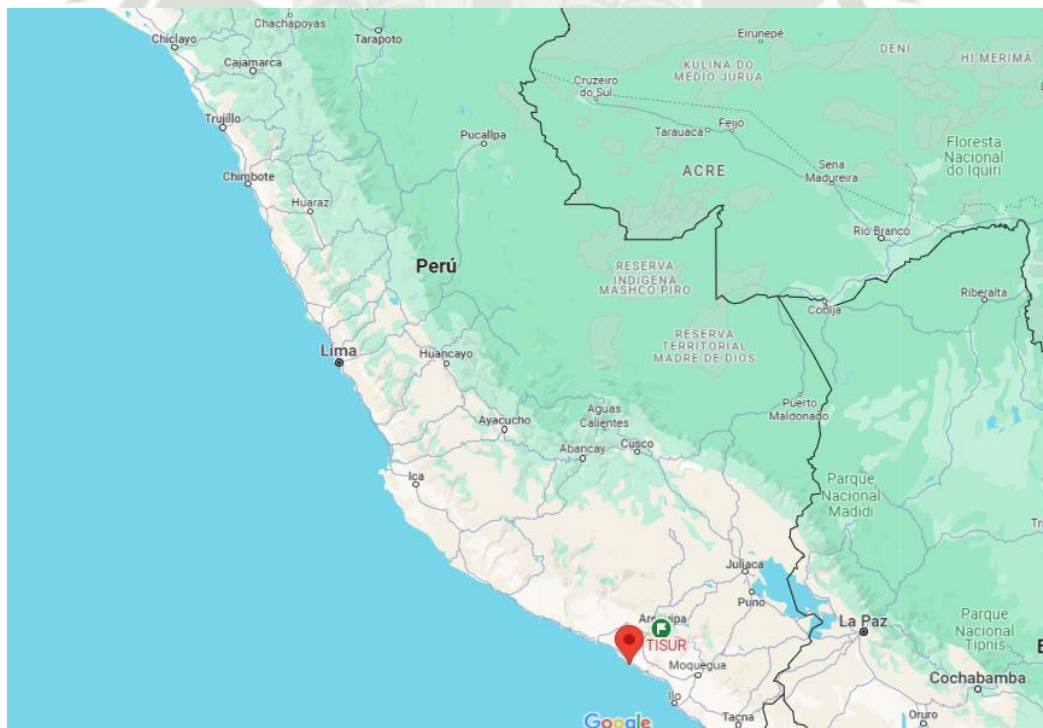
- Robot Structural Analysis 2025 (RSA 2024)
- Idea Static Connections (ISC)
- ANSYS Static Structural (ANSYS)
- ANSYS Rocky DEM (Rocky Dem)

1.6. Ubicación del Proyecto

El presente proyecto este situado geográficamente en el departamento de Arequipa Provincia de Islay-Islay.

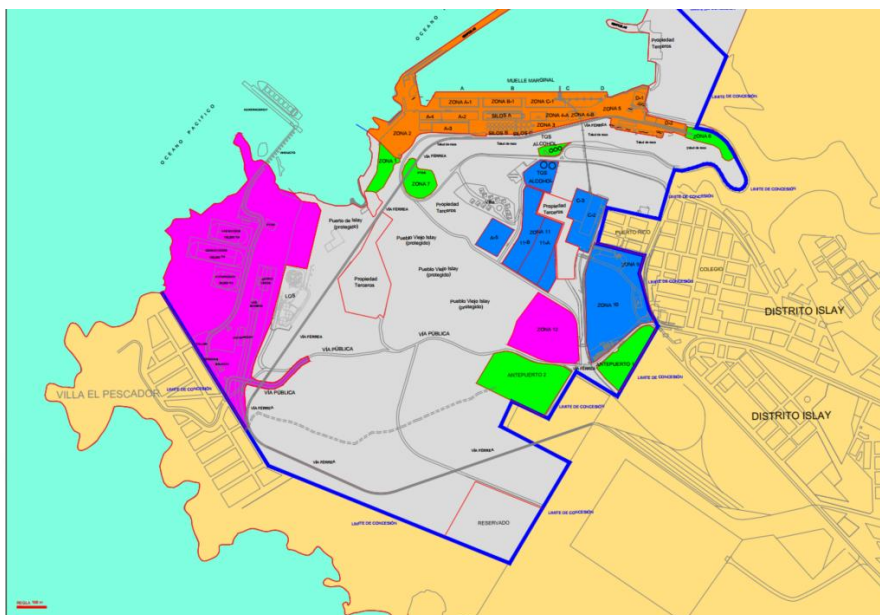
Coordenadas 17°00'00'S 72°06'23'O

Figura 1-3: Ubicación del terminal de del puerto marítimo del sur del Perú



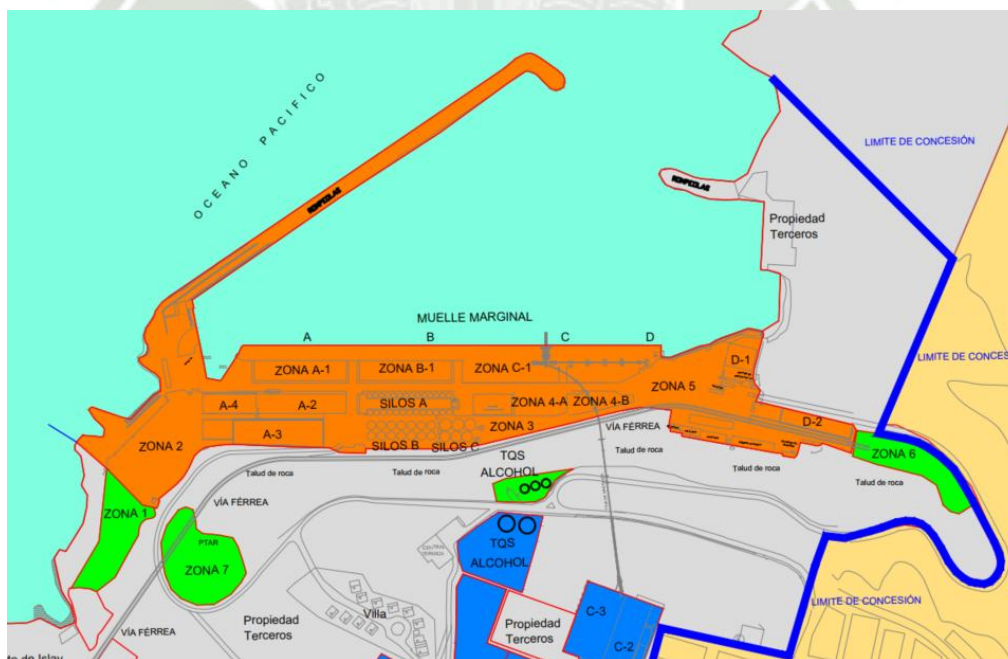
Nota. Adaptado de Google Maps.

Figura 1-4: Layout General del Puerto Marítimo del Sur del Perú



Nota: Adaptado de Del Puerto Marítimo del Sur del Perú Plano de puerto actual 2021

Figura 1-5: Layout Zona de silos descarga de materiales graneles baterías de silos A B y C



Nota: Adaptado de Del Puerto Marítimo del Sur del Perú Plano de puerto actual 202.

1.6.1. Infraestructura Previa

El terminal portuario Del Puerto Marítimo del Sur del Perú tiene instalado un silo de descarga a granel de 55 m³ se requiere ampliar la capacidad instalando un nuevo silo de descarga de mayor capacidad para cubrir la creciente demanda de trigo y soya principalmente, este silo debe tener un altura libre de 5 metros para que los camiones de descarga o vagones de tren puedan recibir la carga sin ningún tipo de obstrucciones, el granos es descargado mediante Torres absorbentes de 200TM/hr y 400 TM/hr como se muestra en la Figura 1-6.

Posteriormente una faja transportadora lleva los granos hacia los silos de gran capacidad con los que cuenta Del Puerto Marítimo del Sur del Perú estos silos tienen una capacidad de almacenamiento de carga granel de 75000 Toneladas Métricas finalmente la carga es traspasada al silo de descarga mediante un transportador neumático, el silo de descarga despacha los granos en camiones volquete o vagones de tren según sea la disposición del cliente.

Figura 1-6. Torre Vigan Capacidad 400 TM/HR



Nota: Adaptado de Del Puerto Marítimo del Sur del Perú (www.del Puerto Marítimo del Sur del Perú.com.pe/es/servicios/graneles)

Figura 1-7: Silos de Almacenamiento capacidad material granel 75000 TM



Nota: Adaptado de Del Puerto Marítimo del Sur del Perú (www.del Puerto Marítimo del Sur del Perú.com.pe/es/servicios/graneles)



2. MARCO TEÓRICO

2.1. Clases Y Formas Materiales De Construcción De Silos

Una breve clasificación de silos está definida por la geometría y el tipo de chapa metálica (constituida por acero al carbono, de diferentes acabados galvanizados, pintados, revestidos, etc.) que constituye el cuerpo del silo así mismo los diferentes tipos de soportes y elevaciones. (Idastec, 2017)

2.1.1. Silos Metálicos De Pared De Chapa Lisa

Elevados sobre estructura conformada por soportes o faldones, de sección circular o rectangular, los silos de sección rectangular usualmente llevan rigidizadores (Idastec, 2017), esos silos se ven representados en las Figura 2-1, Figura 2-2, Figura 2-3 y Figura 2-4.

Figura 2-1: Silos de sección circular y pared de chapa lisa.



Nota. Formado por virolas soldadas de diferente espesores. Adaptado de Diseño y Calculo de Silos Metálicos (p.12), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017

Obviamente las virolas inferiores serán de mayor espesor que las superiores. Además, se trata de silos con tolva y elevados sobre estructura de soportes

Figura 2-2. Silos de sección circular y pared de chapa lisa formado. por virola del mismo espesor.



Nota. Adaptado de Diseño y Calculo de Silos Metálicos (p.13), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017

Además, se encuentra elevado sobre estructura de soportes, para facilitar el paso de camiones por debajo, con el fin de proceder a la descarga del material ensilado.

Figura 2-3: Silo de sección rectangular con tolva tronco-piramidal inferior



Nota. Adaptado de Diseño y Calculo de Silos Metálicos (p.13), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017

Al ser rectangular es muy común que contenga rigidizadores horizontales y verticales. También está elevado sobre una estructura de pilares, para facilitar el paso de camiones por parte inferior y proceder a su descarga. Comúnmente a este tipo de silo de sección rectangular se le suele llamar simplemente tolva.

Parece ser que es de fondo plano y apoyado en terreno, pero no lo es, contiene en su parte inferior una tolva troncocónica que se encuentra escondida, debido a que el faldón actúa continuando hasta la solera la parte cilíndrica.

Figura 2-4: Silo de sección circular y fondo con tolva troncocónica, elevado sobre un faldón.



Nota. Adaptado de Diseño y Cálculo de Silos Metálicos (p.14), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017.

2.1.2. Silos Metálicos de Pared Chapa Ondulada

- Los silos de chapa ondulada pueden tener las mismas características de los silos de chapa lisa, pueden estar elevados sobre estructura para descarga en camiones o vagones ver Figura 2-5, pueden estar asentados en el piso con un fondo plano de concreto ver Nota. Adaptado de Silos Symaga (www.symaga.com/en/delivery-silos/).

Figura 2-5: Silo descarga a camiones de trigo en Serbia



Nota. Adaptado de Silos Symaga (www.symaga.com/en/delivery-silos/)

Figura 2-6: Silos de almacenamiento de soya de 5500 m³ de capacidad en Alemania 2010



Nota: Adaptado de Agravis 2010 (www.agravis.de/de/unsere-leistungen/online-magazin)

2.2. Procedimiento De Descarga de Graneles Sólidos.

El procedimiento descrito aplica para maíz, trigo, cebada, soya y malta.

2.2.1. Torres Absorbentes

Equipos que extraen el grano de la bodega de las embarcaciones y lo depositan en fajas transportadoras, en la actualidad Matarani cuenta con dos equipos, Torre Buhler 200 TM/hr y Torre Vigan 400 TM/hr, ver figura 1.

2.2.2. Fajas Transportadoras.

Sistema de fajas conducen el grano descargado por las torres para ser depositado en silos de almacenamiento.

2.2.3. Silos Almacenamiento.

Estructuras encargadas de almacenar carga a granel, son de sección circular Del Puerto Marítimo del Sur del Perú cuenta con las siguientes baterías de silos la ubicación se puede apreciar en la Figura 1-5 y Figura 2-9.

- Batería Silos A: 27 silos, 350 TM por silo.
- Batería Silos B: 14 silos, 2150 TM por silo
- Batería Silos C: 6 silos, 4200 TM por silo.
- Batería Silos centrales: 12 silos, 880 TM por silo

2.2.4. Payloaders (Arrumaje).

Encargados de desplazar la carga en la bodega de la nave para facilitar el trabajo de absorción de las torres.

2.2.5. Minicargador Frontal Bob Cat.

Equipos similares a los Payloaders, pero caracterizados por operar en ambientes confinados y son ágiles debido a su tamaño.

2.2.6. Clamshell de Nave o Tierra.

Equipo de acoplamiento a la grúa de nave o tierra, consiste en dos cucharones que agarran el material a granel y lo dirigen a la tolva de descarga en tierra.

Figura 2-7: Descarga de maíz empleando grúa Clamshell hacia tolvas para despacho en camión.



Nota: Adaptado de Del Puerto Marítimo del Sur del Perú (www.del Puerto Marítimo del Sur del Perú.com.pe/es/servicios/graneles)

2.2.7. Tolvas De Recepción

Se emplea en la descarga del producto, está formado por paredes cónicas inclinadas la carga se efectúa por arriba y en la parte inferior tiene una compuerta para cargar el material a los elevadores de cangilones y depositar el producto en silos de almacenamiento.

Figura 2-8: Silo con fondo tolva cónico, descarga de granos.



Nota: Adaptado de Del Puerto Marítimo del Sur del Perú 2011

2.2.8. Volquetes

Equipos usados en movimiento de carga hacia almacén de destino, reciben la carga por medio de tolvas como se ve en la Figura 2-8, luego se efectúa el pesado en la balanza asignada.

Figura 2-9: Baterías de Silos B y C



Nota: Adaptado de Del Puerto Marítimo del Sur del Perú (www.del Puerto Marítimo del Sur del Perú.com.pe/es/servicios/graneles).

2.3. Procedimiento De Despacho De Graneles Sólidos

El procedimiento descrito es válido para materiales como trigo, maíz, cebada, centeno, se realiza mediante silos de despacho o descarga empleando en el proceso los equipos mencionados anteriormente como elevadores, silos de almacenamiento y fajas transportadoras para surtir de un flujo diario de acuerdo con la demanda de los diferentes clientes del puerto esto se puede ver en la Figura 2-5, el silo elevado en la estructura representa un silo de descarga.





3. DISEÑO DE SILO Y METODOLOGIA

3.1. Requerimientos Iniciales del Proyecto.

El silo debe tener las siguientes características iniciales de diseño:

- Altura máxima debe ser menor a 20 metros.
- Capacidad del silo debe ser de 260 m³ o 200 Toneladas en trigo u otros granos de densidad de 7.5 kN/m³ o 9.5 kN/m³.
- La altura libre debe ser de 5m para poder descargar en vagones de tren o camiones
- El diámetro del silo no debe ser superior a los 8 metros por cuestiones de espacio y seguridad.
- El flujo de entrada del material requiere de una válvula de compuerta de 800 mm de diámetro
- La salida del material requiere de una compuerta de 1.25 m, es una recomendación tener diámetros superiores a 0.6 m para evitar formación de bóveda, además el silo contara con un sistema de venteo y antiexplosión, debido a que el trigo es un material altamente explosivo.
- El material del cuerpo silo debe ser de chapa ondulada o chapa trapezoidal de acero galvanizado de Z600 g/m² para mitigar el efecto de la corrosión y alargar la vida útil de la estructura.
- La estructura compuesta por perfilería debe tener un recubrimiento de galvanizado Z200 g/m²

3.2. Dimensiones Del Silo

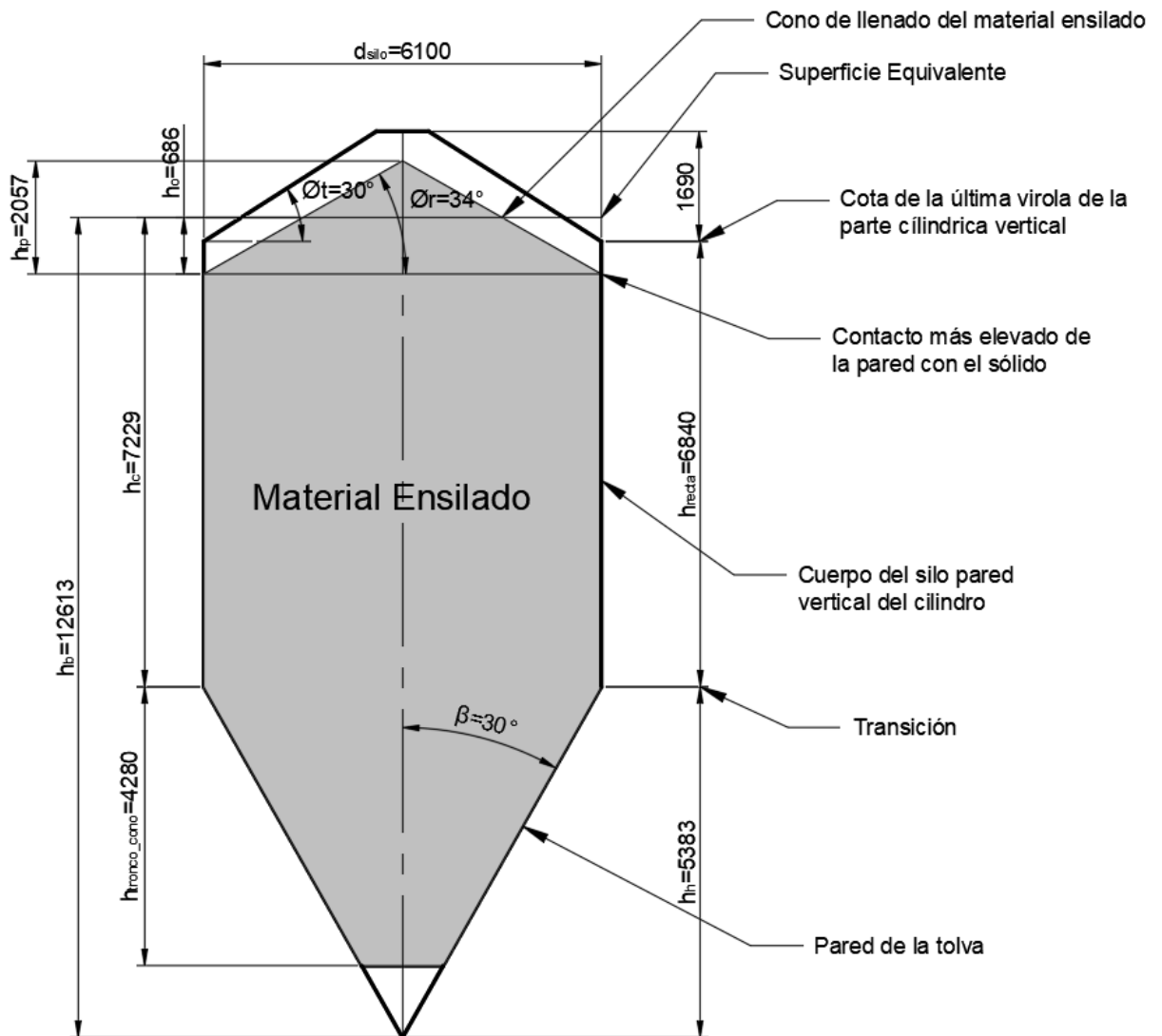
De acuerdo con los requerimientos se pretende diseñar un silo de 260 m³ para ello después de un proceso iterativo empleando una hoja de cálculo elaborada en Mathcad Prime se detalla como anexo 1, los resultados de la hoja de cálculo se muestran en la figura 15 donde:

- d_{silo} Diámetro del silo
- h_c Altura desde superficie equivalente a transición
- h_h Altura desde transición a punta de cono
- h_h Altura desde superficie equivalente a punta de cono
- h_o profundidad bajo la superficie equivalente de la base del cono superior (punto más bajo de la pared que no está en contacto con el sólido almacenado)
- β Altura vertical tronco cono
- ϕ_r Angulo talud natural
- ϕ_t Angulo inclinación del techo cónico
- $h_{\text{troncocono}}$ Altura de la tolva troncocónica

El volumen del silo calculado es de 263.27 m³ o su peso equivalente en trigo de 201.4 TM

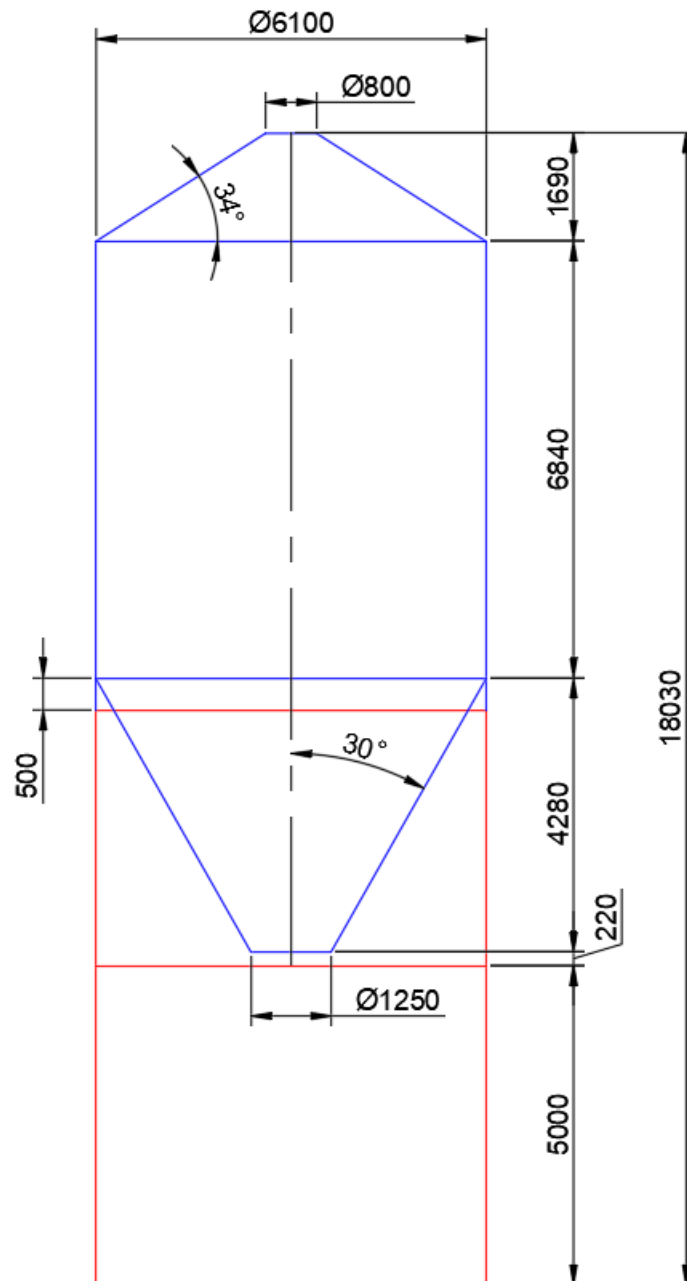
Cumpliendo con las medidas generales de los requerimientos tenemos una altura libre de 5 metros, también tenemos una distancia de 200 mm para instalar una compuerta en la descarga, se tiene una distancia de 500 para los rigidizadores verticales que conectan la estructura soporte con el cuerpo del silo, además la estructura debe tener elementos de arriostre para rigidizar la estructura ante cargas horizontales como viento, sismo o las presiones horizontales que se producen debido al material ensilado, todas estas cargas se verán detalladamente en el desarrollo del capítulo, las medidas se aprecian en la figura 16.

Figura 3-1: Silo Medidas y Dimensiones Principales



Nota: Elaboración propia.

Figura 3-2: Silo medidas generales y estructura de soporte



Nota: Elaboración propia

3.3. Cálculo de Cargas Sobre el Silo,

3.3.1. Cargas Producidas por el Material

3.3.1.1. Propiedades del Material a Granel Ensilado.

Las propiedades del sólido disgregado son obtenidas de la norma europea, estas propiedades están determinadas por un procedimiento experimental descrito en la norma UNE-EN-1944-4 o por la norma americana ASTM D6128 aunque estos valores pueden diferir ligeramente uno de otro debido a los procedimientos descritos en dichas normas, los ensayos se realizan en un anillo de cizallamiento con el cual se obtiene peso específico, coeficiente de rozamiento con la pared, ángulo de rozamiento con la pared para la evaluación de flujo, coeficiente de presiones laterales, cohesión, ángulo de rozamiento entre otras propiedades, la figura 15 muestra las propiedades de diferentes materiales, nuestro interés se centra en el trigo.

Los coeficientes de la tabla 1 sirven para determinar valores máximos y mínimos para Ángulo de rozamiento interno, coeficiente de presiones laterales y coeficiente de rozamiento con la pared, este último requiere de un cálculo adicional porque no es un valor directo de tabla depende del tipo de pared, la geometría que tenga (chapa lisa, con ondulaciones sinusoidales o trapezoidales) y el recubrimiento superficial que posea.

- Ángulo de rozamiento Interno donde:

$$\phi_{im} = 30^{\circ} \quad \text{Ángulo de rozamiento Interno}$$

$$a_{\phi} = 1.12 \quad \text{Coeficiente de Ángulo de rozamiento Superior e inferior}$$

$$\phi_{is} = \phi_{im} * a_{\phi} = 30^{\circ} * 1.12 = 33.6^{\circ} \quad \text{Ángulo de rozamiento Superior}$$

$$\phi_{ii} = \frac{\phi_{im}}{a_{\phi}} = \frac{30^{\circ}}{1.12} = 26.79^{\circ} \quad \text{Ángulo de rozamiento Superior}$$

- Coeficiente de Presiones Laterales Medio donde:

$$k_m = 0.54 \quad \text{Coeficiente de presiones laterales medio}$$

$$a_k = 1.11 \quad \text{Coeficiente de Presiones Laterales Superior e Inferior}$$

$$k_s = k_m * a_k = 0.54 * 1.11 = 0.60 \quad \text{Coeficiente de Presiones Laterales Superior}$$

$$k_i = \frac{k_m}{a_k} = \frac{0.54}{1.11} = 0.49 \quad \text{Coeficiente de Presiones Laterales Inferior}$$

Tabla 3-1: Propiedades de los sólidos disgregados

Tabla E.1 - Propiedades de los sólidos disgregados												
Tipo de sólido disgregado	Peso específico γ		Ángulo de talud natural	Ángulo de rozamiento interno ϕ		Coeficiente de presiones laterales K		Coeficiente de rozamiento con la paredes μ ($\mu = \tan \phi_w$)				Coeficiente de referencia del sólido para cargas concentradas Cop
	γ_i	γ_u	ϕ_t	ϕ_{im}	a_ϕ	K_m	a_K	Tipo de pared D1	Tipo de pared D2	Tipo de pared D3	a_m	
	Inferior	Superior		Medio	Coeficiente	Medio	Coeficiente	Medio	Medio	Medio	Coeficiente	
	kN/m ³	kN/m ³	grados	grados								
Material por defecto	6,0	22,0	40	35	1,3	0,50	1,5	0,32	0,39	0,50	1,40	1,0
Aridos	17,0	18,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,39	0,49	0,59	1,12	0,4
Aluminio	10,0	12,0	36	30	1,22	0,54	1,20	0,41	0,46	0,51	1,07	0,5
Mezcla de piensos	5,0	6,0	39	36	1,08	0,45	1,10	0,22	0,30	0,43	1,28	1,0
Piensos en pellets	6,5	8,0	37	35	1,06	0,47	1,07	0,23	0,28	0,37	1,20	0,7
Cebada	7,0	8,0	31	28	1,14	0,59	1,11	0,24	0,33	0,48	1,16	0,5
Cemento	13,0	16,0	36	30	1,22	0,54	1,20	0,41	0,46	0,51	1,07	0,5
Clinker de cemento	15,0	18,0	47	40	1,20	0,38	1,31	0,46	0,56	0,62	1,07	0,7
Carbón μ	7,0	10,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,44	0,49	0,59	1,12	0,6
Carbón en polvo μ	6,0	8,0	34	27	1,26	0,58	1,20	0,41	0,51	0,56	1,07	0,5
Coque	6,5	8,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,49	0,54	0,59	1,12	0,6
Cenizas volantes	8,0	15,0	41	35	1,16	0,46	1,20	0,51	0,62	0,72	1,07	0,5
Harina μ	6,5	7,0	45	42	1,06	0,36	1,11	0,24	0,33	0,48	1,16	0,6
Pellets de mineral de hierro	19,0	22,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,49	0,54	0,59	1,12	0,5
Cal hidratada	6,0	8,0	34	27	1,26	0,58	1,20	0,36	0,41	0,51	1,07	0,6
Caliza en polvo	11,0	13,0	36	30	1,22	0,54	1,20	0,41	0,51	0,56	1,07	0,5
Maíz	7,0	8,0	35	31	1,14	0,53	1,14	0,22	0,36	0,53	1,24	0,9
Fosfato	16,0	22,0	34	29	1,18	0,56	1,15	0,39	0,49	0,54	1,12	0,5
Patatas	6,0	8,0	34	30	1,12	0,54	1,11	0,33	0,38	0,48	1,16	0,5
Arena	14,0	16,0	39	36	1,09	0,45	1,11	0,38	0,48	0,57	1,16	0,4
Escoria de Clinker	10,5	12,0	39	36	1,09	0,45	1,11	0,48	0,57	0,67	1,16	0,6
Semillas de soja	7,0	8,0	29	25	1,16	0,63	1,11	0,24	0,38	0,48	1,16	0,5
Azúcar	8,0	9,5	38	32	1,19	0,50	1,20	0,46	0,51	0,56	1,07	0,4
Remolacha azucarera en pellets	6,5	7,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,35	0,44	0,54	1,12	0,5
Trigo μ	7,5	9,0	34	30	1,12	0,54	1,11	0,24	0,38	0,57	1,16	0,5

NOTA Se deberían realizar ensayos cuando esta tabla no contenga el material a almacenar.

a Para situaciones en las que es difícil justificar el coste del ensayo porque las implicaciones de usar un rango más amplio de propiedades son menores, se pueden usar los valores del "material por defecto". Estas propiedades pueden ser adecuadas para instalaciones pequeñas. Sin embargo, para grandes silos producirán proyectos muy antieconómicos y siempre se debería preferir realizar ensayos.

b El peso específico del sólido γ_u es el valor característico superior por usar en todos los cálculos de las acciones. El valor característico inferior γ_i se proporciona en la tabla E.1 para ayudar en la estimación del volumen necesario de silo que tendrá una capacidad definida.

c El rozamiento efectivo con la pared para el tipo de pared D4 (pared ondulada) puede hallarse usando el método definido en el capítulo D.2.

- d Los sólidos de esta tabla que se sabe que son susceptibles de explosión de polvo están marcados con el símbolo μ .
e Los sólidos que son susceptibles de bloqueo mecánico están marcados con el símbolo μ .

Nota. Adaptado de Anexo E. Valores de las propiedades de los sólidos disgregados.

Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 4: Silos y Depósitos, (p104), por Norma Europea UNE-EN 1991-4, 2006.

- Coeficiente de Rozamiento medio, la tabla 2 muestra los diferentes tipos de pared

Tabla 3-2: Definiciones de las superficies de pared

Categoría	Título descriptivo	Materiales de la pared típicos
D1	Rozamiento bajo clasificado como "Deslizante"	Acero inoxidable laminado en frío Acero inoxidable pulido Superficie con un revestimiento para bajo rozamiento Aluminio pulido Polietileno de peso molecular ultra elevado.
D2	Rozamiento moderado clasificado como "Liso"	Acero dulce liso (construcción soldada o atornillada) Acero inoxidable terminado con fresa Acero al carbono galvanizado Aluminio oxidado Superficie con un revestimiento para resistencia frente a la corrosión o el desgaste abrasivo
D3	Rozamiento elevado clasificado como "Rugoso"	Hormigón encofrado, hormigón enfoscado o hormigón envejecido Acero al carbono envejecido (oxidado) Acero resistente a la abrasión Piezas cerámicas
D4	Irregular	Paredes onduladas horizontalmente Chapa nervada con nervios horizontales Paredes especiales con grandes anomalías

Nota. Adaptado de Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 4: Silos y Depósitos, (p39), por Norma Europea UNE-EN 1991-4, 2006.

La Tabla 3-2 indica que el silo tiene una categoría D4 para lo cual la norma europea UNE-EN 1991-4 en el anexo D indica procedimiento para cálculo de coeficiente de rozamiento para chapas onduladas de forma trapezoidal y sinusoidal.

$$b_i = 66 \text{ mm}$$

$$b_w = 33 \text{ mm}$$

$$a_w = \frac{b_w}{b_w + b_i} = \frac{33 \text{ mm}}{33 \text{ mm} + 66 \text{ mm}}$$

$$a_w = 0.333$$

$\mu_w = 0.38$ Coeficientes rozamiento medio con la pared tipo D2 (Acero Galvanizado)

$$\mu_{eff} = (1 - a_w) * \tan(\phi_{im}) + a_w * \mu_w$$

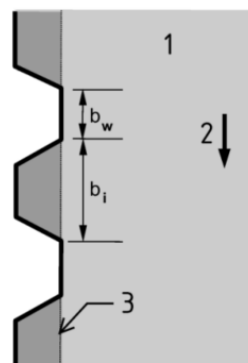
$$\mu_{eff} = (1 - 0.33) * \tan(30^\circ) + 0.33 * 0.38$$

$$\mu_{eff} = 0.512$$

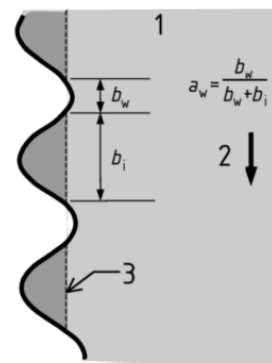
$$\mu_s = \mu_{eff} = 0.512$$

$$\mu_i = \mu_{eff} = 0.512$$

Figura 3-3: Dimensiones de las chapas nervadas de acero.



a) Perfil ondulado trapecoidal



b) Perfil ondulado sinusoidal

Leyenda
1 Material almacenado
2 Flujo del sólido
3 Plano de ruptura

Nota. Adaptado Anexo D. Evaluación de las propiedades de los sólidos para las evaluaciones de las cargas en el silo. (p102), por Norma Europea EN 1991-4, 2006.

3.3.1.2. Clasificación de Evaluación de Acciones

La norma europea contempla restricciones para la clasificación de las cargas y el proceso de cálculo posterior que se debe seguir según se indique.

Tabla 3-3: Clasificación recomendada para las clases de evaluación de silos.

Clase de evaluación de acción	Descripción
Clase de evaluación de acción 3	Silos de capacidad mayor de 10 000 toneladas Silos de capacidad mayor de 1 000 toneladas en las que puede producirse cualquiera de las siguientes situaciones de cálculo: a) descarga excéntrica con $e0/dc > 0,25$ [véase la figura 1.1 b)] b) silo poco esbelto con excentricidad en la superficie superior $et/dc > 0,25$
Clase de evaluación de acción 2	Todos los silos cubiertos por esta norma y que no tengan ubicación en otra clase
Clase de evaluación de acción 1	Silos con capacidad menor de 100 toneladas
<p>NOTA 2 La clasificación anterior se ha realizado en relación a la incertidumbre en la determinación de determinadas acciones con una precisión apropiada. Las reglas de los silos pequeños son simples y conservadoras debido a su robustez intrínseca y a que no está justificado el alto coste del ensayo de los materiales almacenados. Las consecuencias de fallos estructurales y el riesgo para la vida y propiedades se tratan para la clasificación de evaluación de acciones de las Normas EN 1992 y EN 1993.</p>	

Nota. Adaptado Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 4: Silos y Depósitos. (p27), por Norma Europea EN 1991-4, 2006.

La capacidad del silo es de 201.4 TM, no supera las 1000 toneladas y es mayor a 100 toneladas, debido a esto nos encontramos en Clase de Evaluación de Acciones 2

Otras características de los sólidos disgregados se muestran en la Tabla 3-4, Los datos extraídos para las propiedades específicas para el trigo se muestran en la Tabla 3-5.

Tabla 3-4: Clasificación de los sólidos a granel en base al número de rango de cada propiedad.

Material	Tamaño	Fluidez	Abrasión	Corrosión	Riesgo de explosión
Aluminio	S2	F2	A3	C1	E2
Cebada	S3	F1	A3	C1	E2
Cemento	S1	F2	A2		
Clinker de cemento	S4	F2	A3		
Carbón	S3/S4	F2/F3	A1/A2	C2	
Harina de trigo	S1	F3	A1	C1	E2
Pellet de mineral de hierro	S3	F1	A3	C1	-
Cal (bien hidratada)	S2	F2	A1		-
Maíz	S3	F2	A2	C1	E2
Fosfatos	S2/S4	F2	A2/A3	-	?
Arena gruesa seca	S2	F1/F2	A3	-	-
Cuarzo	S2	F1/F2	A3	-	-
Azúcar	S2	F2/F3	A1	-	E2
Trigo	S3	F1	A2	C1	E2

Nota. Adaptado de Diseño y Calculo de Silos Metálicos (p.26), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017.

Tabla 3-5: Características de los sólidos a granel

Propiedad del material	Descripción del rango de cada propiedad	Número de rangos existentes en cada propiedad
Tamaño	Polvo (partículas con diámetro inferior a 0,150 mm, $\varnothing < 150 \mu\text{m}$ - micrómetros)	S1
	Granular fino ($\varnothing < 3 \text{ mm}$)	S2
	Granular grueso ($\varnothing < 12 \text{ mm}$)	S3
	Aterronado ($\varnothing > 12 \text{ mm}$)	S4
	Irregular	S5
Fluidez	Fluye de forma excelente	F1
	Fluye libremente	F2
	Fluye lento	F3
	Fluye muy lento	F4
Abrasión	No abrasivo	A1
	Medianamente abrasivo	A2
	Muy abrasivo	A3
Corrosión	No corrosivo	C1
	Medianamente corrosivo	C2
	Altamente corrosivo	C3
Riesgo de explosión de polvo	No es susceptible a explosión	E1
	Susceptibles a la explosión	E2

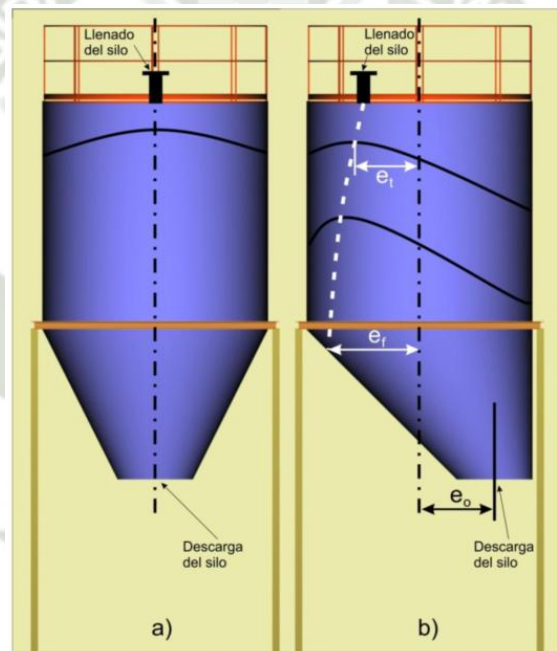
Nota. Adaptado de Diseño y Calculo de Silos Metálicos (p.26), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017.

El trigo es un material granular grueso tamaño menor a 12mm, Fluye de forma excelente, Con una abrasión media, no corrosivo, susceptible a explosiones.

3.3.1.3. Clasificación Del Llenado Y Salido Del Silo

La entrada y salida del material se realiza de forma concéntrica no tenemos excentricidad de ningún tipo, esto es deseable en el diseño de silos puesto que las excentricidades generan concentraciones de carga y comportamientos impredecibles, además la construcción suele ser dificultosa esto se muestra en la Figura 3-4.

Figura 3-4: Silo con descarga centrada y descarga excéntrica.



Nota. a) Silo con llenado y descarga centrada, es lo ideal ya que " e_t , e_f y $e_o = 0$ ", y b) Silo con llenado y descarga excéntrica. Adaptado de Diseño y Cálculo de Silos Metálicos (p.75), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017.

3.3.1.4. Clasificación De Esbeltez.

La clasificación de esbeltez se basa en la relación entre altura de superficie equivalente a transición h_c y el diámetro del silo.

Tabla 3-6: Clasificación esbeltes en silos

Relación h_c/d_c	Clasificación de la esbeltez en silos
$h_c/d_c \geq 2$	• SILO ESBELTO
$1 < h_c/d_c < 2$	• SILO DE ESBELTEZ MEDIA
$0.4 < h_c/d_c \leq 1$	• SILO POCO ESBELTO
$h_c/d_c \leq 0.4$	<ul style="list-style-type: none"> • Si tiene tolva y $h_c/d_c \leq 4 \rightarrow$ SILO POCO ESBELTO • Si tiene fondo plano y $h_c/d_c \leq 4 \rightarrow$ SILO GRANERO

Nota. Adaptado de Diseño y Cálculo de Silos Metálicos (p.68), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017.

$$\frac{h_c}{d_{silo}} = \frac{7229 \text{ mm}}{6100} = 1.185$$

Por ello el silo se clasifica como silo de esbeltez media esto es importante para el cálculo de acciones.

3.3.1.5. Limitación De La Norma Europea UNE-EN 1991-4

Limitaciones para aplicar la norma europea UNE-EN 1991-4 se debe cumplir lo siguiente:

- $\frac{h_b}{d_{silo}} < 10$, donde $\frac{12612 \text{ mm}}{6100 \text{ mm}} = 2.068 < 10$ cumple
- $h_b < 100 \text{ m}$, donde $12612 \text{ mm} < 100 \text{ m}$ cumple
- $d_{silo} < 60 \text{ m}$ cumple, donde $6100 \text{ mm} < 60 \text{ m}$ cumple

La norma europea es aplicable al cálculo del diseño de silo

3.3.1.6. Clasificación Del Fondo De Silo O Tolva

Se considera el fondo con tolva cuando el ángulo α es superior a 5° , dentro tenemos la siguiente clasificación

Figura 3-5: Clasificación tipo de Fondo

$$\begin{array}{l}
 \text{Clas_Fondo} := \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } \alpha < 5 \text{ deg} \\
 \quad \left\| a \leftarrow \text{"Fondo Plano"} \right\| \\
 \text{if } \alpha \geq 5 \text{ deg} \\
 \quad a \leftarrow \text{"Fondo con Tolva"} \\
 \quad \text{if } \tan(\beta) < \frac{1-K}{2 \cdot \mu_h} \\
 \quad \quad \left\| a \leftarrow \text{"Fondo con Tolva Aguda"} \right\| \\
 \quad \text{if } \tan(\beta) \geq \frac{1-K}{2 \cdot \mu_h} \\
 \quad \quad \left\| a \leftarrow \text{"Fondo con Tolva Aplanada"} \right\|
 \end{array} \right. = \text{"Fondo con Tolva Aguda"}
 \end{array}$$

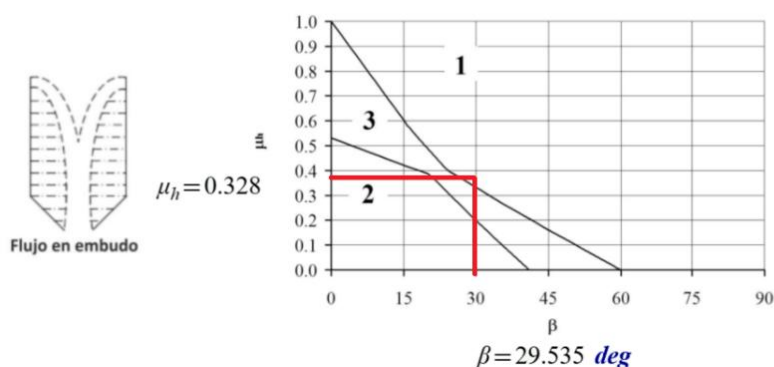
Nota. Elaboración Propia en base a la norma Europea Parte 4: Silos y Depósitos

Del procedimiento anterior nos encontramos con una tolva aguda, el coeficiente de rozamiento medio con la pared tipo D2 (Acero Galvanizado) la tolva está constituida por chapa metálica lisa soldada y empernada en la zona de transición y empernada en la zona trono cono con rigidizadores normalmente conformados por perfiles "L"

3.3.1.7. Tipo De Flujo En Tolva

El presente trabajo no pretende hacer un estudio detallado del flujo que se produce en la tolva al momento de la descarga, pero si es importante para conocer fenómenos de presiones de flujo que incrementen la presión en tolva, también dan idea de equipos que ayuden a mejorar el flujo del material como agitadores o venteadores para evitar problemas de bóvedas nuestro material no presenta estos inconvenientes aunque si es explosivo y requiere de un equipo de venteo que no será parte del análisis del proyecto, la Figura 3-6 muestra el tipo de flujo en tolvas cónicas esto depende del coeficiente de rozamiento medio con la pared tipo D2 y el ángulo vertical de tolva.

Figura 3-6: Flujo en tolvas Cónicas



Leyenda

- 1 Flujo de embudo
- 2 Flujo másico
- 3 Dentro de estos límites puede producirse flujo másico o de embudo
- β Semiángulo del vértice de la tolva (grados)
- μ_h Coeficiente de rozamiento con la pared



NOTA En la zona situada entre los límites de flujo másico y flujo de embudo, el tipo de flujo depende de parámetros no incluidos en esta norma.

Nota. Adaptado Anexo F. Determinación del patrón de flujo. (p105), por Norma Europea EN 1991-4, 2006.

3.3.1.8. Problemas en Flujo de Vaciado.

En el diseño se pretende evitar problemas en la tolva con respecto al flujo según (Ravenet, 1977) Estos problemas dependen de la relación entre el diámetro de la boca de salida y el tamaño máximo de partícula almacenado, La Tabla 3-7 muestra los problemas asociados al flujo respecto del parámetro “m”.

$$m = \frac{\phi_{\text{boca de salida}}}{\phi_{\text{tamaño máximo de partícula almacenado}}} = \frac{1250 \text{ mm}}{12 \text{ mm}}$$

$$m = 104.17$$

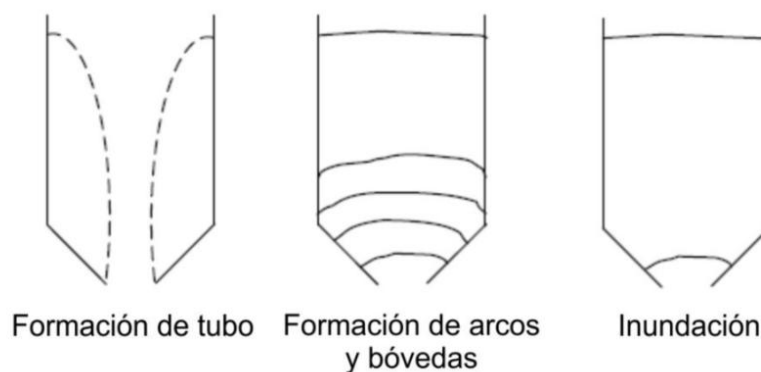
Tabla 3-7: Valores de "m" para los cuales se pueden presentar problemas en el flujo de vaciado

Relación h_c/d_c	Clasificación de la esbeltez en silos
$h_c/d_c \geq 2$	• SILO ESBELTO
$1 < h_c/d_c < 2$	• SILO DE ESBELTEZ MEDIA
$0.4 < h_c/d_c \leq 1$	• SILO POCO ESBELTO
$h_c/d_c \leq 0.4$	• Si tiene tolva y $h_c/d_c \leq 0.4 \rightarrow$ SILO POCO ESBELTO • Si tiene fondo plano y $h_c/d_c \leq 0.4 \rightarrow$ SILO GRANERO

Nota. Adaptado de Diseño y Calculo de Silos Metálicos (p.42), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017.

Nos encontramos con un flujo estable, no presentan problemas de formación de bóvedas o arcos la como se muestran en la Figura 3-7. muestra problemas de vaciado.

Figura 3-7: Problemas comunes en tolvas y silos



Nota. Adaptado de Diseño y Calculo de Silos Metálicos (p.42), por Idastec 2017, Ediciones Técnicas 2017.

3.3.1.9. Resumen de propiedades, clasificaciones de silos y tolvas

- Al tener establecido los parámetros de diseño, material y geometría del silo debemos seleccionar los valores que se requieren según el tipo de carga que se va a calcular esto se muestra en la Tabla 3-8.

Tabla 3-8: Valores de las propiedades a usar en las evaluaciones de diferentes cargas en paredes

Objetivo	Valor característico para adoptar		
	Coefficiente de rozamiento con la pared tipo D4: μ	Coefficiente de presiones laterales: K_m	Ángulo de rozamiento interno: ϕ_m
Para la pared vertical			
Presión normal (horizontal) máxima en pared vertical	Menor $\mu_i = 0.512$	Mayor $K_s = 0.600$	Menor $\phi_{ii} = 26.786^\circ$
Presión de tracción por rozamiento máxima en la pared vertical	Mayor $\mu_i = 0.512$	Mayor $K_s = 0.600$	Menor $\phi_{ii} = 26.786^\circ$
Carga vertical máxima en la tolva o en el fondo del silo	Menor $\mu_i = 0.512$	Menor $K_i = 0.486$	Mayor $\phi_i = 33.69^\circ$
Para la pared de la tolva			
Presión máxima en la tolva en llenado	Menor valor para la tolva $\mu_i = 0.328$	Menor $K_i = 0.486$	Menor $\phi_i = 26.786^\circ$
Presión máxima en la tolva en la descarga	Menor valor para la tolva $\mu_i = 0.329$	Mayor $K_s = 0.600$	Mayor $\phi_i = 33.69^\circ$

Nota. Elaboración propia.

- El silo tiene una clasificación de evaluación de acciones 2
- El silo presenta una esbeltez media
- El silo tiene fondo con tolva aguda

3.3.1.10. Cargas En Proceso De Llenado Y Descarga Del Silo

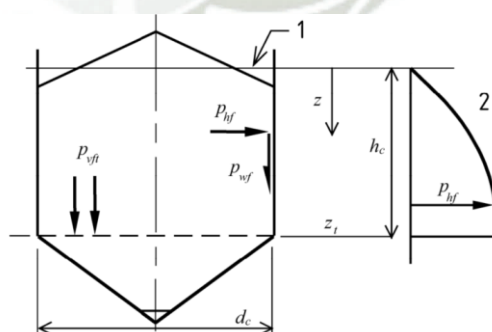
El procedimiento de cálculo detallado se muestra en el anexo 2, los resultados se muestran en la Tabla 3-9, los máximos valores son marcados en rojo y representan la presión horizontal (P_{hf}), presión vertical por tracción de rozamiento en la pared (P_{wf}) y la tensión vertical sobre sólido (P_{vf}), este último es importante para determinar las cargas sobre la tolva, Figura 3-8 muestra la aplicación de las presiones en el silo.

Tabla 3-9: Resumen de cargas en proceso de llenado y descarga

Tipo de carga	Descripción	Unidad	Símbolo	0.69m	1.826m	2.966m	4.106m	5.246m	6.386m	7.229m
CARGAS EN LLENADO SIMÉTRICAS	Presión Horizontal	kPa	Phf	0	7.741	12.334	15.234	17.401	18.915	19.788
	Presión De Tracción Por Rozamiento En La Pared	kPa	Pwf	0	3.96	6.309	7.839	9.178	10.123	10.823
	Tensión Vertical Sobre Sólido	kPa	Pvf	6.172	15.07	21.931	27.431	31.97	35.798	38.273
CARGAS EN LLENADO CONCENTRADAS	No aplica para el proyecto	-----								
CARGAS EN DESCARGA SIMÉTRICAS	Presión Horizontal	kPa	Phe	0	1.376	2.193	2.742	3.093	3.363	3.518
	Presión De Tracción Por Rozamiento En La Pared	kPa	Pwe	4.429	7.057	7.805	7.768	9.957	11.323	
CARGAS EN DESCARGA CONCENTRADAS	Presión Horizontal	kPa	Phe_u	0	1.322	2.22	2.759	3.132	3.405	3.562
	Presión De Tracción Por Rozamiento En La Pared	kPa	Pwe_u	4.485	7.146	8.789	8.179	10.082	10.959	11.465

Nota. Elaboración propia.

Figura 3-8: Presiones aplicadas en silo

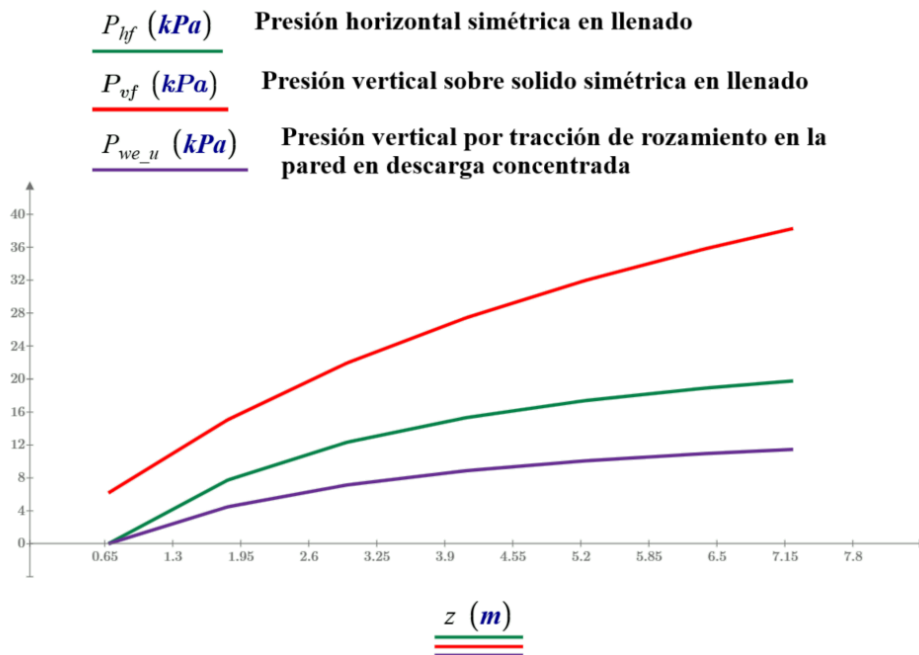


Leyenda
1 Superficie equivalente
2 Presiones en el segmento de pared vertical

Nota. Adaptado Presiones simétricas en el llenado en el segmento de pared vertical. (p44), por Norma Europea EN 1991-4, 2006.

La Figura 3-9 muestra las tres presiones en rojos máximas aplicadas al silo como cargas de superficie, en el eje x se muestra la altura y en el eje “y” las tres presiones máximas.

Figura 3-9: Presiones graficadas con respecto a la variación de la altura



Nota. Elaboración propia.

3.3.1.11. Cargas En Llenado Y Descarga De Tolva

El procedimiento para cálculo de cargas en tolva agudas se muestra en el anexo 3, a continuación, se muestran los resultados de las cargas en el proceso de llenado y descarga de la tolva aguda, la Tabla 3-10 muestra los valores máximos en rojo, esto es importante porque serán aplicadas en la construcción del modelo para el cálculo.

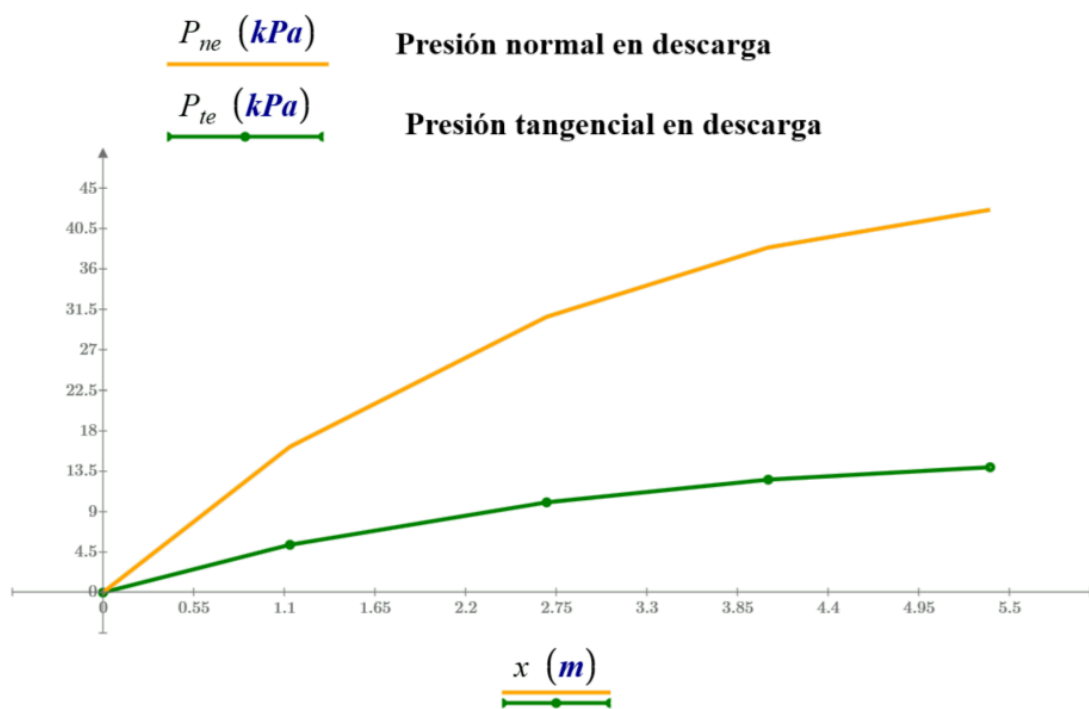
En la Figura 3-10 se muestra en el eje “y” tenemos las presiones máximas, estas presiones se producen en el proceso de descargas su aplicación sobre la tolva se muestra en la Figura 3-11, Los valores tabulados se muestran en la Tabla 3-10 con alturas correspondientes a las virolas de unión de 0 a 5.383 metros medidas desde la base de la tolva tal como se muestra en la Figura 3-11.

Tabla 3-10: Resumen de presiones aplicadas en tolva

Tipo de carga	Descripción	Unidad	Símbolo	0m	11.346m	2.692m	4.037m	5.383m
CARGAS EN LLENADO TOLVA AGUDA	Presión Normal	kPa	P_{nf}	0	24.029	34.563	36.974	35.469
	Presión Tangencial	kPa	P_{tf}	7.871	11.352	12.112	11.619	
CARGAS EN DESCARGA TOLVA AGUDA	Presión Normal	kPa	P_{ne}	0	16.233	30.66	38.379	42.59
	Presión Tangencial	kPa	P_{te}	0	5.318	10.044	12.572	13.952

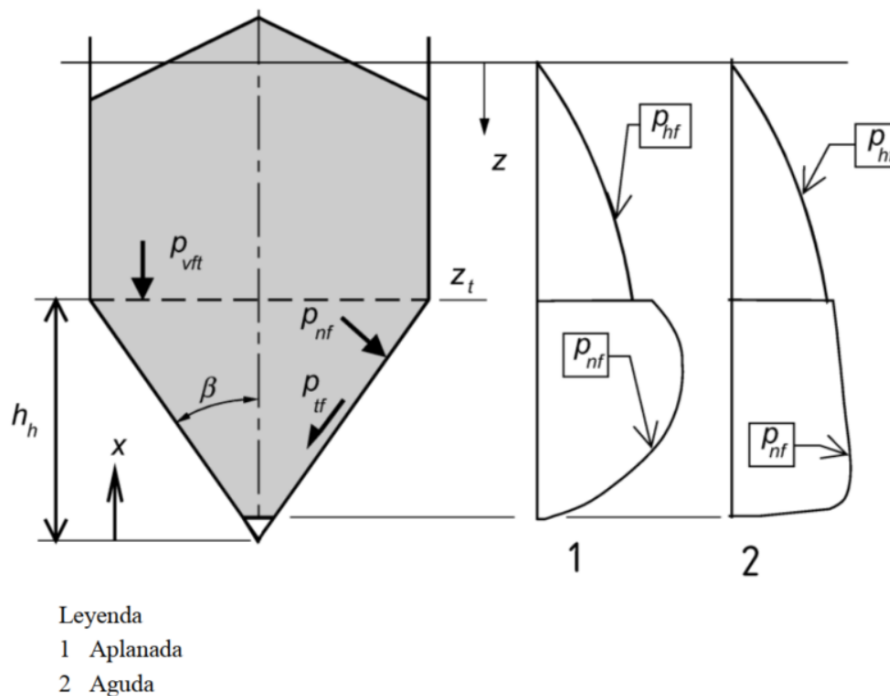
Nota. Elaboración propia.

Figura 3-10: Graficas de presiones Normales y Tangenciales en descarga



Nota. Elaboración propia.

Figura 3-11: Distribución de presiones de llenado sobre tolvas agudas y aplanadas



Nota. Adaptado Distribución de presiones de llenado sobre tolvas agudas y aplanadas. (p71), por Norma Europea EN 1991-4, 2006.

3.3.2. Cargas De Viento

3.3.2.1. Cargas De Viento Analíticas

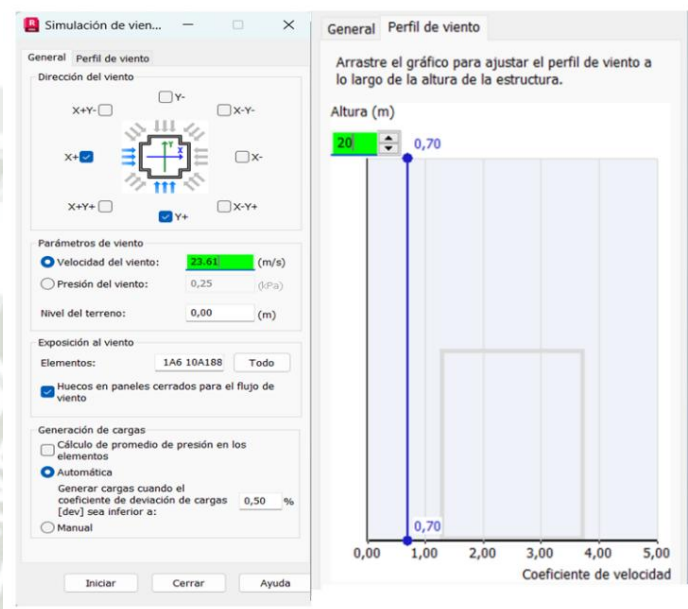
Las cargas de viento de forma analítica están plasmadas en el anexo 4 y tiene que valor máximo a una altura de 18.5 metros de 33.15 kPa y se va reduciendo hasta llegar a cero,

3.3.2.2. Cargas De Viento Simuladas

Una mejor forma de calcular las cargas de viento es realizar una simulación en un túnel de viento, para ello se debe conocer las velocidades y coeficientes que nos dan el método analítico, estos parámetros sirven para configurar la simulación en el Software Autodesk Robot Structural 2024, la construcción del modelo se realizara posteriormente, pero el cuerpo del silo será el mismo, para optimizar la estructura sin comprometer la resistencias de los elementos estructurales, estos tendrán que variar priorizando criterios de construcción y optimización económica.

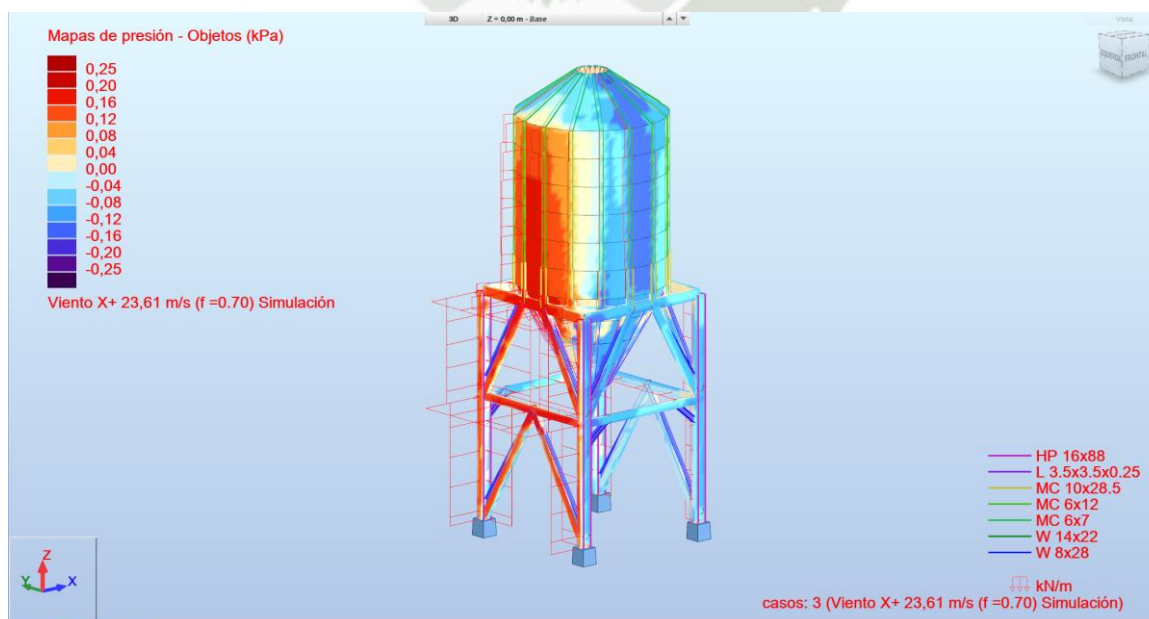
Como se ve en las cargas obtenidas en la Figura 3-12 tenemos como máximas cargas de 25kPa esto difiere en un 32% con respecto a las cargas obtenidas de forma analítica.

Figura 3-12: Parámetros Iniciales para simulación de Viento.



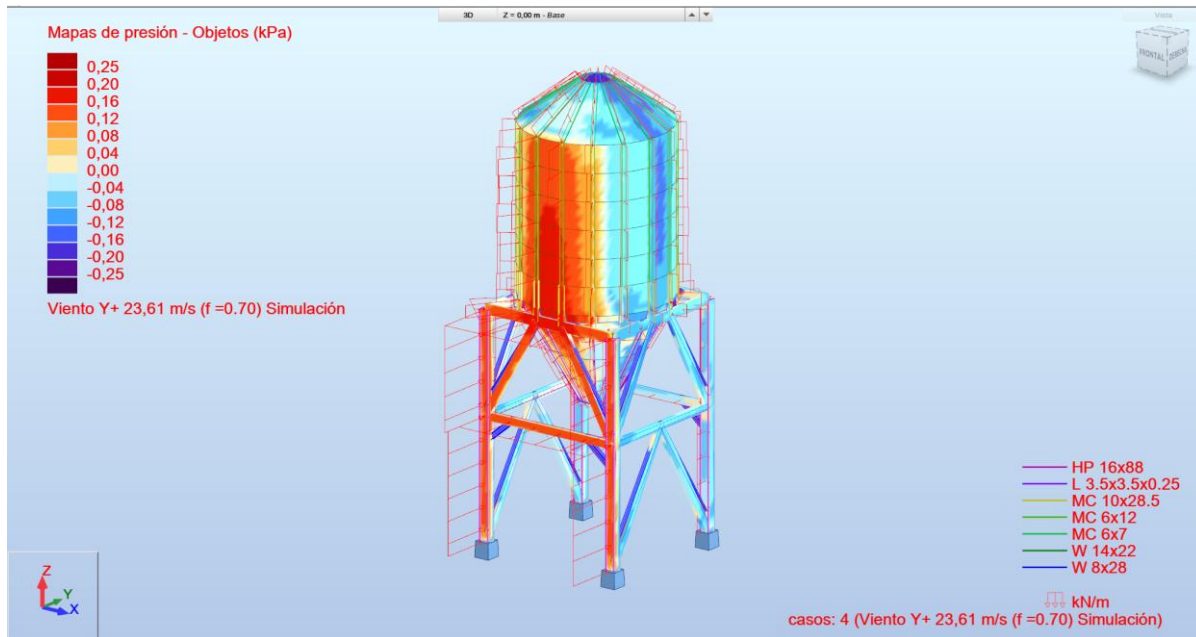
Nota. Elaboración propia.

Figura 3-13: Mapa de presiones Viento en dirección X.



Nota. Elaboración propia.

Figura 3-14: Mapa de presiones Viento en dirección Y.

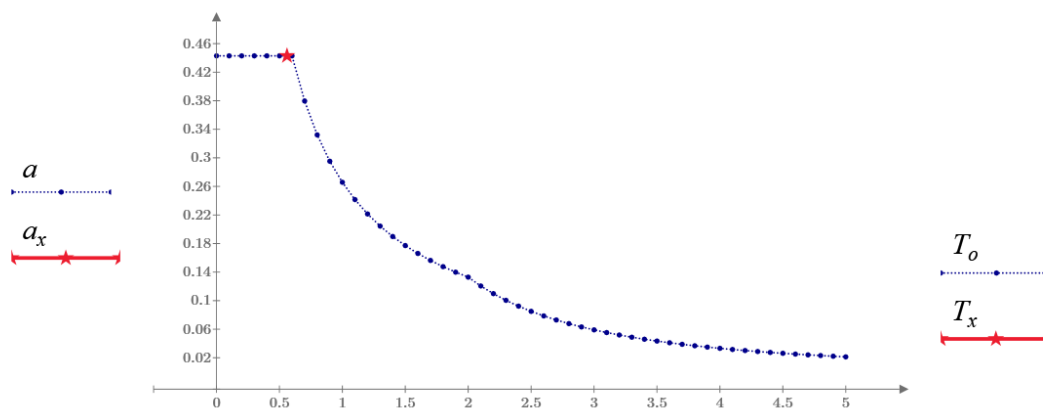


Nota. Elaboración propia.

3.3.3. Cargas Sísmicas.

El anexo 5 muestra los cálculos de la carga sísmica según la normativa sismorresistente E.030, en la Figura 3-15 se muestra la gráfica periodo vs aceleración para espectro de sismo dinámico en la dirección horizontal además de presentar en rojo el primer periodo de la estructura $T_x=0.56$, $T_y=0.30$ y la aceleración correspondiente.

Figura 3-15: Espectro de Sísmico Periodo vs Aceleración

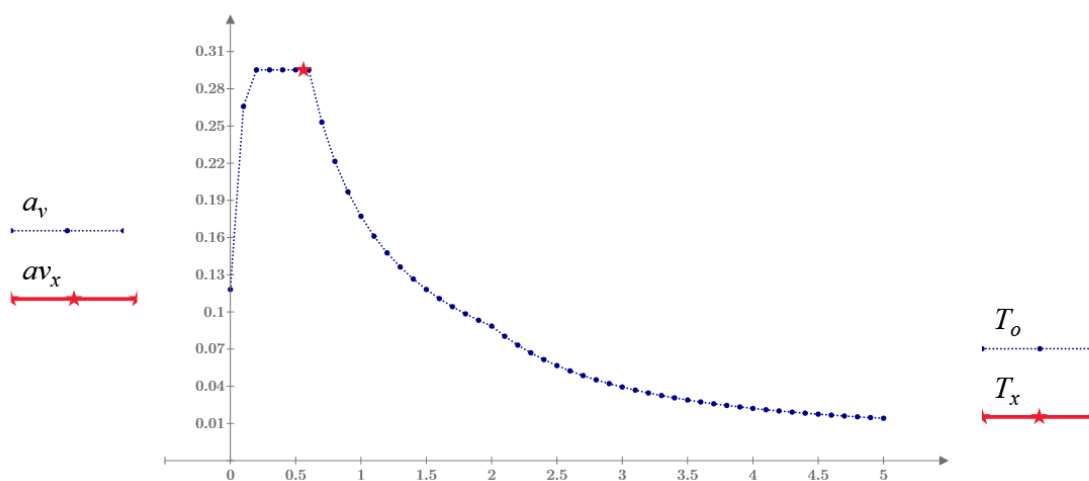


Nota. Elaboración propia.

El espectro vertical se muestra en la Figura 3-16, difiere del espectro horizontal en el factor de $\frac{2}{3}$ del espectro horizontal, el proceso detallado se muestra en el Anexo 5.

Estos espectros muestran el comportamiento de la estructura y el valor de la aceleración horizontal que, multiplicado por la masa sísmica, según la norma sismorresistente E.030 artículo 23 tiene un valor de las cargas permanentes y un 100% de las cargas por material almacenado (E.030, 2018). En la Figura 3-17 muestra 1 cargas permanentes y 2 cargas por materiales ambas cargas están al 100%, bajo los periodos mencionado tanto en eje "x" y "y" una aceleración de $4.35 \frac{m}{s^2}$.

Figura 3-16: Espectro Sísmico Periodo vs Aceleración Vertical



Nota. Elaboración propia.

Figura 3-17: Peso para calculo estructural

Convertir casos	1	...	Dir. de la masa	X <input checked="" type="checkbox"/> Y <input checked="" type="checkbox"/> Z <input checked="" type="checkbox"/>
Dirección de la conversión	Z -		Adjuntar la masa	Masa global
Coficiente	1			
		<input type="button" value="Agregar"/> <input type="button" value="Modificar"/>		
Casos converti...	Dir. de la conv...	Coficiente	Dirección	Caso n.º
➔ 1	Z -	1,00	XYZ	Masa global
2	Z -	1,00	XYZ	Masa global

Nota. Elaboración propia.

3.3.4. Sobrecargas.

Existen cargas fuera del material almacenado especialmente aplicadas al techo de equipos varios como equipos de acceso, equipos de seguridad, el presente trabajo no pretende seleccionar estos equipos a detalles y ahondar en ello, pero las cargas son necesarias para el diseño estructural.

- Sobrecarga de uso de techo: 0.05kN
- Escalera de gato en techo 1 Unidad: 0.38kN
- Puerta de inspección en techo 0.3kN
- Cúpula de aireación y venteo 1 unida: 0.8kN
- Sondas Motorizadas Temperatura 2 Unidades: 0.2kN
- Barandillas de Protección en latero del techo: 1.57kN
- Panel ATEX protección contra explosión: 0.3kN
- Plataforma de techo con pasarela, barandillas y Equipo de descarga a silo, pasarela de 10 m^2 :15 kN

Estas cargas suman un total de 3.95 kN que serán aplicadas a las vigas del techo.

3.3.5. Combinaciones De Carga

Se emplearán la combinación de carga establecidas por la norma europea (UNE-EN 1991-4, 2011) estas se muestran en la Tabla 3-11, donde se diferencian dos situaciones de carga que son silo vacío y silo lleno.

Tabla 3-11: Combinaciones de carga

Descripción de cargas	Situación del silo	Combinación
D1 Carga permanente peso propio y sobrecarga	Silo Vacío	$1.35D1 + 1.5Vx$
D2 Carga permanente peso propio, carga del material y sobrecarga	Silo Vacío	$1.35D1 + 1.5Vy$
Vx Carga de Viento en dirección X	Silo Vacío	$D1 + 0.3Vx + Sx + Sz$
Vy Carga de Viento en dirección Y	Silo Vacío	$D1 + 0.3Vy + Sy + Sz$
Sx Carga de Sismo en dirección X	Silo Lleno	$1.35D2 + 1.5Vx$
Sy Carga de Sismo en dirección Y	Silo Lleno	$1.35D2 + 1.5Vy$
Sz Carga de Sismo en dirección Z	Silo Lleno	$D2 + 0.3Vx + Sx + Sz$
Sz Carga de Sismo en dirección Z	Silo Lleno	$D2 + 0.3Vy + Sy + Sz$

Nota. Elaboración propia.

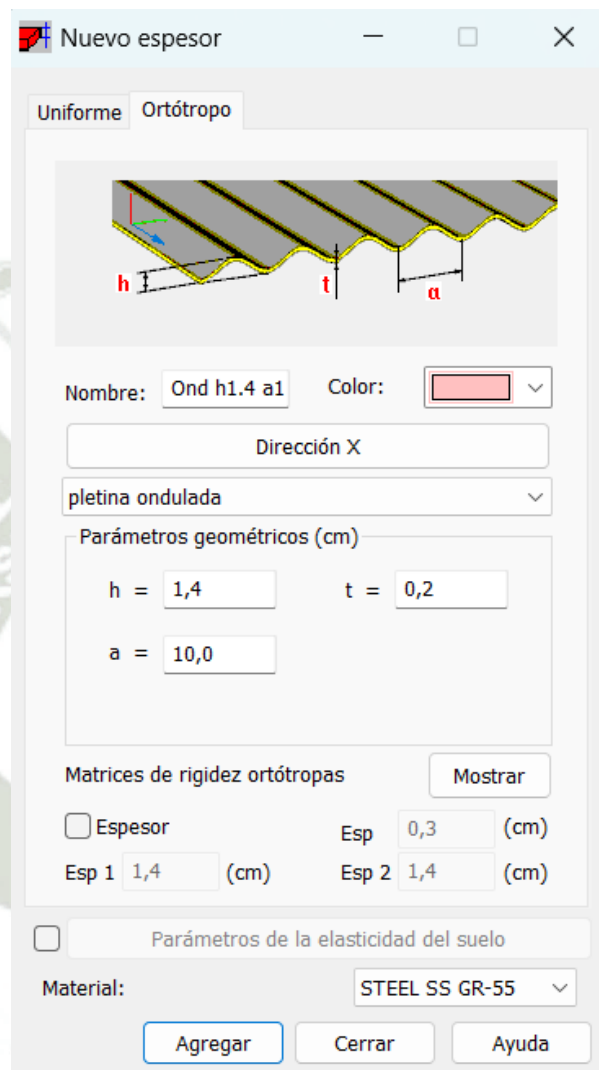
3.4. Modelo Calculo Construido en Software robot Structural Analysis.

Para realizar el cálculo estructural nos apoyaremos en un software comercial basado en el método de elementos finitos.

3.4.1. Modelado Elementos Tipo Chapa Metálica

La chapa ondulada de forma sinusoidal de orientación vertical u horizontal corresponde a un material ortotrópico es decir que sus propiedades no son iguales si no que varía de acuerdo con el tipo de ondulado o nervadura y su correspondiente dirección, para ello la Geometría Chapa Ondulada muestra la geometría de la chapa y el material corresponde a un acero galvanizado en caliente bajo la norma ASTM A653 SS GR 55 Z600,

Figura 3-18: Geometría Chapa Ondulada



Nota. Elaboración propia.

No es necesario el cálculo manual de la matriz ortótropa ya que el software calcula esta matriz los resultados se ven en la Figura 3-19, las ecuaciones para el cálculo de las matrices están detalladas en el anexo 6 ahí puede ver las ecuaciones que describes los materiales ortótropos para chapas sinusoidales.

Figura 3-19: Elementos de Matrices Ortótropa.

Matriz de rigidez - estado de membrana D (kN/m)		
518990,14	834,80	0.00
	2782,67	0.00
Simétricamente		130232,73

Matriz de rigidez para la flexión K (kN*m)		
23,01	0,04	0.00
	0,12	0.00
Simétricamente		8,10

Matriz de rigidez para el cortante H (kN/m)	
151372,12	0.00
0.00	151372,12

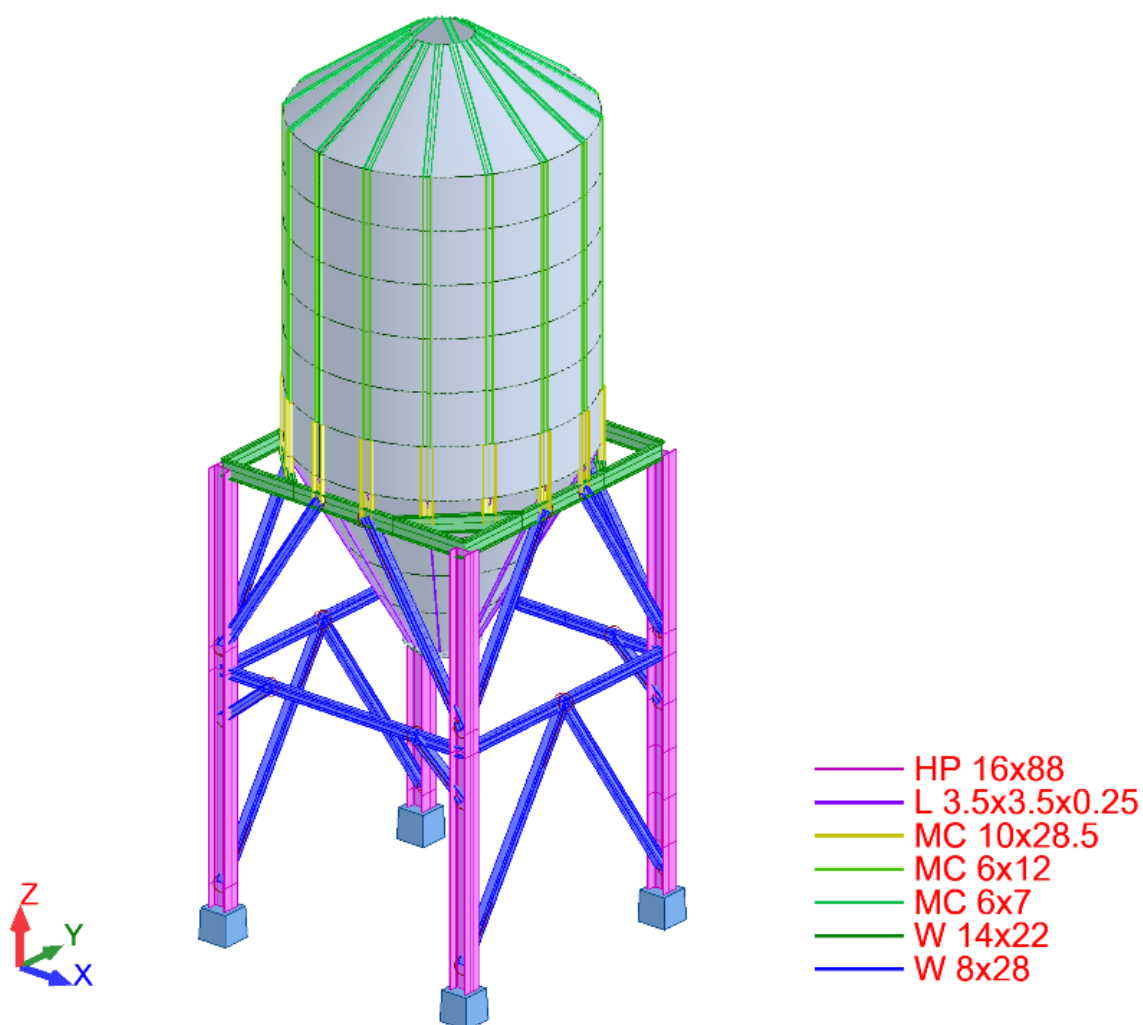
Nota. Elaboración propia.

3.4.2. Modelado Elementos Estructurales Tipo Barra

Los elementos tipo barra los constituyen los siguientes elementos estructurales, se ven en la Figura 3-20, estos elementos estarán sujetos a cambio debido al proceso de optimización para tener las secciones más livianas y resistentes a las cargas, también evitando la excesiva deformación o contar con derivas sísmicas excesivas. El material empleado es acero ASTM A653 GR 40 Z600, el modelo estructural iniciara con las siguientes secciones:

- Vigas de Techo: Perfil MC 6x7
- Rigidizadores de Cuerpo de Silo: Perfil MC 6x7
- Soporte de Silo y Estructura Base MC 10x28.5
- Vigas Estructura Base W14x22
- Columnas Estructura Base HP 16x88
- Arriostre W8x28

Figura 3-20: Elementos estructurales Silo

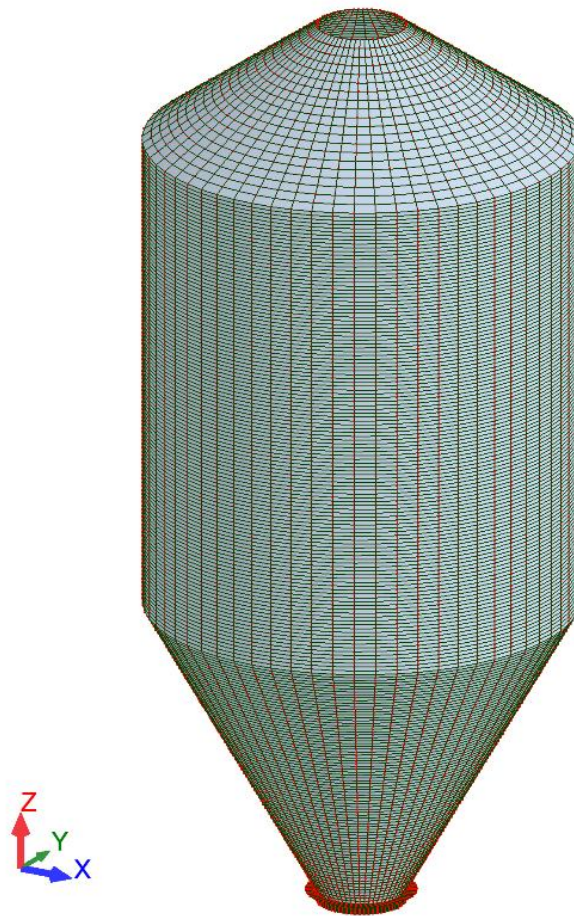


Nota. Elaboración propia.

3.4.3. Mallado de Elementos Tipo Shell o Concha

Los elementos tipo Shell requieren de una mallado, tenemos un total de 16640 nudos, el mallado se aprecia en la Figura 3-21, el silo está constituido de chapa metálica ondulada sinusoidalmente y la tolva de chapa lisa todo en acero galvanizado en ASTM A653 GR 55

Figura 3-21: Mallado de Cuerpo de silo y Tolva

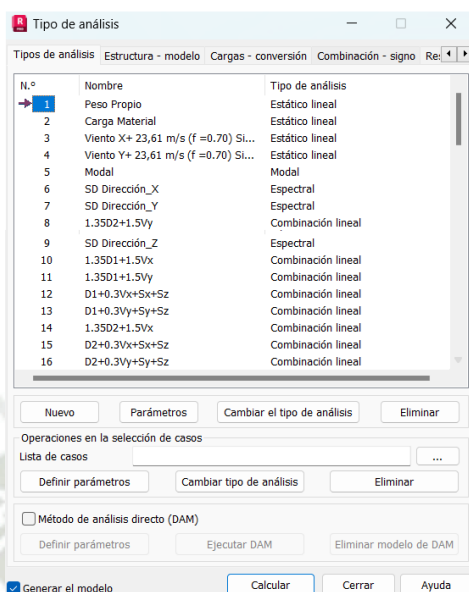


Nota. Elaboración propia.

3.4.4. Cargas en Robot Structural Analysis

Las cargas y las combinaciones obtenidas anteriormente se introducen en el software Robot Structural para el análisis de los elementos estructurales tipo barra y membrana, estas cargas se aprecian en la figura 36, adicionalmente se requiere un estudio modal para saber los modos propios de vibración de la estructura esto es importante para las cargas sísmicas ya que el espectro es de aceleración y periodo, según NTP. 0.30 los 5 primeros modos propios de vibración para los ejes “x” y “y” deben tener una participación de masa superior al 80%, esto se ve en la tabla 11.

Figura 3-22: Cargas y Combinaciones en Silo y Tolva



Nota. Elaboración propia.

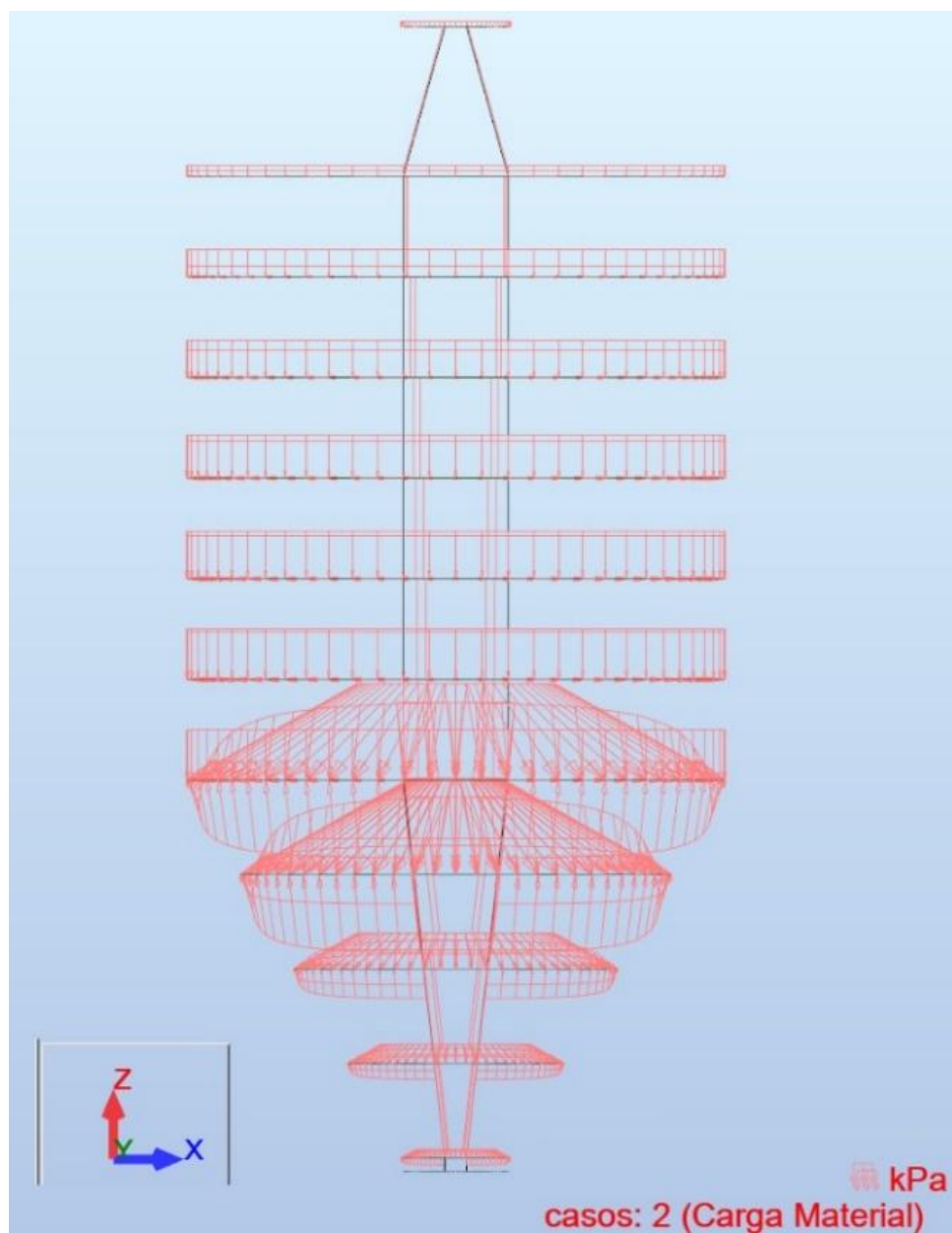
Tabla 3-12: Modos Propios de Vibración Ejes "X" y "Y"

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
5/ 1	1,78	0,56	98,18	0,06	0,0
5/ 2	3,33	0,30	98,32	90,21	0,0
5/ 3	3,72	0,27	98,32	90,21	0,0
5/ 4	4,15	0,24	98,32	90,21	0,0
5/ 5	4,29	0,23	98,32	90,65	0,0
5/ 6	4,46	0,22	98,32	90,65	0,0
5/ 7	4,53	0,22	98,48	92,12	0,0
5/ 8	4,83	0,21	98,48	92,12	0,0
5/ 9	5,15	0,19	98,48	92,12	0,0
5/ 10	5,47	0,18	98,48	92,19	0,0

Nota. Elaboración propia.

Las cargas por viento se muestran en la Figura 3-13, su aplicación se ve representada en el mapa de colores, las cargas por el material almacenado en silo y fondo con tolva las cargas aplicadas se aprecian en la Figura 3-23 y los valores de estas cargas se aprecian en la Tabla 3-13, las cargas de techo también están aplicadas al modelo.

Figura 3-23: Cargas Aplicadas por Materia almacenado en silo y tolva



Nota. Elaboración propia.

Figura 3-24: Tabla de Cargas en Silo y tolva por material almacenado.

Caso	Tipo de carga	Lista	Valores de carga
2	(EF) uniforme	20 27	PZ=40,50(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	19 26	PZ=15,15(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	18 25	PZ=8,10(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	14 21	PZ=3,64(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	27	PY=-18,50(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	19 26	PY=-6,93(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	18 25	PY=-3,70(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	14 21	PY=-1,66(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	17	PZ=20,95(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	28	PZ=19,37(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	30	PZ=17,37(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	32	PZ=14,40(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	34	PZ=10,19(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	36	PZ=3,68(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	38 39	PZ=-1,17(kN/m ²)
2	(EF) uniforme	37	PZ=3,68(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	36 37	PZ=-2,18(kN/m ²)
2	(EF) uniforme	35	PZ=10,19(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	34 35	PZ=-5,65(kN/m ²)
2	(EF) uniforme	33	PZ=14,40(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	32 33	PZ=-7,65(kN/m ²)
2	(EF) uniforme	31	PZ=17,37(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	30 31	PZ=-8,93(kN/m ²)
2	(EF) uniforme	29	PZ=19,37(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	29	PZ=-9,81(kN/m ²)
2	(EF) uniforme	28	PZ=-9,81(kN/m ²)
2	(EF) uniforme	24	PZ=20,95(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	17 24	PZ=-10,44(kN/m ²)
2	(EF) uniforme	20	PY=-18,50(kN/m ²) local
2	(EF) uniforme	14	PZ=3,64(kN/m ²) local

Nota. Elaboración propia.

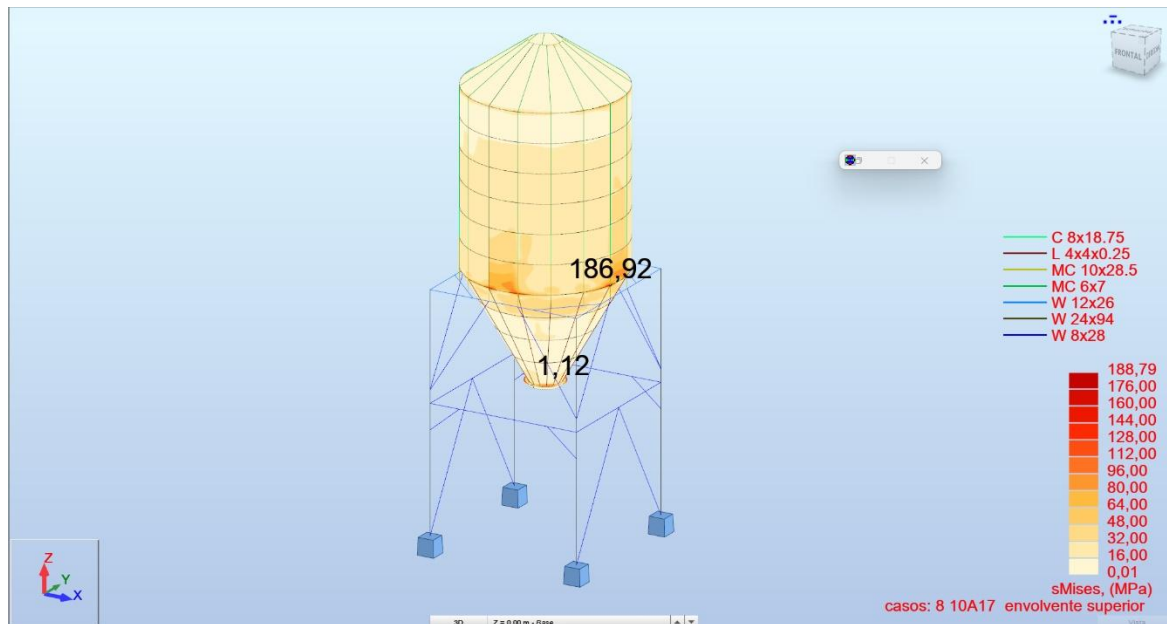
3.5. RESULTADOS TOLVA Y SILO

Posterior al proceso de introducción de cargas y sus respectivas combinaciones se tienen los resultados y esta divididos en dos grandes ramas comprendidos por la chapa metálica y la estructura base.

3.5.1. Cálculo de chapa metálica.

Los esfuerzos máximos de Von Mises se producen con la combinación de carga $D2+0.3V_y+S_y+S_z$, se produce en la transición entre silo y tolva, el esfuerzo de fluencia del acero ASTM A653 SS GR-55 (380) es de 380 MPa, de aquí que se tiene un factor de seguridad de 2.03

Figura 3-25: Esfuerzo de Von Mises cuerpo de silo y tolva



Nota. Elaboración propia.

3.5.2. Comprobación de pandeo por compresión axial y por presiones externas.

La comprobación del pandeo por carga axial y presión se describe en la norma (EN-1993-4-1, 2007), el procedimiento de cálculo se ve en el anexo 6, estos son importante para evitar el pandeo de las paredes del silo bajo las cargas axiales y las presiones externas como viento, los resultados son los siguientes:

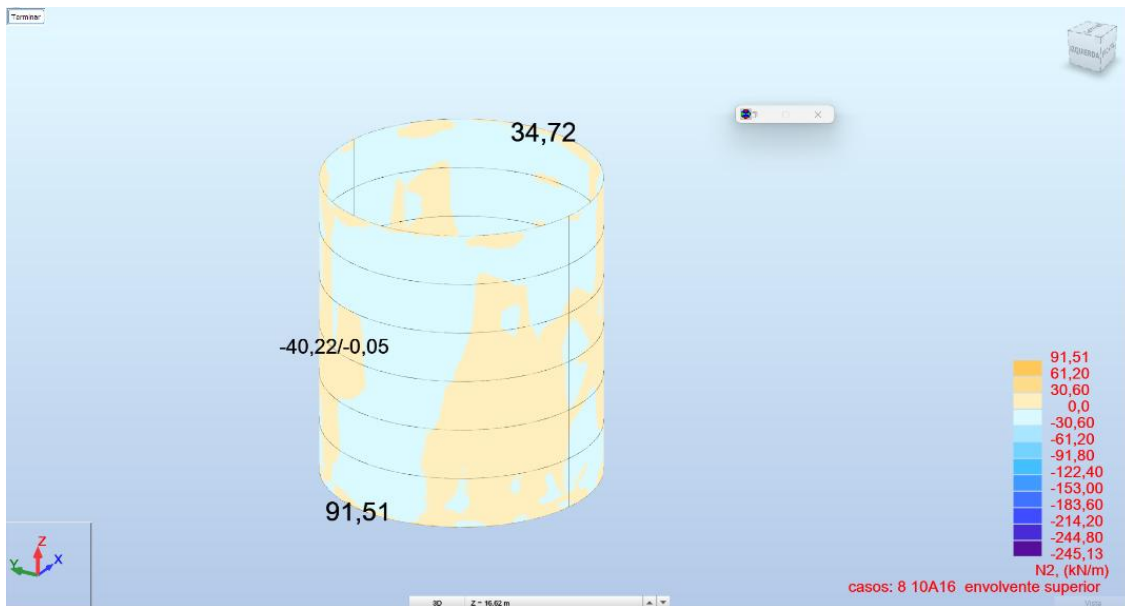
3.5.2.1. Pandeo por cargas axiales.

La resistencia por pandeo a carga axial por unidad de longitud, resultado del calculo que se ha detallado en el anexo 6, se tiene

$$n_{x,Rd} = 1724.05 \text{ kN/m}$$

Del cálculo estructural realizado en Robot Structural tenemos los siguientes resultados para la carga axial en el cuerpo del silo.

Figura 3-26: Carga axial transferida al cuerpo cilindro del silo



Nota. Elaboración propia.

$$n_{x,Ed} = 91.51 \text{ kN/m}$$

La norma (EN-1993-4-1, 2007) indica que la resistencia de pandeo por carga axial de diseño debe ser mayor a la carga axial actuante de esta forma el pandeo no se producirá por la carga axial.

$$n_{x,Ed} < n_{x,Rd}$$

$$91.51 \text{ kN/m} < 1724.05 \text{ kN/m}$$

3.5.2.2. Pandeo por cargas axiales y presión de viento

La presión por pandeo de cargas axiales y presión externas como el viento se muestran en el anexo 6, el procedimiento comparte los cálculos para las cargas por pandeo axial tenemos.

$$P_{n,Rd} = 71.82 \text{ kPa}$$

Esta presión es la máxima que puede soportar el silo, la presión de viento es de 0.25kPa concluimos que el pandeo por carga axial y presión externa no se produce en el silo diseñado.

$$P_{n,Ed} = 0.25kPa$$

$$P_{n,Ed} < P_{n,Rd}$$

$$0.25kPa < 71.82kPa$$

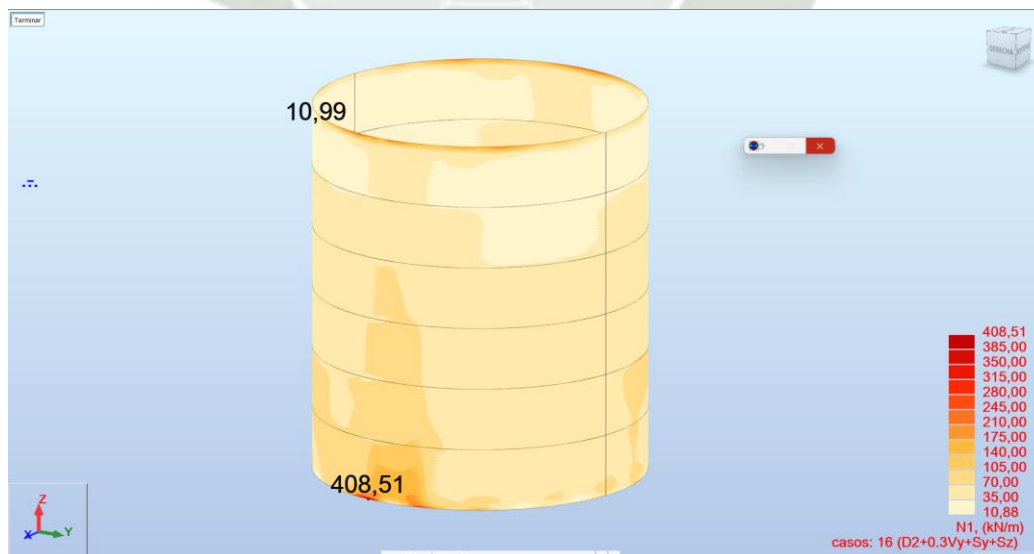
3.5.3. Cálculo de uniones atornilladas cuerpo de silo.

Las virolas corrugadas sinusoidalmente estarán unidas por pernos métricos M8x10 la comprobación de estos tornillos tanto a fuerza cortante como a momento flector en las máximas combinaciones se detallan a continuación.

3.5.3.1. Tornillos sometidos a fuerza cortante.

La fuerza cortante que se transfiere a los tornillos proviene de las cargas de material almacenado, el software RSA muestra estos resultados como se ve en la Figura 3-27, se muestran las cargas verticales por unidad de longitud.

Figura 3-27:
Fuerza cortante horizontal en cuerpo del silo cilíndrico.



Nota. Elaboración propia.

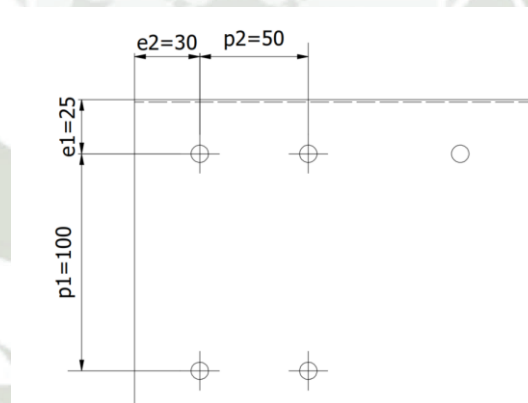
Esta carga debe ser distribuida a cada perno correspondiente a una virola de 1.14m de alto y 2.38m de longitud con un número total de 94 pernos por virola, la fuerza cortante horizontal es de $F_{H_m} = 408.51 \text{ kN/m}$ dividida entre los 94 pernos en la longitud de 2.38m se tiene:

$$H_{Ed} = \frac{F_{H_m}}{94} \cdot 2.38 \text{ m}$$

$$H_{Ed} = \frac{408.51 \text{ kN/m}}{94} \cdot 2.38 \text{ m}$$

$$H_{Ed} = 10.343 \text{ kN}$$

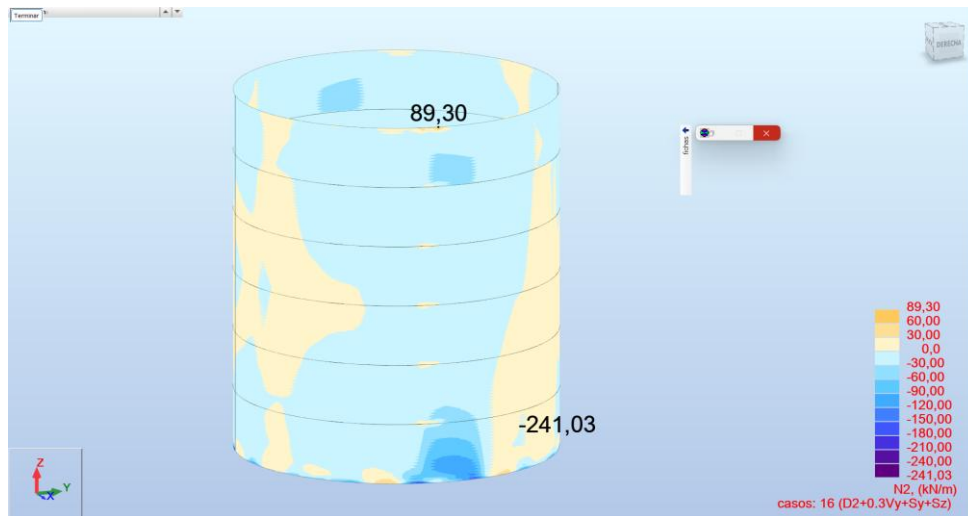
Figura 3-28: Disposición de los pernos virola de 1.14m de alto y 2.38m de longitud.



Nota. Elaboración propia.

Para la fuerza cortante vertical es de $F_{V_m} = 89.3 \text{ kN/m}$ se repite el cálculo, esta fuerza por unidad de longitud se ve representada en la Figura 3-29.

Figura 3-29: Fuerza cortante vertical en cuerpo del silo cilíndrico.



Nota. Elaboración propia.

$$V_{Ed} = \frac{F_{V_m}}{94} \cdot \frac{2.38 \text{ m}}{2.38 \text{ m}}$$

$$V_{Ed} = \frac{89.3 \text{ kN/m}}{94} \cdot \frac{2.38 \text{ m}}{2.38 \text{ m}}$$

$$V_{Ed} = 2.261 \text{ kN}$$

Finalmente, la fuerza cortante resultante es de:

$$F_{Ed} = \sqrt{H_{Ed}^2 + V_{Ed}^2}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{10.343^2 + 2.261^2}$$

$$F_{Ed} = 10.587 \text{ kN}$$

Fuerza de resistencia del perno M8 grado 8.8 se calcula con los siguientes parámetros:

f_u Fuerza ultima de rotura perno grado 8.8 es de 800 MPa.

A_s Área de sección a tensión pernos M8 es de 36 mm^2 .

n Numero de solapes de la unión que es de 1.

γ_{M2} Factor de seguridad según norma (EN-1993-4-1, 2007) que es de 1.25.

$$F_{Rd} = \frac{0.6 \times f_u \times A_s \times n}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{Rd} = \frac{0.6 \times 800 \text{ MPa} \times 36 \text{ mm}^2 \times 1}{1.25}$$

$$F_{Rd} = 14.054 \text{ kN}$$

Donde debe cumplirse que:

$$F_{Ed} < F_{Rd}$$

$$10.587 \text{ kN} < 14.054 \text{ kN}$$

3.5.3.2. Aplastamiento en la chapa ondulada

Para el cálculo del aplastamiento en la chapa se requiere de los siguientes parámetros:

d Diámetro de tornillo es de 8 mm.

t Espesor de chapa ondulada es de 2mm.

f_{uc} Esfuerzo rotura acero ASTM A653 SS GR55 es de 482.64 MPa.

e_1 Distancia perno a extremo chapa ver figura 42 es de 25 mm.

e_2 Distancia perno a extremo chapa ver figura 42 es de 50 mm.

p_1 Distancia perno a extremo chapa ver figura 42 es de 100 mm.

p_2 Distancia perno a extremo chapa ver figura 42 es de 50 mm.

d_o Diámetro del agujero 1 mm más que el diámetro del perno.

$$\alpha \quad \text{Mínimo entre } \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_u}{f_y}$$

$$\beta \quad \text{Mínimo entre } \frac{2.8 \times e_2}{d_0} - \frac{10}{7}, \frac{1.4 \times p_2}{d_0} - \frac{10}{7}, \frac{25}{10}$$

$$F_{bRd} = \frac{\alpha \times \beta \times f_{uc} \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{bRd} = \frac{0.926 \times 2.5 \times 482.64 \text{MPa} \times 8 \text{mm} \times 2 \text{mm}}{1.25}$$

$$F_{bRd} = 14.3 \text{ kN}$$

Debe cumplirse que:

$$F_{Rd} < F_{bRd}$$

$$14.054 \text{ kN} < 14.3 \text{ kN}$$

3.5.3.3. Tornillos sometidos a aplastamiento.

El aplastamiento en los pernos es producido por la carga de tracción horizontal con un máximo valor de 19.78 kPa, los parámetros son los siguientes.

f_u Esfuerzo último tornillo M8.8 es de 800MPa.

t espesor de chapa ondulada es de 2mm.

f_{uc} Esfuerzo rotura acero ASTM A653 SS GR55 es de 482.64 MPa.

e_1 Distancia perno a extremo chapa ver figura 42 es de 25 mm.

p_h Presión horizontal 17.78 kPa

n_p Numero de tornillos en total 3600

$$F_{tEd} = P_h \times n_p \times A_s$$

$$F_{tEd} = 19.78 \text{ kPa} \times 3600 \times 36 \text{ mm}^2$$

$$F_{tEd} = 2.606 \text{ kN}$$

Resistencia al aplastamiento de un perno es:

$$F_{tRd} = \frac{0.9 \times f_u \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{tRd} = \frac{0.9 \times 800 \text{ MPa} \times 36 \text{ mm}^2}{1.25}$$

$$F_{tRd} = 21.082 \text{ kN}$$

Entonces se debe cumplir que:

$$F_{tEd} < F_{tRd}$$

$$2.606 \text{ kN} < 21.082 \text{ kN}$$

Finalmente, los tornillos están sometidos a esfuerzos normales y cortantes por lo tanto se debe revisar lo siguiente.

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} + \frac{F_{tEd}}{F_{tRd}} \leq 1$$

$$\frac{10.587 \text{ kN}}{14.054 \text{ kN}} + \frac{2.606 \text{ kN}}{21.082 \text{ kN}} \leq 1$$

$$0.877 \leq 1$$

3.5.3.4. Punzonamiento en la chapa

La fuerza por punzonamiento en la chapa producida por la arandela de 14mm de diámetro donde:

d_m Diámetro de la arandela 14mm

$$F_{bRd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t \times f_{uc}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{bRd} = \frac{0.6 \times \pi \times 14 \times 2 \text{ mm} \times 482.64 \text{ MPa}}{1.25}$$

$$F_{bRd} = 20.379 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$F_{bEd} < F_{bRd}$$

$$2.606 \text{ kN} < 20.379 \text{ kN}$$

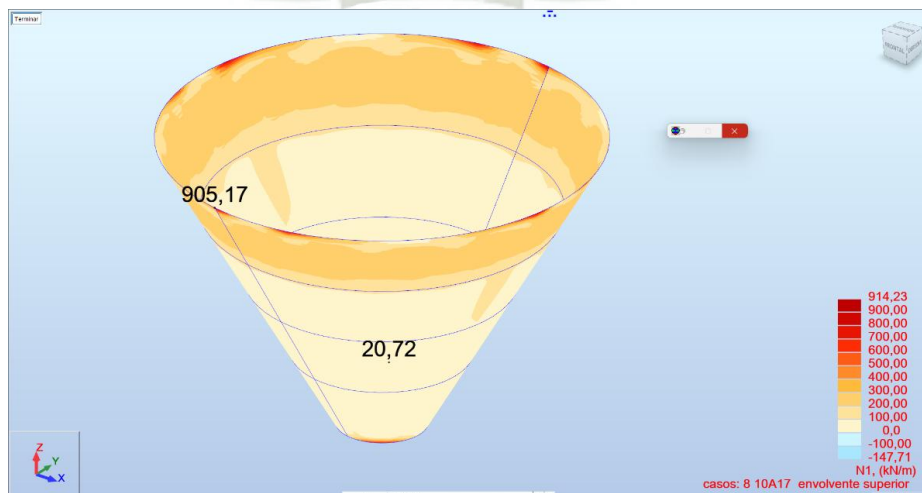
3.5.4. Cálculo de uniones atornilladas en tolva

El procedimiento de cálculo para la tolva es similar al cálculo realizado para el cuerpo del silo, los parámetros son los mismos a excepción del espesor de tolva que en este caso es de 6mm.

3.5.4.1. Fuerza cortante en tornillos de tolva

La fuerza cortante por unidad de longitud se ve en la Figura 3-30 tiene un valor de $F_{H_m} = 905.17 \text{ kN/m}$, esta fuerza está dividida entre los 70 pernos por cada virola de 1.3 metros de longitud

Figura 3-30: Fuerza cortante horizontal en tolva.



Nota. Elaboración propia.

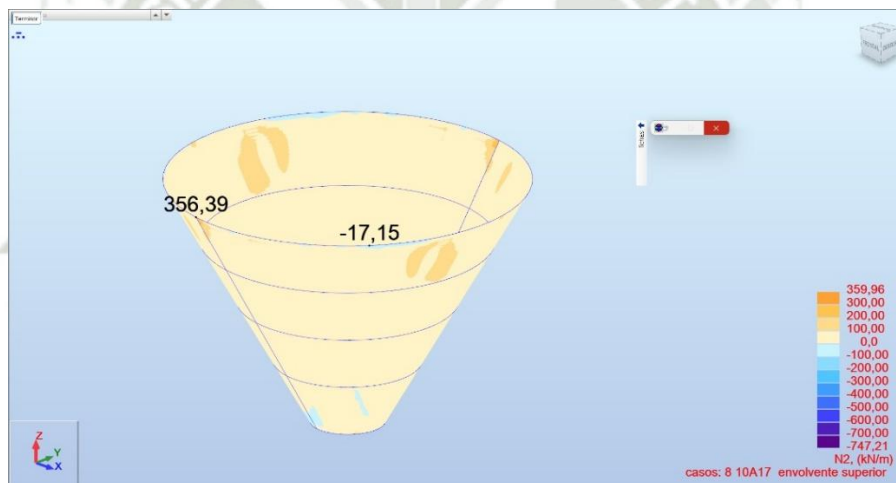
$$H_{tEd} = \frac{F_{Hm}}{70} \cdot \frac{1}{1.3 \text{ m}}$$

$$H_{tEd} = \frac{905.17 \text{ kN/m}}{70} \cdot \frac{1}{1.3 \text{ m}}$$

$$H_{tEd} = 16.862 \text{ kN}$$

La fuerza cortante vertical es de $F_{Vm} = 356.39 \text{ kN/m}$ se repite el cálculo, esta fuerza por unidad de longitud se ve representada en la Figura 3-31.

Figura 3-31: Fuerza cortante vertical en tolva



Nota. Elaboración propia.

$$V_{tEd} = \frac{F_{Vm}}{70} \cdot \frac{1}{1.3 \text{ m}}$$

$$V_{tEd} = \frac{356.39 \text{ kN/m}}{70} \cdot \frac{1}{1.3 \text{ m}}$$

$$V_{tEd} = 6.639 \text{ kN}$$

Finalmente, la fuerza cortante resultante es de:

$$F_{tEd} = \sqrt{H_{tEd}^2 + V_{tEd}^2}$$

$$F_{tEd} = \sqrt{16.862^2 + 6.639^2}$$

$$F_{tEd} = 18.122 \text{ kN}$$

Fuerza de resistencia del perno M10 grado 8.8 el único factor que cambia es el Área al tratarse de un perno M10 con un área de 58 mm^2 :

$$F_{tRd} = \frac{0.6 \times f_u \times A_s \times n}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{tRd} = \frac{0.6 \times 800 \text{ MPa} \times 58 \text{ mm}^2 \times 1}{1.25}$$

$$F_{tRd} = 22.272 \text{ kN}$$

Donde debe cumplirse que:

$$F_{tEd} < F_{tRd}$$

$$18.122 \text{ kN} < 22.272 \text{ kN}$$

3.5.4.2. Aplastamiento en la tolva

Para el cálculo del aplastamiento en tolva el valor diferente respecto al cálculo de aplastamiento en chapa ondulada es el espesor de 6mm

$$F_{tbRd} = \frac{\alpha \times \beta \times f_{uc} \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{tbRd} = \frac{1.25 \times 2.5 \times 482.64 \text{ MPa} \times 10 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}}{1.25}$$

$$F_{tbRd} = 72.329 \text{ kN}$$

Debe cumplirse que:

$$F_{tEd} < F_{tbRd}$$

$$18.122 \text{ kN} < 72.329 \text{ kN}$$

3.5.4.3. Tornillos sometidos a aplastamiento.

El aplastamiento en los pernos es producido por la carga de tracción horizontal con un máximo valor de 42.59 kPa, área correspondiente a perno M10 y el número de pernos por virola.

$$F_{tEd} = P_h \times n_p \times A_s$$

$$F_{tEd} = 42.59 \text{ kPa} \times 1260 \times 58 \text{ mm}^2$$

$$F_{tEd} = 3.755 \text{ kN}$$

Resistencia al aplastamiento de un perno es:

$$F_{btRd} = \frac{0.9 \times f_u \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{btRd} = \frac{0.9 \times 800 \text{ MPa} \times 58 \text{ mm}^2}{1.25}$$

$$F_{btRd} = 33.408 \text{ kN}$$

Entonces se debe cumplir que:

$$F_{btEd} < F_{btRd}$$

$$3.755 \text{ kN} < 33.408 \text{ kN}$$

Finalmente, los tornillos están sometidos a esfuerzos normales y cortantes por lo tanto se debe revisar lo siguiente.

$$\frac{F_{btEd}}{F_{btRd}} + \frac{3.755 \text{ kN}}{33.408 \text{ kN}} \leq 1$$

$$\frac{18.122 \text{ kN}}{22.272 \text{ kN}} + \frac{2.606 \text{ kN}}{21.082 \text{ kN}} \leq 1$$

$$0.926 \leq 1$$

3.5.4.4. Punzonamiento en la chapa tolva

La fuerza por punzonamiento en la chapa producida por la arandela de 14mm de diámetro donde:

d_m Diámetro de la arandela 15 mm

$$F_{tbRd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t \times f_{uc}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{tbRd} = \frac{0.6 \times \pi \times 15 \times 6 \text{ mm} \times 482.64 \text{ MPa}}{1.25}$$

$$F_{tbRd} = 86.859 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$F_{btEd} < F_{tbRd}$$

$$2.606 \text{ kN} < 86.589 \text{ kN}$$

3.6. Diseño de Rigidizadores de Cuerpo de Silo y Tolva.

3.6.1. Diseño de Rigidizadores de cuerpo del silo

Los rigidizadores de tolva de la parte cilíndrica cumplen la función propia de rigidizador de chapa ondulada, los elementos de la base cumplen una función de columna anclada a las vigas de la estructura base, las ratios de estos elementos se muestran en la Tabla 3-13.

Tabla 3-13: Solicitud de Rigidizadores y ratios de deformaciones

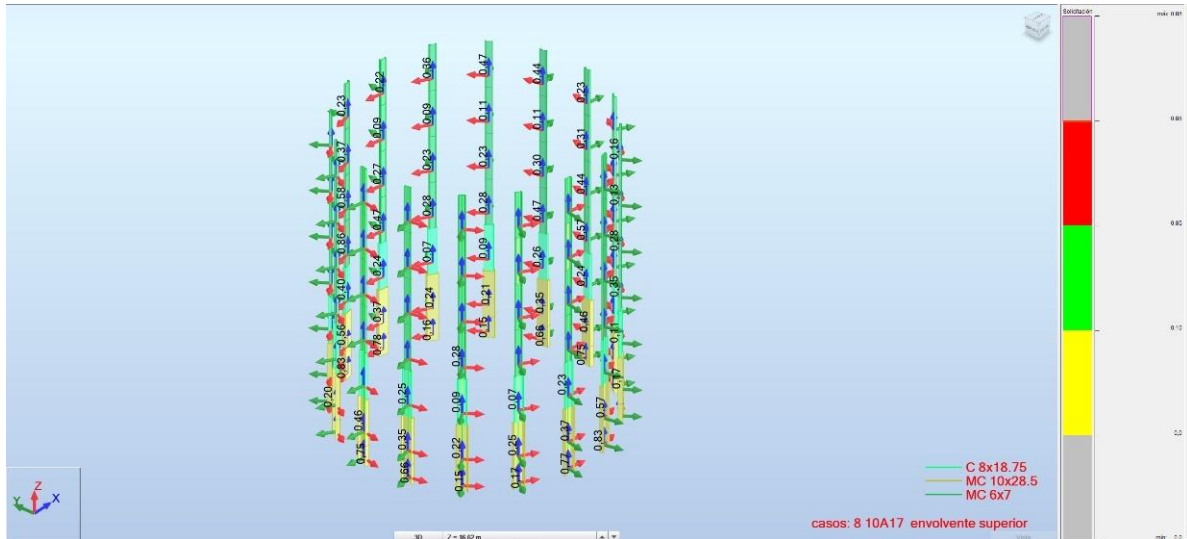
Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicitud	Caso	Ratio(vx)	Caso(vx)	Ratio(vy)	Caso(vy)
93 Columna_93	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.86	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.12	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
101 Columna_101	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.86	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.12	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
46 Columna_46	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.83	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.06	2 Carga Material	0.41	2 Carga Material
62 Columna_62	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.83	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.06	2 Carga Material	0.41	2 Carga Material
60 Columna_60	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.78	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.17	2 Carga Material	0.49	2 Carga Material
44 Columna_44	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.77	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.17	2 Carga Material	0.49	2 Carga Material
52 Columna_52	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.75	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.32	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
68 Columna_68	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.75	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.32	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
54 Columna_54	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.66	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.63	2 Carga Material	0.13	2 Carga Material
70 Columna_70	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.66	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.62	2 Carga Material	0.13	2 Carga Material
109 Columna_109	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.59	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.15	2 Carga Material	0.23	2 Carga Material
117 Columna_117	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.58	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.15	2 Carga Material	0.23	2 Carga Material
47 Columna_47	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.57	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.11	2 Carga Material	0.05	2 Carga Material
96 Columna_96	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.57	7 SD Dirección_Y	0.02	2 Carga Material	0.14	2 Carga Material
104 Columna_104	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.57	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.02	2 Carga Material	0.14	2 Carga Material
63 Columna_63	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.56	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.11	2 Carga Material	0.05	2 Carga Material
97 Columna_97	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.47	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.19	2 Carga Material	0.14	2 Carga Material
100 Columna_100	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.47	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.12	2 Carga Material	0.08	2 Carga Material
105 Columna_105	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.47	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.19	2 Carga Material	0.14	2 Carga Material
146 Columna_146	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.47	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.11	2 Carga Material	0.19	2 Carga Material
53 Columna_53	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.46	7 SD Dirección_Y	0.24	2 Carga Material	0.2	2 Carga Material
69 Columna_69	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.46	7 SD Dirección_Y	0.24	2 Carga Material	0.2	2 Carga Material
92 Columna_92	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.46	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.12	2 Carga Material	0.08	2 Carga Material
153 Columna_153	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.46	14 1.35D2+1.5Vx	0.32	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
154 Columna_154	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.46	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.11	2 Carga Material	0.19	2 Carga Material
112 Columna_112	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.44	7 SD Dirección_Y	0.03	2 Carga Material	0.09	2 Carga Material
120 Columna_120	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.44	7 SD Dirección_Y	0.03	2 Carga Material	0.09	2 Carga Material
145 Columna_145	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.44	14 1.35D2+1.5Vx	0.32	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
77 Columna_77	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.4	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.11	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
85 Columna_85	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.4	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.11	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
45 Columna_45	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.37	6 SD Dirección_X	0.03	2 Carga Material	0.1	2 Carga Material
61 Columna_61	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.37	6 SD Dirección_X	0.03	2 Carga Material	0.1	2 Carga Material
125 Columna_125	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.37	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.16	2 Carga Material	0.31	2 Carga Material
133 Columna_133	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.37	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.16	2 Carga Material	0.31	2 Carga Material
147 Columna_147	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.36	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.3	2 Carga Material	0.32	2 Carga Material
155 Columna_155	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.36	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.3	2 Carga Material	0.32	2 Carga Material
55 Columna_55	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.35	7 SD Dirección_Y	0.19	2 Carga Material	0.12	2 Carga Material
71 Columna_71	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.35	7 SD Dirección_Y	0.19	2 Carga Material	0.12	2 Carga Material
94 Columna_94	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.35	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.13	2 Carga Material	0.12	2 Carga Material
102 Columna_102	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.34	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.13	2 Carga Material	0.12	2 Carga Material
95 Columna_95	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.31	7 SD Dirección_Y	0.2	2 Carga Material	0.2	2 Carga Material
103 Columna_103	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.31	7 SD Dirección_Y	0.2	2 Carga Material	0.2	2 Carga Material
128 Columna_128	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.31	7 SD Dirección_Y	0.06	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
136 Columna_136	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.31	7 SD Dirección_Y	0.06	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
111 Columna_111	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.3	6 SD Dirección_X	0.05	2 Carga Material	0.11	2 Carga Material
113 Columna_113	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.3	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.03	2 Carga Material	0.1	2 Carga Material
119 Columna_119	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.3	6 SD Dirección_X	0.05	2 Carga Material	0.11	2 Carga Material
121 Columna_121	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.3	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.03	2 Carga Material	0.1	2 Carga Material
98 Columna_98	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.28	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.2	2 Carga Material	0.16	2 Carga Material

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicitaion	Caso	Ratio(vx)	Caso(vx)	Ratio(vy)	Caso(vy)
99 Columna_99	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.28	12 D1+0.3Vx+Sx+Sz	0.13	2 Carga Material	0.1	2 Carga Material
106 Columna_106	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.28	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.2	2 Carga Material	0.16	2 Carga Material
107 Columna_107	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.28	6 SD Dirección_X	0.13	2 Carga Material	0.1	2 Carga Material
110 Columna_110	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.28	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.09	2 Carga Material	0.13	2 Carga Material
118 Columna_118	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.28	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.09	2 Carga Material	0.13	2 Carga Material
116 Columna_116	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.27	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.17	2 Carga Material	0.06	2 Carga Material
81 Columna_81	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.26	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.2	2 Carga Material	0.14	2 Carga Material
108 Columna_108	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.26	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.17	2 Carga Material	0.06	2 Carga Material
75 Columna_75	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.25	14 1.35D2+1.5Vx	0.11	2 Carga Material	0.22	2 Carga Material
88 Columna_88	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.25	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.3	2 Carga Material	0.24	2 Carga Material
89 Columna_89	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.25	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.2	2 Carga Material	0.14	2 Carga Material
127 Columna_127	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.25	12 D1+0.3Vx+Sx+Sz	0.11	2 Carga Material	0	2 Carga Material
135 Columna_135	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.25	12 D1+0.3Vx+Sx+Sz	0.11	2 Carga Material	0	2 Carga Material
59 Columna_59	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.24	14 1.35D2+1.5Vx	0.11	2 Carga Material	0.22	2 Carga Material
80 Columna_80	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.24	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.3	2 Carga Material	0.24	2 Carga Material
84 Columna_84	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.24	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.03	2 Carga Material	0.16	2 Carga Material
140 Columna_140	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.24	8 1.35D2+1.5Vy	0.17	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
141 Columna_141	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.24	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.17	2 Carga Material	0.42	2 Carga Material
76 Columna_76	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.23	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.03	2 Carga Material	0.16	2 Carga Material
114 Columna_114	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.23	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.23	2 Carga Material	0.22	2 Carga Material
115 Columna_115	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.23	12 D1+0.3Vx+Sx+Sz	0.24	2 Carga Material	0.24	2 Carga Material
122 Columna_122	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.23	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.23	2 Carga Material	0.22	2 Carga Material
123 Columna_123	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.23	6 SD Dirección_X	0.24	2 Carga Material	0.24	2 Carga Material
144 Columna_144	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.23	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.12	2 Carga Material	0.05	2 Carga Material
149 Columna_149	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.23	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.17	2 Carga Material	0.42	2 Carga Material
152 Columna_152	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.23	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.13	2 Carga Material	0.05	2 Carga Material
51 Columna_51	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.22	8 1.35D2+1.5Vy	0.47	2 Carga Material	0.37	2 Carga Material
73 Columna_73	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.22	8 1.35D2+1.5Vy	0.05	2 Carga Material	0.09	2 Carga Material
143 Columna_143	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.22	14 1.35D2+1.5Vx	0.11	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
148 Columna_148	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.22	8 1.35D2+1.5Vy	0.17	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
151 Columna_151	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.22	14 1.35D2+1.5Vx	0.11	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
57 Columna_57	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.21	14 1.35D2+1.5Vx	0.04	2 Carga Material	0.09	2 Carga Material
67 Columna_67	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.21	8 1.35D2+1.5Vy	0.47	2 Carga Material	0.37	2 Carga Material
48 Columna_48	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.2	14 1.35D2+1.5Vx	0.12	2 Carga Material	0.13	2 Carga Material
64 Columna_64	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.2	8 1.35D2+1.5Vy	0.12	2 Carga Material	0.13	2 Carga Material
50 Columna_50	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.19	14 1.35D2+1.5Vx	0.1	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
66 Columna_66	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.19	8 1.35D2+1.5Vy	0.1	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
65 Columna_65	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.18	14 1.35D2+1.5Vx	0.33	2 Carga Material	0.29	2 Carga Material
49 Columna_49	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	11.57	38.63	0.17	14 1.35D2+1.5Vx	0.33	2 Carga Material	0.29	2 Carga Material
74 Columna_74	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.17	14 1.35D2+1.5Vx	0.3	2 Carga Material	0.38	2 Carga Material
150 Columna_150	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.17	14 1.35D2+1.5Vx	0.09	2 Carga Material	0.23	2 Carga Material
58 Columna_58	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.16	14 1.35D2+1.5Vx	0.3	2 Carga Material	0.38	2 Carga Material
142 Columna_142	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.16	14 1.35D2+1.5Vx	0.09	2 Carga Material	0.23	2 Carga Material
56 Columna_56	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.15	14 1.35D2+1.5Vx	0.44	2 Carga Material	0.2	2 Carga Material
72 Columna_72	MC 10x28.5	STEEL SS GR-40	5.07	16.94	0.15	8 1.35D2+1.5Vy	0.44	2 Carga Material	0.21	2 Carga Material
126 Columna_126	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.13	7 SD Dirección_Y	0.05	2 Carga Material	0.14	2 Carga Material
134 Columna_134	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.13	7 SD Dirección_Y	0.05	2 Carga Material	0.14	2 Carga Material
78 Columna_78	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.11	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.28	2 Carga Material	0.27	2 Carga Material
86 Columna_86	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.11	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.28	2 Carga Material	0.27	2 Carga Material
129 Columna_129	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.11	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.19	2 Carga Material	0.06	2 Carga Material
130 Columna_130	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.11	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.19	2 Carga Material	0.23	2 Carga Material
137 Columna_137	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.11	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.19	2 Carga Material	0.06	2 Carga Material
138 Columna_138	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.11	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.19	2 Carga Material	0.23	2 Carga Material
79 Columna_79	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.09	7 SD Dirección_Y	0.49	2 Carga Material	0.39	2 Carga Material
82 Columna_82	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.09	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.03	2 Carga Material	0.05	2 Carga Material
87 Columna_87	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.09	7 SD Dirección_Y	0.49	2 Carga Material	0.39	2 Carga Material
90 Columna_90	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.09	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.03	2 Carga Material	0.05	2 Carga Material
124 Columna_124	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.09	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.18	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
131 Columna_131	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.09	12 D1+0.3Vx+Sx+Sz	0.29	2 Carga Material	0.31	2 Carga Material
132 Columna_132	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.09	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.18	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
139 Columna_139	MC 6x7	STEEL SS GR-40	19.22	83.56	0.09	6 SD Dirección_X	0.29	2 Carga Material	0.31	2 Carga Material
83 Columna_83	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.07	6 SD Dirección_X	0.11	2 Carga Material	0.24	2 Carga Material
91 Columna_91	C 8x18.75	STEEL SS GR-40	15.9	75.06	0.07	6 SD Dirección_X	0.11	2 Carga Material	0.24	2 Carga Material

Nota. Elaboración propia.

La Figura 3-32 muestra el mapa de barras con sus respectivos ejes locales y solicitaciones.

Figura 3-32: Mapa de Ratios de diseño con ejes locales de Rigidizadores



Nota. Elaboración propia.

Las secciones MC 10x28.5 cumplen la función de columnas ancladas a las vigas de la estructura base estos resultados se ven en la tabla 15, la Figura 3-33 muestra las deformaciones en eje "X" y "Y".

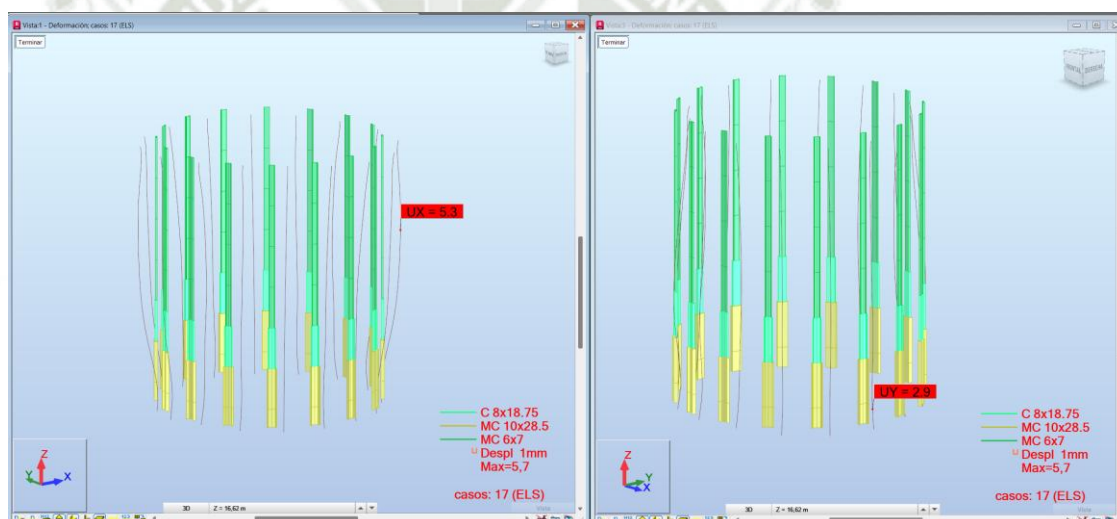
El procedimiento detallado del rigidizador de chapa ondulada más cargado se muestra en la Figura 3-34, además la deformación debe ser menor a $L/360$ en el eje "X" y "Y", esta deformación debe ser evaluada bajo cargas de estado límite de servicio según ASCE 7-16 Apéndice C-CC2.1 y CC2.2, la siguiente tabla resume estos factores, correspondientes a las deformaciones de estado límite ELS, para la estructura del silo no tenemos ninguna restricción adicional en cuanto a la limitación de las deformaciones, por lo tanto se asumirá valores globales establecidos por ASCE 7-16.

Tabla 3-14: Deformaciones máximas en ELS. de acuerdo con ASCE7-16.

Descripción	Combinación de Carga	Deflexión Máxima (en función de L)	Referencia
Deformación bajo cargas de gravedad y vivas	$D + L$	$L/360$ deflexiones verticales	ASCE 7-16 Apéndice C, Sección CC.2.1
Deformación bajo cargas de gravedad, vivas y cargas laterales de viento	$D + 0.5L + W$	$L/400$ a $L/600$ deflexiones horizontales	ASCE 7-16 Apéndice C, Sección CC.2.2

Nota. Elaboración propia.

Figura 3-33:
Deformaciones en rigidizadores eje "X" y "Y"



Nota. Elaboración propia.

La Figura 3-55 muestra el procedimiento de verificación detallado de los elementos encargados de conectar la columna de sección MC 10x28.5 con la estructura base específicamente con las vigas W 12x26, esta columna tiene una sollicitación del 83%, de igual forma la deformación no debe exceder $L/360$

Figura 3-34: Rigidizador de chapa ondulada, Solicitación y deformación.

NORMA: ANSI/AISC 360-16 An American National Standard, July 7, 2016

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 93 Columna_93

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 15 D2+0.3Vx+Sx+Sz (1+2+6+9)*1.00+3*0.30

MATERIAL:

STEEL SS GR-40 Fy = 275.00 MPa Fu = 380.00 MPa E = 199947.97 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: MC 6x7

d=15.2 cm	Ay=7.06 cm ²	Az=6.93 cm ²	Ax=13.48 cm ²
bf=4.8 cm	Iy=474.50 cm ⁴	Iz=25.10 cm ⁴	J=1.93 cm ⁴
tw=0.5 cm	Sy=62.27 cm ³	Sz=7.17 cm ³	
tf=0.7 cm	Zy=73.74 cm ³	Zz=14.17 cm ³	

PARAMETROS DE LA BARRA:



Ly = 1.14 m

Lcy = 1.14 m

Lcy/ry = 19.22



Lz = 1.14 m

Lcz = 1.14 m

Lcz/rz = 83.56



Lb = 1.14 m

Cb = 1.00

ESFUERZOS INTERNOS:

Tr = 0.01 kN*m
frvy,mx = 3.15 MPa
frvz,mx = 1.94 MPa

Pr = 173.02 kN

Mry = -0.26 kN*m

Mrz = 0.22 kN*m

Vry = 0.35 kN

Vrz = 0.26 kN

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO

Fic*Pn = 222.09 kN

Fib*Mny = 16.30 kN*m

Fib*Mnz = 2.84 kN*m

Fiv*Vny = 104.83 kN

Fiv*Vnz = 102.90 kN

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

Fib = 0.90

Fic = 0.90

Fiv = 0.90

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = compacto

alma = compacto

FORMULAS DE VERIFICACION:

$Pr/(Fic*Pn) + 8/9*(Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz)) = 0.86 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verificado

$Vry/(Fiv*Vny) + frvy,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.02 < 1.00$ LRFD (G) Verificado

$Vrz/(Fiv*Vnz) + frvz,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.02 < 1.00$ LRFD (G) Verificado

$Lcy/ry = 19.22 < (Lc/r)_{max} = 200.00$ $Lcz/rz = 83.56 < (Lc/r)_{max} = 200.00$ ESTABLE

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): No analizado



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

$v_{xt} = 0.3 \text{ mm} < v_{xt \text{ max}} = L/400.00 = 2.9 \text{ mm}$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 Carga Material

$v_{yt} = 0.1 \text{ mm} < v_{yt \text{ max}} = L/400.00 = 2.9 \text{ mm}$




Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 Carga Material

Perfil correcto !!!

Nota. Elaboración propia.

Figura 3-35: Columna de unión procedimiento detallado solicitud y ratio de deformación.







NORMA: ANS/AISC 360-16 An American National Standard, July 7, 2016			
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras			
GRUPO:			
BARRA: 62 Columna_62	PUNTOS: 1	COORDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m	
CARGAS:			
Caso de carga más desfavorable: 15 D2+0.3Vx+Sx+Sz (1+2+6+9)*1.00+3*0.30			
MATERIAL:			
STEEL SS GR-40 Fy = 275.00 MPa Fu = 380.00 MPa E = 199947.97 MPa			
			
PARAMETROS DE LA SECCION: MC 10x28.5			
d=25.4 cm	Ay=29.31 cm ²	Az=27.42 cm ²	Ax=54.00 cm ²
bf=10.0 cm	Iy=5244.52 cm ⁴	Iz=470.34 cm ⁴	J=32.92 cm ⁴
tw=1.1 cm	Sy=412.95 cm ³	Sz=65.43 cm ³	
tf=1.5 cm	Zy=491.61 cm ³	Zz=124.38 cm ³	
PARAMETROS DE LA BARRA:			
			
Ly = 0.50 m	Lz = 0.50 m	Lb = 0.50 m	
Lcy = 0.50 m	Lcz = 0.50 m	Cb = 1.00	
Lcy/ry = 5.07	Lcz/rz = 16.94		
ESFUERZOS INTERNOS:		RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO	
Tr = 0.21 kN*m	frvy,mx = 9.37 MPa	Fic*Pn = 1314.31 kN	
	frvz,mx = 6.92 MPa	Fib*Mny = 121.67 kN*m Fiv*Vny = 435.20 kN	
Pr = 312.29 kN	Vry = 28.47 kN	Fib*Mnz = 25.91 kN*m Fiv*Vnz = 407.18 kN	
Mry = -42.04 kN*m	Vrz = 121.04 kN		
Mrz = 8.38 kN*m			
PARÁMETRO DE SEGURIDAD			
Fib = 0.90	Fic = 0.90	Fiv = 0.90	
ELEMENTOS DE LA SECCION:			
ala = compacto		alma = compacto	
FORMULAS DE VERIFICACION:			
$Pr/(Fic*Pn) + 8/9*(Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz)) = 0.83 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verificado			
$Vry/(Fiv*Vny) + frvy,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.13 < 1.00$ LRFD (G) Verificado			
$Vrz/(Fiv*Vnz) + frvz,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.34 < 1.00$ LRFD (G) Verificado			
Lcy/ry = 5.07 < (Lc/r),max = 200.00 Lcz/rz = 16.94 < (Lc/r),max = 200.00 ESTABLE			
DESPLAZAMIENTOS LIMITES			
 Flechas (COORDENADAS LOCALES): No analizado			
 Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):			
vxt = 0.1 mm < vxt max = L/400.00 = 1.2 mm	Verificado		
Caso de carga más desfavorable: 2 Carga Material			
vyt = 0.5 mm < vyt max = L/400.00 = 1.2 mm	Verificado		
Caso de carga más desfavorable: 2 Carga Material			
Perfil correcto !!!			

Nota. Elaboración propia.

Los miembros superiores a las columnas de unión también son rigidizadores de del cuerpo de silo, estos miembros tienen menor sección que las columnas de unión, pero mayor sección que los rigidizadores MC6x7, debido a ello del cálculo estructural la sección optima es

perfil C8x18.75 la Figura 3-36 muestra el procedimiento detallado de sollicitación y las ratios de deformación que deben ser menores a L/360 en ambos ejes

Figura 3-36: Rigidizadores cuerpo cilindro, sollicitación y ratio de deformación.

NORMA: ANSI/AISC 360-16 An American National Standard, July 7, 2016			
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras			
GRUPO:			
BARRA: 77 Columna_77	PUNTOS: 1	COORDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m	
CARGAS:			
Caso de carga más desfavorable: 15 D2+0.3Vx+Sx+Sz (1+2+6+9)*1.00+3*0.30			
MATERIAL:			
STEEL SS GR-40 Fy = 275.00 MPa Fu = 380.00 MPa E = 199947.97 MPa			
 PARAMETROS DE LA SECCION: C 8x18.75			
d=20.3 cm	Ay=12.73 cm ²	Az=25.14 cm ²	Ax=35.55 cm ²
bf=6.4 cm	Iy=1827.26 cm ⁴	Iz=82.00 cm ⁴	J=18.06 cm ⁴
tw=1.2 cm	Sy=179.85 cm ³	Sz=16.43 cm ³	
tf=1.0 cm	Zy=227.78 cm ³	Zz=35.56 cm ³	
PARAMETROS DE LA BARRA:			
 Ly = 1.14 m	 Lz = 1.14 m	 Cb = 1.00	
Lcy = 1.14 m	Lcz = 1.14 m	Lb = 1.14 m	
Lcy/ry = 15.90	Lcz/rz = 75.06	Cb = 1.00	
ESFUERZOS INTERNOS:		RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO	
Tr = 0.07 kN*m	frvy,mx = 3.83 MPa	Fic*Pn = 633.40 kN	
	frvz,mx = 4.79 MPa	Fib*Mny = 53.55 kN*m	Fiv*Vny = 189.06 kN
Pr = 234.61 kN	Vry = 1.37 kN	Fib*Mnz = 6.51 kN*m	Fiv*Vnz = 373.26 kN
Mry = -0.27 kN*m	Vrz = 2.83 kN		
Mrz = 0.19 kN*m			
PARÁMETRO DE SEGURIDAD			
Fib = 0.90	Fic = 0.90	Fiv = 0.90	
ELEMENTOS DE LA SECCION:			
ala = compacto		alma = compacto	
FORMULAS DE VERIFICACION:			
$Pr/(Fic*Pn) + 8/9*(Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz)) = 0.40 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verificado			
$Vry/(Fiv*Vny) + frvy,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.03 < 1.00$ LRFD (G) Verificado			
$Vrz/(Fiv*Vnz) + frvz,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.04 < 1.00$ LRFD (G) Verificado			
Lcy/ry = 15.90 < (Lc/r),max = 200.00 Lcz/rz = 75.06 < (Lc/r),max = 200.00 ESTABLE			
DESPLAZAMIENTOS LIMITES			
 Flechas (COORDENADAS LOCALES): No analizado			
 Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):			
vxt = 0.3 mm < vxt max = L/400.00 = 2.9 mm		Verificado	
Caso de carga más desfavorable: 2 Carga Material			
vyt = 0.1 mm < vyt max = L/400.00 = 2.9 mm		Verificado	
Caso de carga más desfavorable: 2 Carga Material			
Perfil correcto !!!			

Nota. Elaboración propia.

3.6.2. Diseño manual de rigidizadores de tolva.

Para el diseño se partida de una sección L 3 1/2" x 3 1/2" x 1/2.

$E = 200 \text{ kPa}$	Módulo de elasticidad del acero ASTM A653 GR 40
$u = 0.3$	Coefficiente de Poisson
$G = \frac{E}{2(1+u)} = 76.923 \text{ kPa}$	Módulo Cortante
$F_y = 40 \text{ ksi}$	Esfuerzo de fluencia del acero ASTM A653 GR 40

Figura 3-37:

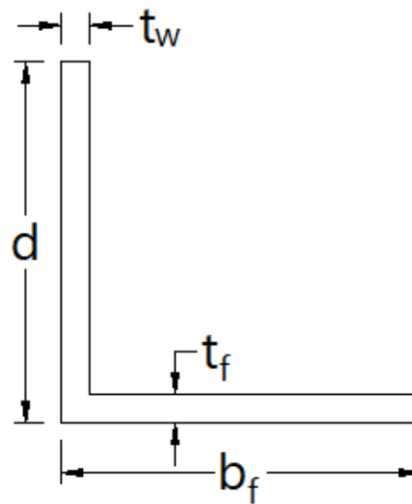
Propiedades de los rigidizadores de tolva ángulo L 3 1/2 x 3 1/2 x 1/2.

ANGLES Equal legs and unequal legs Properties for designing									
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y _p
in.	in.	lb	in.	in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in.
L3 1/2 x 3 1/2 x 1/2	7/8	11.1	3.25	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68	0.464
	13/16	9.80	2.87	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410
	3/8	8.50	2.48	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355
	5/16	7.20	2.09	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299
	1/4	5.80	1.69	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241

ANGLES Equal legs and unequal legs Properties for designing								
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	I	S	r	x	Z	x _p	r	Tan α
in.	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in.	α
L3 1/2 x 3 1/2 x 1/2	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68	0.464	0.683	1.000
	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410	0.684	1.000
	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355	0.687	1.000
	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299	0.690	1.000
	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241	0.694	1.000

Nota. Elaboración propia.

Figura 3-38: Geometría del ángulo L 3 ½ x 3 ½ x ½.



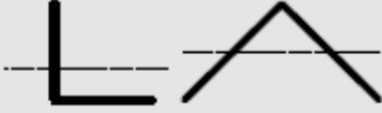
Nota. Elaboración propia.

$d = 3.5 \text{ in} = 8.89 \text{ cm}$	Largo del ángulo 1
$t_f = 0.25 \text{ in} = 0.635 \text{ mm}$	Espesor del ángulo
$h = d - t_f = 3.25 \text{ in}$	Largo efectivo del ángulo
$b_f = 3.5 \text{ in} = 8.89 \text{ mm}$	Largo del ángulo 2
$t_w = 0.25 \text{ n} = 0.635 \text{ mm}$	Espesor del ángulo
$A_g = 1.69 \text{ in}^2 = 10.903 \text{ mm}^2$	Área de sección transversal
$I_x = 2.01 \text{ in}^4 = 83.663 \text{ mm}^4$	Momento de inercia Eje X
$I_y = 2.01 \text{ in}^4 = 83.663 \text{ mm}^4$	Momento de inercia Eje Y
$J = 0.0386 \text{ in}^4 = 1.607 \text{ mm}^4$	Constante de Torsión
$S_x = 0.794 \text{ in}^3 = 13.011 \text{ mm}^3$	Módulo de Elasticidad eje X
$S_y = 0.794 \text{ in}^3 = 13.011 \text{ mm}^3$	Módulo de Elasticidad eje Y
$Z_x = 1.43 \text{ in}^3 = 23.434 \text{ mm}^3$	Módulo de Plasticidad eje X
$Z_y = 1.43 \text{ in}^3 = 23.434 \text{ mm}^3$	Módulo de Plasticidad eje Y

$\phi = 0.85$	Coeficiente a compresión
$r_x = 1.09 \text{ in} = 2.769 \text{ mm}$	Radio de giro eje X
$r_y = 1.09 \text{ in} = 2.769 \text{ mm}$	Radio de giro eje Y
$c_b = 1$	Constante C_b de momento flector, límite de $c_b = 1.5$
$L_b = 1.23 \text{ m}$	Largo del ángulo estudiado
$k_x = 1$	Coeficiente tipo de apoyo eje X
$k_y = 1$	Coeficiente tipo de apoyo eje Y
$k_z = 1$	Coeficiente tipo de apoyo eje Z

Figura 3-39:

Clasificación de tipo de esbeltez según AISC 360-16 Sección F

Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
Y = yielding, CFY = compression flange yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender, N/A = not applicable				

Nota. Adaptado Capítulo F, Diseño de miembros a flexión (p.16.1-45) por AISC 360-16

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f} = 14$$

Relación esbeltez de ala

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w} = 14$$

Relación esbeltez de alma

Figura 3-40:

Relación ancho espesor para miembros a compresión o flexión.

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
12	Legs of single angles	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
13	Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the minor axis	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
14	Stems of tees	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Adaptado Capítulo B, Requisitos de diseño (p16.1-18) por AISC 360-16

Figura 3-41: Clasificación del ama de la sección

$$MI := \begin{cases} \text{if } \lambda_f < \lambda_{pf} \\ \quad \text{"ALA - C"} \\ \text{if } \lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf} \\ \quad \text{"ALA - NC"} \\ \text{if } \lambda_{rf} < \lambda_f \\ \quad \text{"ALA - S"} \end{cases} = \text{"ALA - C"}$$

Clasificación de ala $M1 = \text{"ALA - C"}$

Nota. Elaboración propia en Mathcad Prime 10.0.0.0

$$\lambda_{rf} := 0.91 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.506$$

Límite de compacidad en ala

$$\lambda_{pf} := 0.54 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 14.542$$

Límite de no compacidad/esbeltez en ala

Figura 3-42: Clasificación de la compacticidad del alma

$$M2 := \begin{cases} \text{if } \lambda_w < \lambda_{pw} \\ \quad \text{"ALMA - C"} \\ \text{if } \lambda_{pw} < \lambda_w < \lambda_{rw} \\ \quad \text{"ALMA - NC"} \\ \text{if } \lambda_{rw} < \lambda_w \\ \quad \text{"ALMA - S"} \end{cases} = \text{"ALMA - C"} \quad \text{Clasificación del alma}$$

Nota. Elaboración propia en Mathcad Prime 10.0.0.0

$$M_p := F_y \cdot Z_y = 6.463 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Plástico}$$

$$\phi M_p := \phi \cdot F_y \cdot Z_y = 5.493 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico reducido}$$

$$M_y := F_y \cdot S_x = 3.588 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento de flexión eje Y}$$

$$M_{n1} := 1.5 \cdot M_y = 5.383 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento nominal (flexión Y)}$$

$$\phi M_{n1} := \phi \cdot 1.5 \cdot M_y = 4.575 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento nominal reducido (flexión Y)}$$

$$t := \min(t_f, t_w) = 0.635 \text{ cm} \quad \text{Espesor mínimo usado en LTB}$$

$$\beta_w := 0 \text{ cm} \quad \text{Parámetro de corrección para torsión lateral}$$

Momento Critico

$$M_{cr} := \frac{9 \cdot E \cdot A_g \cdot r_y \cdot t \cdot c_b}{8 \cdot L_b} \cdot \left(\sqrt{1 + \left(\frac{4.4 \cdot \beta_w \cdot r_y}{L_b \cdot t} \right)^2} + \left(\frac{4.4 \cdot \beta_w \cdot r_y}{L_b \cdot t} \right) \right) = 35.064 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 3-43: Calculo del Pandeo Torsional

$$Mn_2 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_y}{M_{cr}} \leq 1 \\ \left| \min \left(\left(1.92 - 1.17 \cdot \sqrt{\frac{M_y}{M_{cr}}} \right) \cdot M_y, 1.5 \cdot M_y \right) \right| \\ \text{if } \frac{M_y}{M_{cr}} > 1 \\ \left| \left(0.92 - 0.17 \cdot \frac{M_{cr}}{M_y} \right) \cdot M_{cr} \right| \end{array} \right\} = 5.383 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi Mn_{LTB} := \phi \cdot Mn_2 \cdot 0.8 = 3.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Nota. Elaboración propia en Mathcad Prime 10.0.0.0

Figura 3-44: Calculo de pandeo local

Pandeo local (LLB)

$$Mn_3 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } MI = \text{"ALA - C"} \\ \left| 1.5 \cdot F_y \cdot S_x \right| \\ \text{if } MI = \text{"ALA - NC"} \\ \left| F_y \cdot S_x \cdot \left(2.43 - 1.72 \cdot \left(\frac{b_f}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \right) \right| \\ \text{if } MI = \text{"ALA - S"} \\ \left| \frac{0.71 \cdot E}{\left(\frac{b_f}{t_f} \right)^2} \cdot S_x \right| \end{array} \right\}$$

$$Mn_3 = 5.383 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi Mn := \phi \cdot \min(Mn_1, Mn_2 \cdot 0.8, Mn_3) = 3.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Nota. Elaboración propia en Mathcad Prime 10.0.0.0

Tabla 3-15: Factor de imperfección ajustado de ancho efectivo

Case	Slender Element	c_1	c_2
(a)	Stiffened elements except walls of square and rectangular HSS	0.18	1.31
(b)	Walls of square and rectangular HSS	0.2	1.38
(c)	All other elements	0.22	1.49

Nota. Adaptado, Diseño de miembros a compresión. (p.16.1-43) por AISC360-16.

$$\lambda_{rf} := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.117 \quad \text{Límite de esbeltez de ala a compresión}$$

$$\lambda_{rw} := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.117 \quad \text{Límite de esbeltez de alma a compresión}$$

Figura 3-45: Clasificación de esbeltez del alma y ala a compresión.

$$M1 := \begin{cases} \text{if } \lambda_f > \lambda_{rf} \\ \quad \text{"ALA ESBELTO"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"ALA NO ESBELTO"} \end{cases} \quad \text{Clasificación de esbeltez de ala a compresión}$$

$M1 = \text{"ALA ESBELTO"}$

$$M2 := \begin{cases} \text{if } \lambda_w > \lambda_{rw} \\ \quad \text{"ALMA ESBELTO"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"ALMA NO ESBELTO"} \end{cases} \quad \text{Clasificación de esbeltez de alma a compresión}$$

$M2 = \text{"ALMA ESBELTO"}$

Verificación de esbeltez AISC 360-16 E2.

Nota. Elaboración propia siguiendo la norma AISC 360-16 capítulo E2

Figura 3-46: Esfuerzo Critico a compresión

$$M3 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{L_b}{\min(r_x, r_y)} > 200 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“ESBELTEZ EXCEDIDA”} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“OK”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“OK”}$$

Esfuerzos critico de compresión según apartado E.3 AISC 360-16

$$F_e := \min \left(\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_x \cdot L_b}{r_x} \right)^2}, \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_y \cdot L_b}{r_y} \right)^2} \right) = 1000.092 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{F_y}{F_e} < 2.25 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \frac{F_y}{0.658 F_e} \cdot F_y \end{array} \right\| \\ \text{if } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.877 \cdot F_e \end{array} \right\| \end{array} \right\|$$

Nota. Elaboración propia siguiendo la norma AISC 360-16 capítulo E3

$$F_{cr} = 245.727 \text{ MPa}$$

Resultado del esfuerzo de pandeo

Verificación de centro de corte según la norma AISC 360-16 E.4

$$x_c := (b_f - t_w) \cdot t_f \cdot \left(\frac{b_f - 0.5 \cdot t_w}{2} \right) \cdot \frac{1}{A_g}$$

Centro de gravedad eje x medido
del eje del alma

$$= 0.811 \text{ in}$$

$$x_0 := x_c = 0.811 \text{ in}$$

Coordenada x del centro de corte

$$y_0 := x_c = 0.811 \text{ in}$$

Coordenada y del centro de corte

$$r_0 := \sqrt{x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_y + I_x}{A_g}} = 4.883 \text{ mm}$$

Radio de giro modificado

$$H := 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2} = 0.644$$

Factor de corrección por
excentricidad

$$F_{e33} := \frac{\pi^2 \cdot E}{(k_x \cdot L_b / r_x)^2} = 1000.092 = \text{MPa}$$

Esfuerzo crítico elástico

Verificación del centro de corte según AISC 360-16 Capítulo E.4

$$x_c := (b_f - t_w) \cdot t_f \cdot \left(\frac{b_f - 0.5 \cdot t_w}{2} \right) \cdot \frac{1}{A_g}$$

Centro de gravedad eje x medido del eje
del alma

$$= 0.811 \text{ n}$$

$$x_0 := x_c = 0.811 \text{ n}$$

Coordenada x del centro de corte

$$y_0 := x_c = 0.811 \text{ n}$$

Coordenada y del centro de corte

$$r_0 := \sqrt{x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_y + I_x}{A_g}} = 4.883 \text{ m}$$

Radio de giro modificado

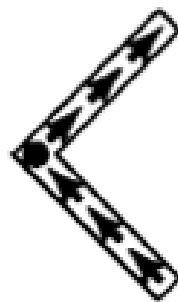
$$H := 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2} = 0.644$$

Factor de corrección por excentricidad

$$F_{e33} := \frac{\pi^2 \cdot E}{(k_x \cdot L_b)^2 / r_x} = 1000.092 \text{ MPa}$$

Esfuerzo crítico elástico

Figura 3-47: Flujo cortante en sección angular



Nota. Extraído de McCormac Edición 15. (2013)

$$F_{ez} := \frac{G \cdot J}{A_g \cdot r_0^2} = 475.478 \text{ MPa}$$

Esfuerzo crítico torsional

Esfuerzo crítico de compresión combinado

$$F_e := \left(\frac{F_{e33} + F_{ez}}{2 \cdot H} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{e33} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{e33} + F_{ez})^2}} \right) = 387.91 \text{ MPa}$$

Figura 3-48: Resistencia a la compresión

$$F_{cr} := \begin{cases} \text{if } \frac{F_y}{F_e} < 2.25 \\ \left\| \left\| 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \cdot F_y \right\| \right\| \\ \text{if } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \\ \left\| \left\| 0.877 \cdot F_e \right\| \right\| \end{cases}$$

Nota. Elaboración propia siguiendo la norma AISC 360-16

$$F_{cr} = 204.807 \text{ MPa}$$

Resultado del esfuerzo de pandeo

$$\phi P_{n2} := \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 189.809 \text{ kN}$$

Resistencia a compresión general

$$F_{elf} := \left(c_2 \cdot \frac{\lambda_{rf}}{\lambda_f} \right)^2 \cdot F_y = 458.745 \text{ MPa}$$

Esfuerzo efectivo ala

Figura 3-49: Ancho efectiva del Ala

$$b_e := \begin{cases} \text{if } \lambda_f < \lambda_{rf} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \\ \left\| \left\| b_f \right\| \right\| \\ \text{if } \lambda_f > \lambda_{rf} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \\ \left\| \left\| b_f \cdot \left(1 - c_1 \cdot \sqrt{\frac{F_{elf}}{F_{cr}}} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_{elf}}{F_{cr}}} \right\| \right\| \end{cases} = 8.89 \text{ cm}$$

Elaboración Propia según la norma AISC 360-16

$$F_{elf} := \left(c_2 \cdot \frac{\lambda_{rf}}{\lambda_f} \right)^2 \cdot F_y = 458.745 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo efectivo ala}$$

Figura 3-50: Altura efectiva del Ala

$$h_e := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda_w < \lambda_{rw} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \\ \quad \parallel h \\ \text{if } \lambda_w > \lambda_{rw} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \\ \quad \parallel h \cdot \left(1 - c_1 \cdot \sqrt{\frac{F_{elw}}{F_{cr}}} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_{elw}}{F_{cr}}} \end{array} \right\} = 8.255 \text{ cm}$$

Elaboración Propia según la norma AISC 360-16

$$A_e := A_g - (b_f - b_e) \cdot t_f - (h - h_e) \cdot t_w \quad \text{Área efectiva para compresión}$$

$$= 10.903 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_{n3} := \phi \cdot F_{cr} \cdot A_e = 189.809 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a compresión reducida}$$

Figura 3-51: Evaluación final de la resistencia del miembro

$$\phi P_n := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } M1 = \text{"ALA NO ESBELTO"} \wedge M2 = \text{"ALMA NO ESBELTO"} \\ \quad \parallel \min(\phi P_{n1}, \phi P_{n2}) \\ \text{if } M1 = \text{"ALA ESBELTO"} \vee M2 = \text{"ALMA ESBELTO"} \\ \quad \parallel \min(\phi P_{n1}, \phi P_{n2}, \phi P_{n3}) \end{array} \right\}$$

Elaboración Propia según la norma AISC 360-16

$$\phi P_n = 189.809 \text{ kN} \quad \text{Resultado final de resistencia}$$

$$F_a := \frac{\phi P_n}{A_g} = 174.086 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo admisible}$$

Determinación de Fuerzas internas de la viga

$$F_x := 47.22 \text{ kN}$$

Fuerza axial en el miembro

$$f_a := \frac{F_x}{A_g} = 43.308 \text{ MPa}$$

Esfuerzo por carga axial

$$f_a = 43.308 \text{ MPa}$$

Repetición esfuerzo axial

$$M_y := 1.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento en el eje fuerte

$$f_{by} := \frac{M_y \cdot c}{I_y} = 46.14 \text{ MPa}$$

Esfuerzo flexionante eje fuerte

$$M_x := 1.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento en el eje débil

$$f_{bx} := \frac{M_x \cdot c}{I_x} = 43.201 \text{ MPa}$$

Esfuerzo flexionante eje débil

Del Capítulo H, Diseño de miembros bajo cargas combinadas y torsión (p16.1-77) por AISC 360-16, podemos obtener la ecuación de ratio de diseño para miembros angulares

$$\left| \frac{f_{ca}}{F_{ca}} + \frac{f_{cbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{cbz}}{F_{cbz}} \right| \leq 1.0$$

$$\left| \frac{f_{ca}}{F_{ca}} + \frac{f_{cbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{cbz}}{F_{cbz}} \right| \leq 0.78$$

Se concluye que el miembro está cargado a un 78% de una combinación de cargas axiales y Momentos Flectores, no se ha realizado el cálculo por Fuerzas cortante ni momentos torsores, ya que estas cargas son pequeñas comparadas con las cargas de resistencia del miembro estudiado.

3.6.3. Diseño Rigidizadores de Tolva.

Los rigidizadores de tolva están compuestos de sección L 4x4x1/4, esta sección es óptima luego de realizar un proceso iterativo de cálculo estructural.

Tabla 3-16:

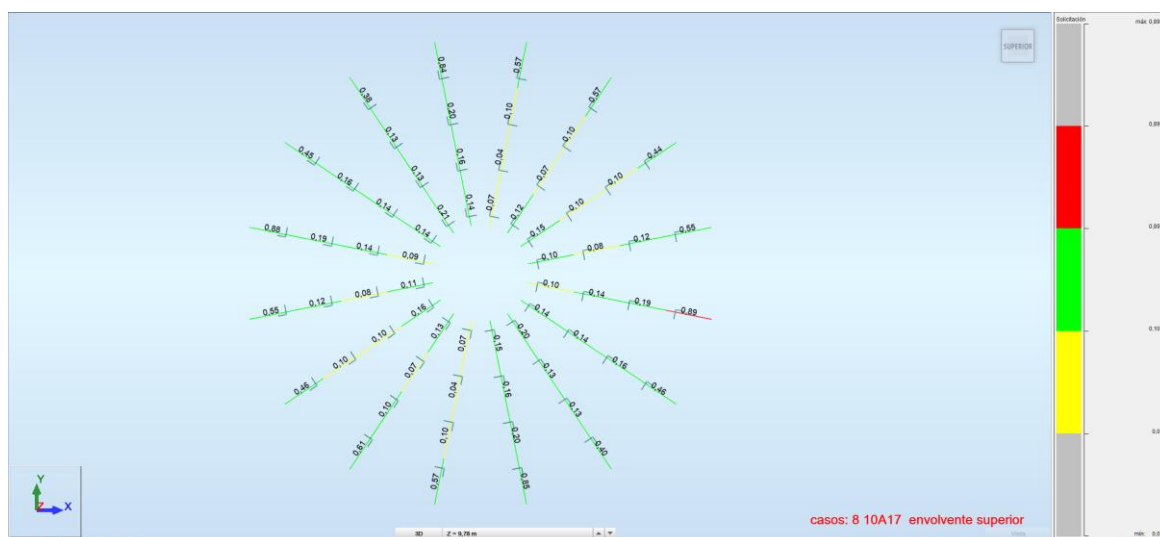
Solicitaciones de diseño de rigidizadores de tolva

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicitud	Caso
231 Barra_231	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.89	7 SD Dirección_Y
199 Barra_199	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.88	7 SD Dirección_Y
219 Barra_219	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.85	6 SD Dirección_X
162 Barra_162	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.84	6 SD Dirección_X
211 Barra_211	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.61	14 1.35D2+1.5Vx
215 Barra_215	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.57	6 SD Dirección_X
158	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.57	12 D1+0.3Vx+Sx+Sz
243 Barra_243	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.57	8 1.35D2+1.5Vy
203 Barra_203	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.55	7 SD Dirección_Y
235 Barra_235	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.55	7 SD Dirección_Y
227 Barra_227	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.46	6 SD Dirección_X
207 Barra_207	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.46	8 1.35D2+1.5Vy
170 Barra_170	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.45	6 SD Dirección_X
239 Barra_239	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.44	14 1.35D2+1.5Vx
223 Barra_223	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.4	7 SD Dirección_Y
166 Barra_166	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.38	7 SD Dirección_Y
163 Barra_163	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.21	8 1.35D2+1.5Vy
218 Barra_218	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.2	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz
161 Barra_161	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.2	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz
220 Barra_220	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.2	8 1.35D2+1.5Vy
230 Barra_230	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.19	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
198 Barra_198	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.19	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
204 Barra_204	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.16	8 1.35D2+1.5Vy
226 Barra_226	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.16	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
160 Barra_160	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.16	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz
169 Barra_169	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.16	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
217 Barra_217	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.16	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz
216 Barra_216	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.15	8 1.35D2+1.5Vy
236 Barra_236	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.15	8 1.35D2+1.5Vy
224 Barra_224	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.14	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
225 Barra_225	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.14	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
167 Barra_167	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.14	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
168 Barra_168	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.14	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
197 Barra_197	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.14	7 SD Dirección_Y
159 Barra_159	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.14	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
229 Barra_229	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.14	7 SD Dirección_Y
164 Barra_164	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.13	8 1.35D2+1.5Vy
221 Barra_221	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.13	14 1.35D2+1.5Vx
208 Barra_208	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.13	14 1.35D2+1.5Vx
165 Barra_165	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.13	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz
222 Barra_222	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.13	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz
202 Barra_202	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.12	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
234 Barra_234	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.12	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
240 Barra_240	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.12	14 1.35D2+1.5Vx
200 Barra_200	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.11	8 1.35D2+1.5Vy
228 Barra_228	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.1	7 SD Dirección_Y
214 Barra_214	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.1	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz
157	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.1	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz
206 Barra_206	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.1	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
242 Barra_242	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.1	14 1.35D2+1.5Vx
205 Barra_205	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.1	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz
238 Barra_238	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.1	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz
237 Barra_237	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.1	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz
210 Barra_210	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.83	38.83	0.1	14 1.35D2+1.5Vx
232 Barra_232	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.1	8 1.35D2+1.5Vy
171 Barra_171	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.09	7 SD Dirección_Y
233 Barra_233	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.08	7 SD Dirección_Y
201 Barra_201	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.08	7 SD Dirección_Y
241 Barra_241	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.07	6 SD Dirección_X
209 Barra_209	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.07	6 SD Dirección_X
195 Barra_195	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.07	8 1.35D2+1.5Vy
212 Barra_212	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.07	8 1.35D2+1.5Vy
196 Barra_196	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.04	6 SD Dirección_X
213 Barra_213	L 4x4x0.25	STEEL SS GR-40	38.84	38.84	0.04	6 SD Dirección_X

Nota. Elaboración propia

La barra 231 es el miembro estructural con mayor solicitud siendo esta un 89% bajo el caso 7 sismo dinámico en eje “Y” la figura 60 muestra los valores de la Tabla 3-16 en forma de mapa de barras.

Figura 3-52: Ratios de rigidizadores de tolva



Nota. Elaboración propia

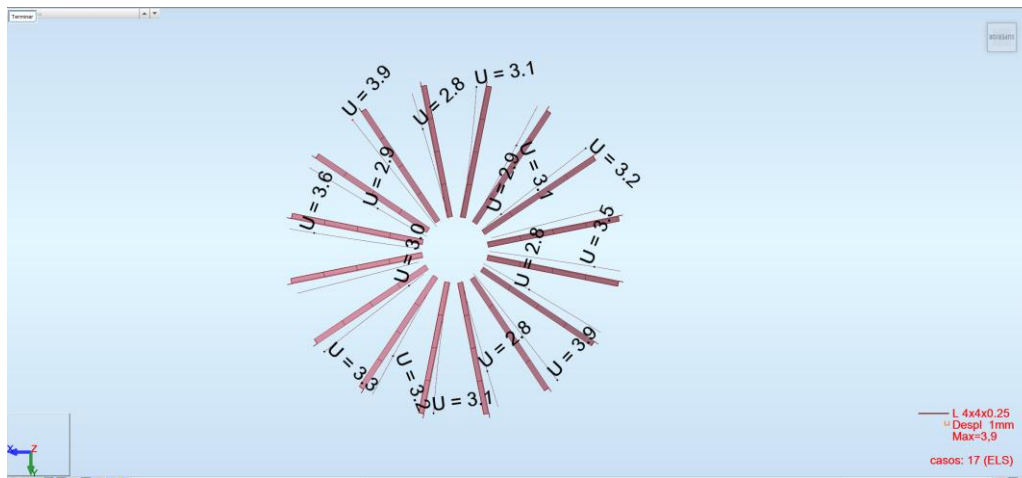
Las deflexiones deben ser menores a $L/360$ en estos rigidizadores, la Figura 3-53 muestra las deformaciones totales bajo cargas de servicio (peso propio y carga material), se tiene que cada miembro mide 4.920 m y tiene una deformación máxima U de 3.9 mm.

$$U < L/400$$

$$3.9 \text{ mm} < 4920 \text{ mm}/400$$

$$3.9 \text{ mm} < 12.3 \text{ mm}$$

Figura 3-53: Deformaciones totales en rigidizadores de la tolva.







Nota. Elaboración propia

3.7. Diseño de Estructura Base

Los elementos tipo barra están comprendidos por los perfiles estructurales que conforman toda la estructura columnas vigas arriostres, rigidizadores verticales, el programa RSA permite el diseño empleando el código americano AISC 360-16 para elementos estructurales metálicos, que es válido para el Perú porque la norma técnica la recomienda y emplea en su propia elaboración, además este software permite la optimización mediante la iteración para obtener elementos estructurales de menor sección por lo tanto menor peso y menor costo sin comprometer la resistencia estructural, el parámetro para ello es la solicitación del miembro que debe ser menor al 100% esto representa que los miembros estructurales están correctamente diseñados según AISC360-16.

Figura 3-54: Rigidizador tolva procedimiento detallado del miembro con mayor sollicitación

NORMA: ANSI/AISC 360-16 An American National Standard, July 7, 2016			
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras			
GRUPO:	BARRA: 231 Barra_231	PUNTOS: 3	COORDENADA: x = 1.00 L = 1.23 m
CARGAS: Caso de carga más desfavorable: 7 SD Dirección_Y			
MATERIAL: STEEL SS GR-40 Fy = 275.00 MPa Fu = 380.00 MPa E = 199947.97 MPa			
	PARAMETROS DE LA SECCION: L 4x4x0.25		
d=10.2 cm	Ay=6.45 cm ²	Az=6.45 cm ²	Ax=12.45 cm ²
bf=10.2 cm	Iy=124.87 cm ⁴	Iz=124.87 cm ⁴	J=1.82 cm ⁴
tw=0.6 cm	Sy=16.80 cm ³	Sz=16.84 cm ³	
tf=0.6 cm	Zy=29.82 cm ³	Zz=29.82 cm ³	
PARAMETROS DE LA BARRA:			
			
Ly = 1.23 m	Lz = 1.23 m	Lb = 1.23 m	
Lcy/ry = 38.83	Lcz/rz = 38.83	Cb = 1.00	
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS		TENSIONES DE DIMENSIONAMIENTO	
Tr = 0.07 kN*m	frvy,mx = 25.54 MPa	Fa = 149.58 MPa	Fiv*Vny = 95.81 kN
fa = 35.48 MPa	frvz,mx = 25.54 MPa	Fb = 102.97 MPa	Fiv*Vnz = 95.81 kN
fby = 37.17 MPa	Vry = 40.52 kN	Fbz = 103.21 MPa	
fbz = 30.48 MPa	Vrz = 4.70 kN		
PARÁMETRO DE SEGURIDAD			
Fib = 0.90	Fic = 0.90	Fiv = 0.90	
ELEMENTOS DE LA SECCION:			
ala = esbelto	alma = esbelto		
FORMULAS DE VERIFICACION:			
fa/Fa + fby/Fb + fbz/Fb = 0.89 < 1.00 LRFD (H2-1) Verificado			
Vry/(Fiv*Vny) + frvy,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.59 < 1.00 LRFD (G) Verificado			
Vrz/(Fiv*Vnz) + frvz,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.22 < 1.00 LRFD (G) Verificado			
Lcy/ry = 38.83 < (Lc/r),max = 200.00 Lcz/rz = 38.83 < (Lc/r),max = 200.00 ESTABLE			

Perfil correcto !!!

Nota. Elaboración propia

3.7.1. Combinaciones de carga.

Para la estructura base se emplearán las combinaciones peruanas estipuladas en la N.T.P E.020 las combinaciones y sus respectivos factores de amplificación son los siguientes son las siguientes:

- 1.4D
- 1.2·D + 1.6·L
- 1.2·D + 1.6·L + 0.8·Vx

- $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.8 \cdot V_y$
- $1.2 \cdot D + 1.3 \cdot V_x + 0.5 \cdot L$
- $1.2 \cdot D + 1.3 \cdot V_y + 0.5 \cdot L$
- $1.2 \cdot D \pm SD_x + 0.5 \cdot L$
- $1.2 \cdot D \pm SD_y + 0.5 \cdot L$
- $0.9 \cdot D + 1.3 \cdot V_x$
- $0.9 \cdot D + 1.3 \cdot V_y$
- $0.9 \cdot D \pm SD_x$
- $0.9 \cdot D \pm SD_y$

Donde: D carga muerta o peso propio, L carga viva o carga por material almacenado, V_x y V_y vientos en ambas direcciones, finalmente los sismos en S_x , S_y y S_z .

Figura 3-55: Combinaciones de carga para el método LRFD

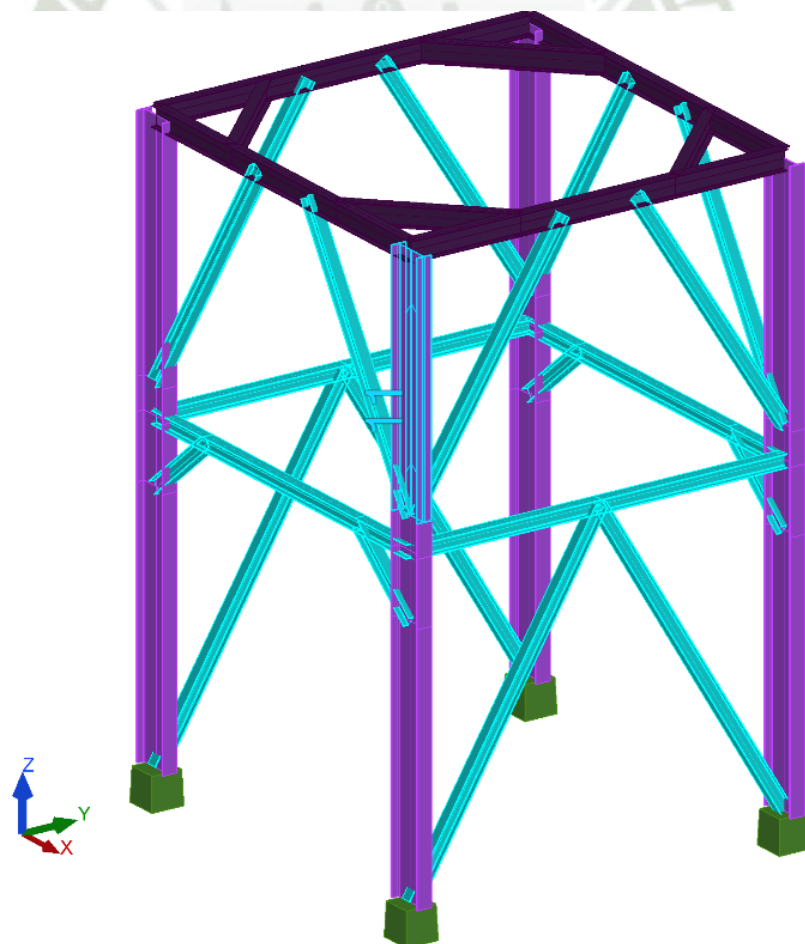
<p>La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas factorizadas. El efecto crítico puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:</p>	
$1,4D$	(1.4 -1)
$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -2)
$1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$	(1.4 -3)
$1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -4)
$1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$	(1.4 -5)
$0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)$	(1.4 -6)

Nota. Adaptado, Capítulo 5 Distribución y combinación de carga (p.14) por Norma Técnica Peruana. E.020.

3.8. Construcción del Modelo en RSA 2024.

El modelo matemático se sustenta en el método de elementos finitos tipo barra 1D, la siguiente figura muestra el modelo construido en el software RSA 2024. Los elementos estructurales aún no están definidos para ello se realizará un predimensionamiento y posteriormente se optimizará en el software primando la maximización de la resistencia estructural, minimizando la deformación y finalmente minimizando el peso, pero si se resolverá el modelo para tener los diagramas de fuerzas internas en los elementos estructurales, estos valores son importantes para dimensionar dichos elementos, además por criterio no podemos modelar elementos de rigidez baja debido a que tendremos problemas de desplazamientos grandes e inestabilidades.

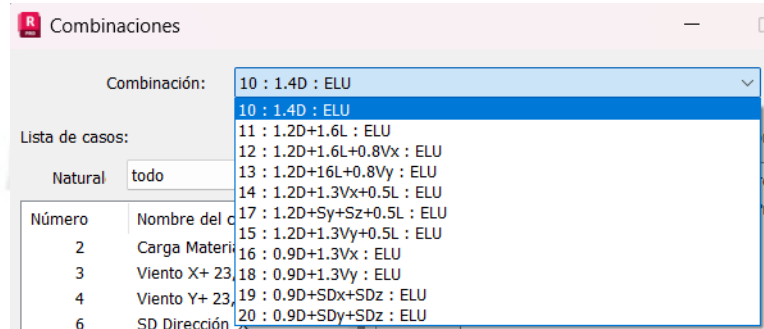
Figura 3-56: Modelo estructural en RSA 2024.



Nota. Elaboración propia

Las cargas también serán asignadas con las respectivas combinaciones.

Figura 3-57: Combinaciones de carga en estructura base.



Nota. Elaboración propia

3.8.1. Resultados fuerzas internas y momentos.

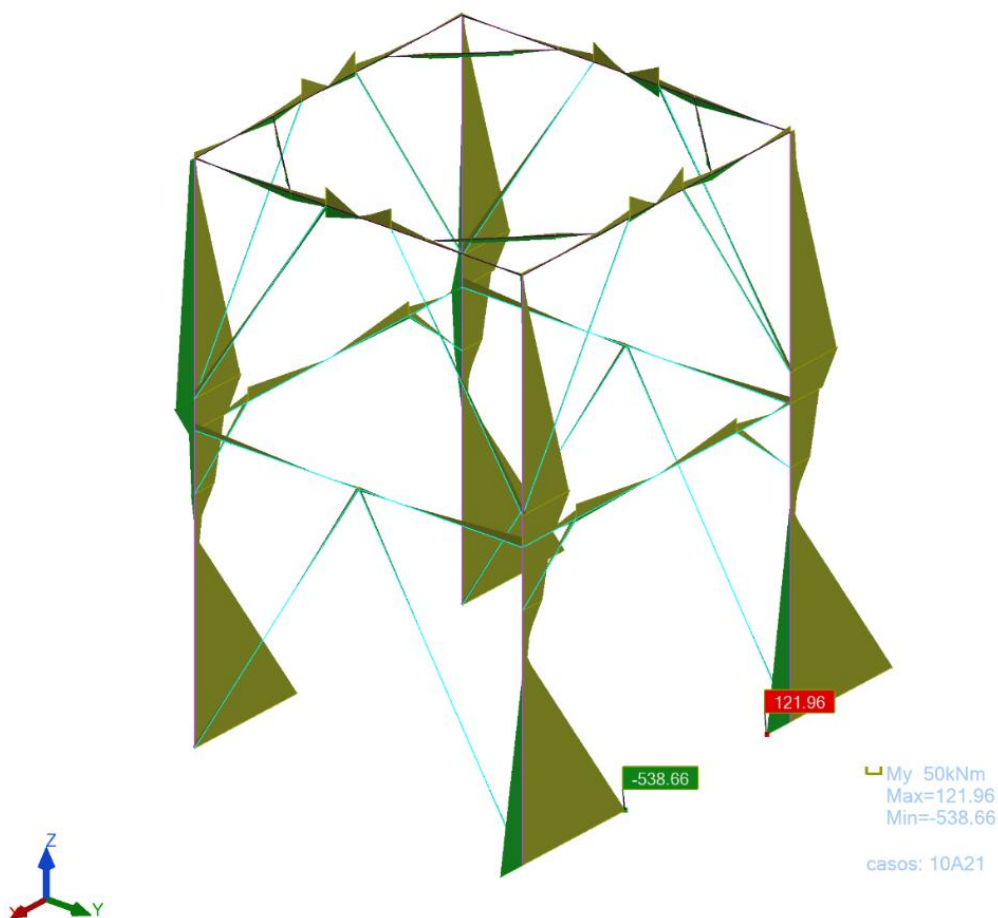
Por la naturaleza de la estructura conformado por pórticos arriostrados excéntricamente los esfuerzos predominantes son axiales y por momento flector, los esfuerzos cortantes no son considerables.

Figura 3-58: Diagrama de Fuerzas axiales de tracción y/o compresión en la estructura base.



Nota. Elaboración propia

Figura 3-59: Diagrama de momento flector en estructura de soporte base



Nota. Elaboración propia

3.8.2. Diseño de columnas manualmente.

El dimensionamiento de las columnas y otros elementos estructurales sigue un procedimiento iterativo es decir probar diferentes secciones para encontrar la más óptima ya que la resistencia de estos elementos depende completamente de la geometría, la longitud y las propiedades mecánicas del acero ASTM A653 GR40.

Figura 3-60: Propiedades geométricas W10x94.

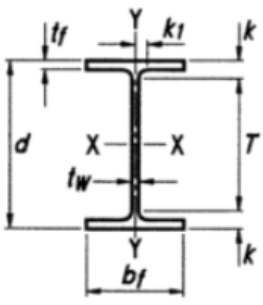


Table 1-1 (continued)
W-Shapes
Dimensions

Shape	Area, A in. ²	Depth, d in.		Web		Flange				Distance					
				Thickness, tw in.	tw 2	Width, bf in.	Thickness, tf in.	k		k1	T	Work- able Gage in.			
								kdes	kdet						
W24x103 ^c	30.3	24.5	24 1/2	0.550	9/16	5/16	9.00	9	0.980	1	1.48	1 7/8	1 1/8	20 3/4	5 1/2
x94 ^c	27.7	24.3	24 1/4	0.515	1/2	1/4	9.07	9 1/8	0.875	7/8	1.38	1 3/4	1 1/16		

Nom- inal Wt. lb/ft	Compact Section Criteria bf/2t h/tw		Axis X-X				Axis Y-Y				rbs	ho	Torsional Properties	
			I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	Cw
			in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³			in. ⁴	in. ⁶
103	4.59	39.2	3000	245	10.0	280	119	26.5	1.99	41.5	2.40	23.5	7.07	16600
94	5.18	41.9	2700	222	9.87	254	109	24.0	1.98	37.5	2.40	23.4	5.26	15000

Nota. Adaptado de Manual LRFD 14th edición

El procedimiento siguiente esta realizado en Mathcad prime, es el siguiente.

$b_f := 9.07 \text{ in} = 23.04 \text{ mm}$ Ancho del ala

$d := 24.3 \text{ in} = 61.72 \text{ mm}$ Altura del alma

$t_f := 0.875 \text{ in} = 2.22 \text{ mm}$ Espesor del ala

$t_w := 0.515 \text{ in} = 1.31 \text{ mm}$ Espesor del alma

$A := 27.7 \text{ in}^2 = 178.71 \text{ mm}^2$ Área de la sección

$I_y := 2700 \text{ in}^4 = 112382.48 \text{ mm}^4$ Inercia eje fuerte y

$I_z := 109 \text{ in}^4 = 4536.92 \text{ mm}^4$ Inercia eje débil z

$S_y := 222 \text{ in}^3 = 3637.93 \text{ mm}^3$ Módulo de sección elástico eje y

$S_z := 24 \text{ in}^3 = 393.29 \text{ mm}^3$	Módulo de sección elástico eje z
$Z_y := 254 \text{ in}^3 = 4162.31 \text{ mm}^3$	Módulo de sección plástico eje y
$Z_z := 37.5 \text{ in}^3 = 614.51 \text{ mm}^3$	Módulo de sección plástico eje z
$J := 5.26 \text{ in}^4$	Constante de torsión
$C_w := 15000 \text{ in}^6 = 4028038 \text{ mm}^6$	Factor C_w
$r_y := 9.87 \text{ in} = 25.07 \text{ mm}$	Radio de inercia respecto a y
$r_z := 1.98 \text{ in} = 5.03 \text{ mm}$	Radio de inercia respecto a z
$K := 1$	Constantes de K por tipo de apoyo según NTP E.090 Sección 3.2.1
$L := 4 \text{ m}$	Longitud no arriostrada de la columna
$\frac{K \cdot L}{r_y} = 15.96$	Esbeltez de la columna eje fuerte (< 200 , cumple con NTP E.090 Sección 2.7)

Según la norma Técnica Peruana E.090 sobre el factor “K” es 1 por las siguientes razones.

En armaduras y pórticos donde la estabilidad lateral la proporcionan arriostres diagonales, muros de corte o sistemas equivalentes, el factor K de longitud efectiva para los elementos de compresión debe tomarse como la unidad, a menos que un análisis estructural muestre que puede usarse un valor menor.

Debe verificarse mediante un análisis estructural, que el sistema de arriostamiento vertical para un pórtico arriostrado de varios pisos sea adecuado para prevenir que la estructura pandee y mantenga su estabilidad lateral, incluyendo los efectos de volteo por desplazamiento lateral, bajo las cargas dadas en la Sección 1.4.

El sistema de arriostamiento vertical para pórticos arriostrados de varios pisos puede considerarse que trabaja en conjunto con los muros exteriores e interiores resistente al corte, losas de pisos y de azoteas, los cuales deben estar adecuadamente conectados a los pórticos estructurales. Las columnas, las vigas, entre otros elementos estructurales.

$L := 4 \text{ m}$	Longitud no arriostrada de la columna
$\frac{K \cdot L}{r_y} = 15.96$	Esbeltez de la columna eje fuerte (< 200, cumple con NTP E.090 Sección 2.7)
$\frac{K \cdot L}{r_z} = 79.54$	Esbeltez de la columna eje débil (< 200, cumple con NTP E.090 Sección 2.7)
$\lambda_c := \left(\frac{K \cdot L}{r_y \cdot \pi}\right)^2 \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.19$	Relación de esbeltez (Eje fuerte) según NTP E.090 Ecuación 5.2-4
$\phi_c := 0.85$	Coefficiente de seguridad a compresión según NTP E.090 Ecuación 5.2-1

Figura 3-61: Carga de Pandeo Crítica

$F_{cr} := \begin{cases} \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \quad \alpha \leftarrow 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y \\ \text{else} \\ \quad \alpha \leftarrow \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) \cdot F_y \end{cases}$	<p>= 271.71 MPa</p> <p>Según la NTP E.090</p> <p>Tenemos dos condiciones para $\lambda_c \leq 1.5$</p> <p>$F_{cr} := 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y$ Ecuación 5.2-2</p> <p>Para $\lambda_c > 1.5$</p> <p>$F_{cr} := \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) \cdot F_y$ Ecuación 5.2-3</p>
---	---

Nota. Elaboración Propia según NTP E.090

$\phi_c P_{n1} := 0.85 \cdot A \cdot F_{cr} = 103267.63 \text{ kN}$	Resistencia a la compresión. Según la NTP E.090 Ecuación 5.2-1
---	--

$\lambda_c := \left(\frac{K \cdot L}{r_z \cdot \pi}\right)^2 \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.94$	Relación de esbeltez eje débil según NTP E.090 Ecuación 5.2-4
$\phi_c := 0.85$	Coefficiente de seguridad a compresión según NTP E.090 Ecuación 5.2-1

$$F_{cr} := 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y = 190.49 \text{ MPa}$$

Carga de pandeo crítica eje débil según
la NTP E.090 Ecuación 5.2-2

$$\phi_c P_{n2} := \phi_c \cdot A \cdot F_{cr} = 2893.64 \text{ kN}$$

Resistencia por compresión eje débil.

$$\phi_c P_n := \min(\phi_c P_{n1}, \phi_c P_{n2}) = 2893.64 \text{ kN}$$

Resistencia a compresión total según
NTP E.090 Sección 5.2.1

$$Z_y = 4162.31 \text{ mm}^3$$

Módulo de sección plástico eje y

$$S_y = 3637.93 \text{ mm}^3$$

Módulo de sección elástico eje y

$$M_p := F_y \cdot Z_y = 1147.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento plástico según NTP E.090
Sección 6.1-1

$$M_y := S_y \cdot F_y = 1003.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento elástico según NTP E.090
Sección 6.1-1

$$M_p = 1147.93 \text{ N} \cdot \text{m} < 1.5 \cdot M_y$$

$$= 1504.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Condición de diseño: momento plástico
debe ser menor a 1.5 veces el momento
elástico

$$M_{ny} := M_p = 1147.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento de fluencia eje fuerte según
NTP E.090 Ecuación 6.1-1

$$C_b := 1$$

Factor de amplificación de momento
según NTP E.090 Sección 6.1.1. 2a

$$L_b := L = 4 \text{ m}$$

Longitud entre puntos de arriostre contra
desplazamiento lateral del ala en
compresión

$$F_{yf} := F_y = 275.79 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de fluencia del alma.

$$F_{yw} := F_y = 275.79 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de fluencia del ala.

$$L_p := \frac{788 \cdot r_z}{\sqrt{F_{yf}/MPa}} = 2.39 \text{ m}$$

Longitud sin límite de arriostre para desarrollar la capacidad plástica total.

Ecuación 6.1-4

$$F_r := 70 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de compresión residual en el ala.

$$F_L := \min(F_{yf} - F_r, F_{yw}) = 205.79 \text{ MPa}$$

Valor mínimo entre fluencia menos esfuerzo residual y fluencia del ala.

Ecuación 6.1.1. 2a

$$X_1 := \frac{\pi}{S_y} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = 14977.69 \text{ MPa}$$

Ecuación 6.1-8

$$X_2 := 4 \cdot \frac{C_w}{I_z} \cdot \left(\frac{S_y}{G \cdot J}\right)^2 = 0 \frac{1}{Pa^3} \cdot MPa$$

Ecuación 6.1-9

$$M_r := F_L \cdot S_y = 748.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente. Ecuación 6.1-7

$$L_r := \frac{r_z \cdot X_1}{F_L} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_L^2}} = 7.17 \text{ m}$$

Longitud crítica. Ecuación 6.1-6

Momento nominal de diseño. Ecuación 6.1-2

$$M_n := C_b \cdot \left(M_p - (M_p - M_r) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \right) = 1013.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b M_{ny} := 0.9 \cdot M_n = 911.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a la flexión (estado límite de pandeo torsional).

Ecuación 6.1.1.2

$$Z_z := 614.51 \text{ cm}^3$$

Módulo de sección plástico eje z.

$$M_p := F_y \cdot Z_z$$

Momento de fluencia (flexión eje débil).

$$M_{nz} := M_p = 169.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento nominal en eje débil.

$\phi_b := 0.9$	Coefficiente de seguridad a flexión.
$\phi_b M_{nz} := 0.9 \cdot M_{nz} = 152.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Resistencia de diseño a la flexión eje débil.
$P_{comp} := 599.46 \text{ kN}$	Carga axial de compresión aplicada.
$M_Y := 768.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento flector eje y.
$M_Z := 1.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento flector eje z.
$\phi_c P_n := 2893.64 \text{ kN}$	Resistencia a compresión total.
$\phi_b M_{ny} := 911.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión eje fuerte.
$\phi_b M_{nz} := 152.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión eje débil.
$\phi_{cc} P_n := 0.9 \cdot A \cdot F_{cr} = 3063.86 \text{ kN}$	Resistencia de compresión combinada.

Figura 3-62: Ratio de diseño del miembro

$$\text{Ratio} := \begin{cases} \text{if } \frac{P_{comp}}{\phi_c P_n} < 0.2 \\ \alpha \leftarrow \frac{P_{comp}}{2 \cdot \phi_c P_n} + \left(\left| \frac{M_Y}{\phi_b M_{ny}} \right| + \left| \frac{M_Z}{\phi_b M_{nz}} \right| \right) \\ \text{else} \\ \alpha \leftarrow \frac{P_{comp}}{2 \cdot \phi_c P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left(\left| \frac{M_Y}{\phi_b M_{ny}} \right| + \left| \frac{M_Z}{\phi_b M_{nz}} \right| \right) \end{cases}$$

Ratio = 0.86

Nota. Elaboración Propia según NTP E.090 Ecuación 8.1-a y 8.1-b

$h := d = 61.72 \text{ cm}$ Altura del alma.

$\frac{h}{t_w} = 47.18$ Relación h/tw, menor a 260, se usa la ecuación de resistencia nominal.

$\phi_v := 0.9$ Factor de seguridad por corte.

$\frac{h}{t_w} < \frac{1098}{\sqrt{F_y / MPa}} \Rightarrow 1.0$ Condición de esbeltez para corte. NTP E.090 sección 6.2.2.1

$$\frac{1098}{\sqrt{F_y/MPa}} = 66.12$$

Límite de h/t_w para corte. NTP E.090

sección 6.2.2.1

$$A_w := d \cdot t_w = 80.74 \text{ cm}^2$$

Área del alma. NTP E.090 sección 6.2.1

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w = 1336.01 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a corte. NTP E.090

Ecuación 6.2-1

$$\phi_v V_n := 0.9 \cdot V_n = 1202.41 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño a corte. NTP E.090

sección 6.2.2.1

$$V_z = 228.49 \text{ kN}$$

Esfuerzo de corte solicitado.

$$\frac{V_z}{\phi_v V_n} = 0.19$$

Ratio a corte.

$$\phi_v V_n := 1 \cdot V_n = 1336.01 \text{ kN}$$

Resistencia a corte considerando factor de seguridad completo.

La columna W24x94 cumple con las demandas de cargas axiales y de momento ya que la ratio es menor a 1 bajo las cargas combinadas.

3.8.3. Cálculo columna mediante RSA 2024.

El software presenta un módulo de análisis de miembros de acero tales como columnas, vigas y barras, para ello emplea la norma AISC 360-16, también posee opciones de optimización para encontrar los miembros más ligeros pero sin comprometer la resistencia que se ve reflejada en los ratios de diseño bajo las combinaciones de esfuerzo de compresión y flexión ya que los esfuerzos torsionales son nulos debido a la regularidad de la estructura, y los esfuerzos por fuerzas cortante no son tan elevadas como se mostró en el cálculo manual.

Figura 3-63: Ratios de diseño de miembros estructurales de acero.



Nota. Elaboración propia

La columna más óptima obtenida por el proceso iterativo es de sección W24x94 tiene una longitud total de 9.5 metros arriostrada y sin arriostrar tiene una longitud de 4 m el material está constituido por acero Structural ASTM A653 SS GR 40.

Tabla 3-17: Solicitación de Columnas y deformaciones máximas

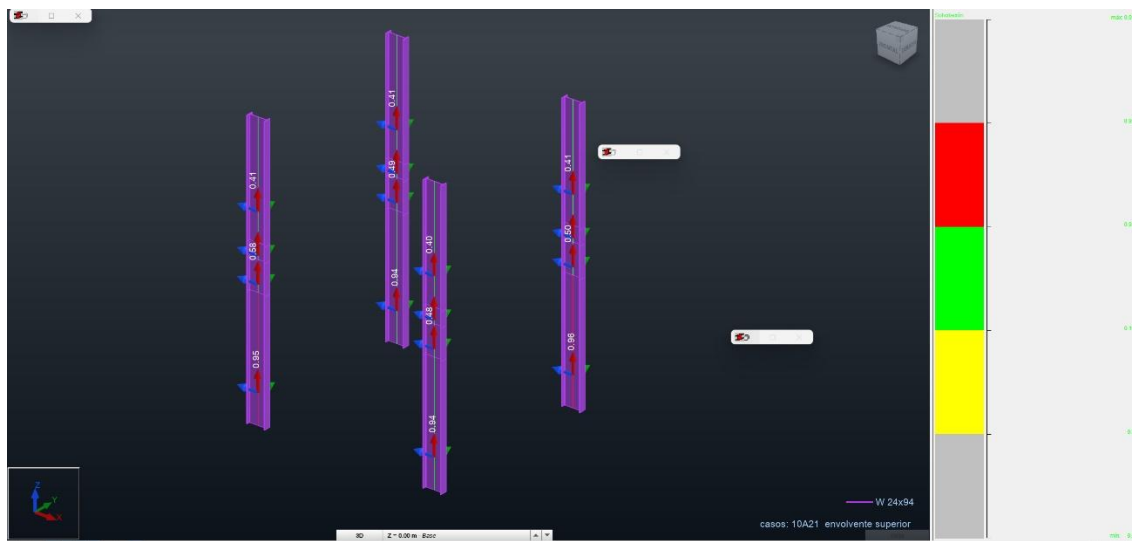
ANSI/AISC 360-16 - Verificación de las barras (ELU) 6 8 11A13 156 172 175A178 247 249 251 264 270

Resultados Mensajes

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
175	W 24x94	STEEL SS G	15.95	79.39	0.96	19 0.9D+SDx+SDz
156	W 24x94	STEEL SS G	15.95	79.39	0.95	19 0.9D+SDx+SDz
8 Columna_8	W 24x94	STEEL SS G	15.95	79.39	0.94	19 0.9D+SDx+SDz
177	W 24x94	STEEL SS G	15.95	79.39	0.94	19 0.9D+SDx+SDz
247 Columna_247	W 24x94	STEEL SS G	1.99	9.92	0.58	17 1.2D+Sy+Sz+0.5L
12 Columna_12	W 24x94	STEEL SS G	1.99	9.92	0.50	17 1.2D+Sy+Sz+0.5L
249	W 24x94	STEEL SS G	1.99	9.92	0.49	17 1.2D+Sy+Sz+0.5L
6 Columna_6	W 24x94	STEEL SS G	1.99	9.92	0.48	20 0.9D+SDy+SDz
13	W 24x94	STEEL SS G	15.07	75.02	0.41	19 0.9D+SDx+SDz
251	W 24x94	STEEL SS G	15.07	75.02	0.41	19 0.9D+SDx+SDz
264	W 24x94	STEEL SS G	15.07	75.02	0.41	6 SD Dirección_X
11 Columna_11	W 24x94	STEEL SS G	15.07	75.02	0.40	6 SD Dirección_X
172	W 24x94	STEEL SS G	3.99	19.85	0.30	19 0.9D+SDx+SDz
176	W 24x94	STEEL SS G	3.99	19.85	0.29	19 0.9D+SDx+SDz
178	W 24x94	STEEL SS G	3.99	19.85	0.29	19 0.9D+SDx+SDz
270 Columna_270	W 24x94	STEEL SS G	3.99	19.85	0.28	6 SD Dirección_X

Nota. Elaboración propia

Figura 3-64: Mapa de Ratios de diseño con ejes locales de columna



Nota. Elaboración propia

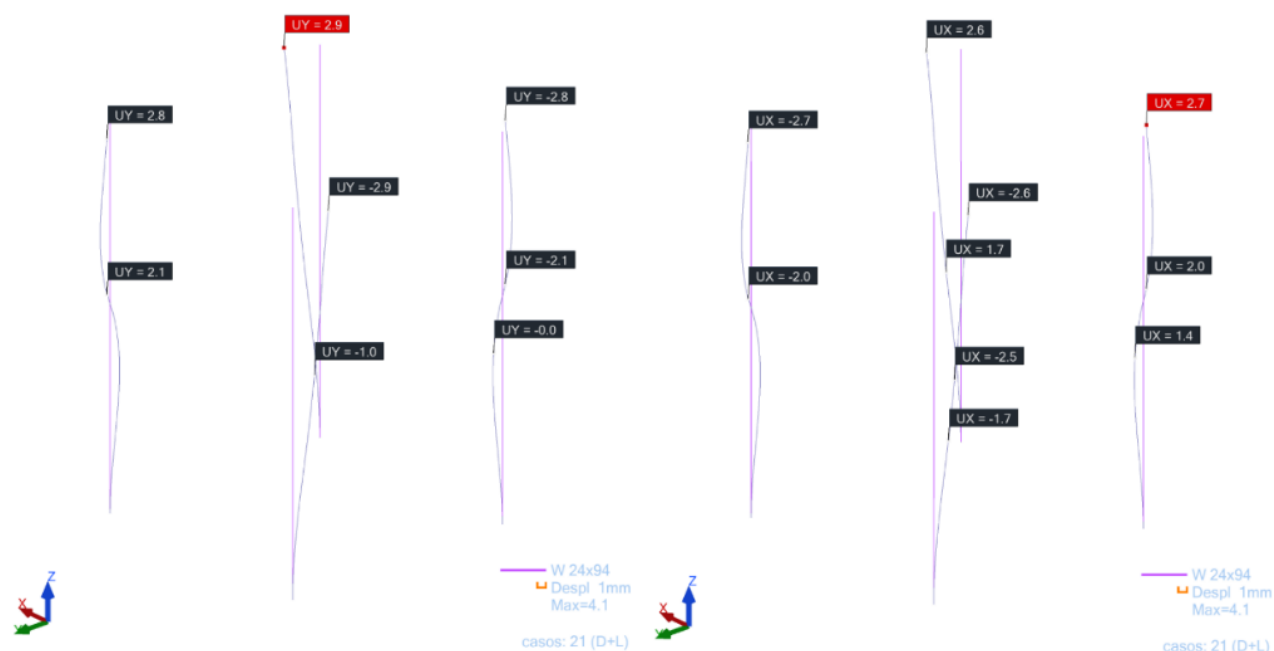
Es importante el control de las deflexiones en las columnas, para ello la figura 48 muestra las deflexiones en el eje “X” y” Y”. El procedimiento simplificado de verificación de la columna con mayor sollicitación se muestra en la siguiente figura. La longitud no arriostrada es 9.5 metros, pero la longitud arriostrada para efectos de cálculo es de 5 metros la columna está sometida predominantemente a fuerzas axiales y momentos flectores.

La norma AISC 360-16 no da valores fijos para los desplazamientos en este tipo de estructuras, pero recomienda deformaciones laterales entre $L/360$ a $L/1000$ dependiendo del uso estructural, por otro lado, la norma peruana NTP E.020 recomienda valores de $L/360$ según la Tabla 3-18 .

La verificación de las deformaciones por estado límite de servicio bajo cargas del material almacenado debe ser menor a $H/360 = 9.28\text{m}/360$ es decir las deflexiones no deben pasar de 25.7mm.

La Figura 3-65 muestra los valores de deformación lateral de la viga bajo las cargas de servicio ELS que corresponde el peso propio y al silo lleno (D+L).

Figura 3-65: Deformaciones laterales en columnas Eje "X" y "Y"



Nota. Elaboración propia

Tabla 3-18: Flechas Máximas para elementos estructurales

TIPO DE ELEMENTO	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA MÁS LAS FLECHAS DIFERIDAS
Pisos	L/360	L/240*
Techos	L/180	-

L: Luz del elemento. Para volados se tomará como L, el doble de la longitud del elemento.

Flecha diferida: Se establece en función de cada material de acuerdo a su Norma respectiva. La flecha diferida se calculará para las cargas permanentes más la fracción de sobrecarga que actúa permanentemente.

* No aplicable a estructuras metálicas.

Nota. Adaptado de la NTP E.020 Cargas Capítulo 7 Rigidez, Artículo 25-Flechas.

Figura 3-66: Procedimiento de Verificación de la columna con mayor solicitación.

NORMA: ANSI/AISC 360-16 An American National Standard, July 7, 2016			
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras			
GRUPO:			
BARRA: 175	PUNTOS: 1	COORDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m	
CARGAS:			
Caso de carga más desfavorable: 19 0.9D+SDx+SDz 1*0.90+(6+9)*1.00			
MATERIAL:			
STEEL SS GR-40 Fy = 275.00 MPa Fu = 380.00 MPa E = 199947.97 MPa			
 PARAMETROS DE LA SECCION: W 24x94			
d=61.7 cm	Ay=102.40 cm ²	Az=80.74 cm ²	Ax=178.71 cm ²
bf=23.0 cm	Iy=112382.48 cm ⁴	Iz=4536.92 cm ⁴	J=218.94 cm ⁴
tw=1.3 cm	Sy=3641.57 cm ³	Sz=393.87 cm ³	
tf=2.2 cm	Zy=4162.31 cm ³	Zz=614.51 cm ³	
PARAMETROS DE LA BARRA:			
 Ly = 4.00 m	 Lz = 4.00 m	 Lb = 4.00 m	
Lcy = 4.00 m	Lcz = 4.00 m	Cb = 1.00	
Lcy/ry = 15.95	Lcz/rz = 79.39		
ESFUERZOS INTERNOS:		RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO	
Tr = 0.01 kN*m	frvy,mx = 0.08 MPa	Fic*Pn = 3062.51 kN	
	frvz,mx = 0.05 MPa	Fib*Mny = 904.70 kN*m	
Pr = 599.46 kN	Vry = 1.20 kN	Fiv*Vny = 1520.68 kN	
Mry = -768.73 kN*m	Vrz = 228.49 kN	Fib*Mnz = 152.09 kN*m	
Mrz = 1.39 kN*m		1.00*Vnz = 1332.19 kN	
PARÁMETRO DE SEGURIDAD			
Fib = 0.90	Fic = 0.90	Fiv = 0.90	
ELEMENTOS DE LA SECCION:			
ala = compacto alma = esbelto			
FORMULAS DE VERIFICACION:			
Pr/(2*Fic*Pn) + Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz) = 0.96 < 1.00 LRFD (H1-1b) Verificado			
Vry/(Fiv*Vny) + frvy,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.00 < 1.00 LRFD (G) Verificado			
Vrz/(1.00*Vnz) + frvz,mx/(0.6*1.00*Fy) = 0.17 < 1.00 LRFD (G) Verificado			
Lcy/ry = 15.95 < (Lc/r),max = 200.00 Lcz/rz = 79.39 < (Lc/r),max = 200.00 ESTABLE			

Perfil correcto !!!

Nota. Elaboración propia

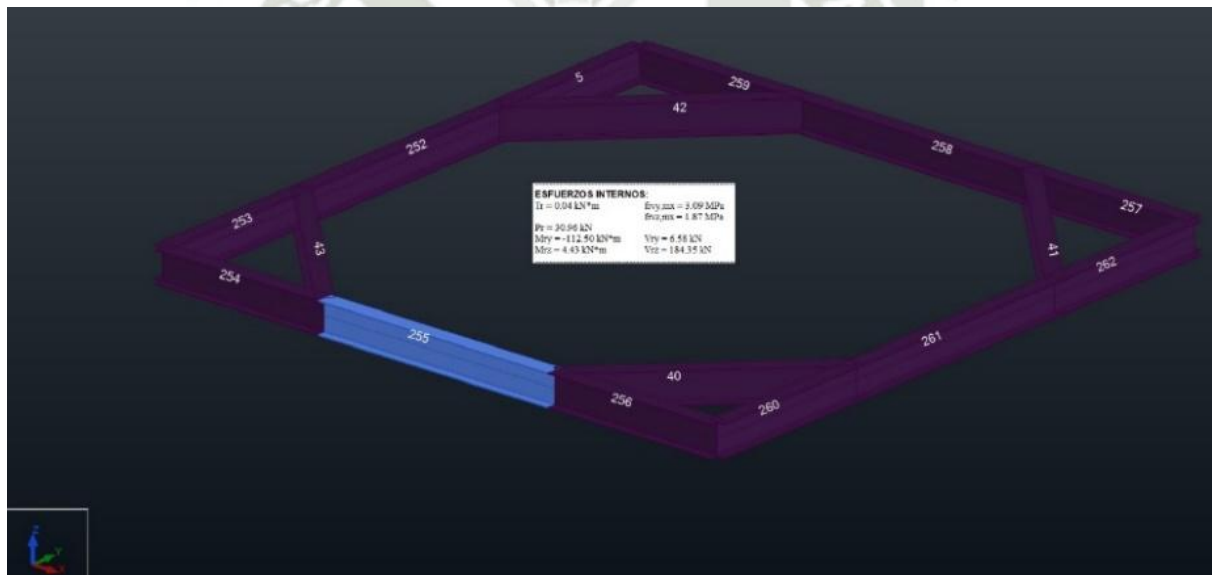
Del diseño de la columna se concluye que, el procedimiento manual aplicando la NTP E.090 tenemos un ratio de diseño de 0.86 y por el procedimiento de la norma americana AISC 360-16 es un factor 0.96 calculado mediante el software RSA 2024, se tiene una diferencia, esto se debe a que existen ligeras variaciones, el factor a compresión es de 0.85 en la NTP E.090 y en la norma americana AISC 360-16 es de 0.9, además para el cálculo de los factores por corte la norma NTP E.090 considera un factor de 0.9 y la norma americana AISC360-16 tiene un factor de 1, se puede ver esta diferencia en la Figura 3-66, las normas peruanas aparentemente son más seguras, pero las normas americanas tiene un mejor sustento teórico y práctico, además

la normativa peruana está basada en las normas americanas y la propia norma indica revisar las normas americanas.

3.8.4. Diseño de Vigas manualmente.

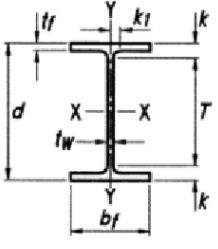
Las propiedades del material ya fueron definidas, a continuación, se muestran las cargas que producen una mayor demanda bajo la combinación $0.9D+SDx+SDz$ esto se muestra en la Figura 3-67, para ello se elegirá una viga W12x26 como perfil inicial luego este valor se ira variando ya que el diseño es iterativo las propiedades de esta sección se muestran en la Figura 3-68.

Figura 3-67: Cargas en vigas



Nota. Elaboración propia

Figura 3-68: Propiedades geométricas W10x26



**Table 1-1 (continued)
W-Shapes
Dimensions**

Shape	Area, A		Depth, d		Web			Flange			Distance			Workable Gage	
	in. ²		in.		Thickness, t _w	t _w /2	Width, b _f	Thickness, t _f	k		k ₁	T			
	in. ²		in.		in.	in.	in.	in.	k _{des}	k _{det}	in.	in.			
W12×35 ^c	10.3	12.5	12½	0.300	5/16	3/16	6.56	6½	0.520	½	0.820	1¾/16	¾	10½/8	3½
×30 ^c	8.79	12.3	12¾/8	0.260	¼	¼	6.52	6½	0.440	7/16	0.740	1¼/8	¾	↓	↓
×26 ^c	7.65	12.2	12¼/4	0.230	¼	¼	6.49	6½	0.380	¾/8	0.680	1¼/16	¾	↓	↓

Nominal Wt. lb/ft	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r _{ts}	h _o	Torsional Properties	
	b _f /2t _f	h/t _w	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C _w
	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ⁶				
35	6.31	36.2	285	45.6	5.25	51.2	24.5	7.47	1.54	11.5	1.79	12.0	0.741	879
30	7.41	41.8	238	38.6	5.21	43.1	20.3	6.24	1.52	9.56	1.77	11.9	0.457	720
26	8.54	47.2	204	33.4	5.17	37.2	17.3	5.34	1.51	8.17	1.75	11.8	0.300	607

Nota. Adaptado de Manual LRFD 14th edición

El procedimiento realizado en Mathcad Prime es el siguiente:

- $b_f := 9.07 \text{ in} = 23.04 \text{ mm}$ Ancho del ala
- $d := 24.3 \text{ in} = 61.72 \text{ mm}$ Altura del alma
- $t_f := 0.875 \text{ in} = 2.22 \text{ mm}$ Espesor del Ala
- $t_w := 0.515 \text{ in} = 1.31 \text{ mm}$ Espesor del Alma
- $A := 27.7 \text{ in}^2 = 178.71 \text{ mm}^2$ Área de la sección
- $I_y := 204 \text{ in}^4 = 8491.12 \text{ mm}^4$ Inercia Eje Fuerte y
- $I_z := 17.3 \text{ in}^4 = 720.08 \text{ mm}^4$ Inercia Eje Débil z
- $S_y := 33.4 \text{ in}^3 = 547.33 \text{ mm}^3$ Módulo de sección elástico eje y
- $S_z := 5.34 \text{ in}^3 = 87.51 \text{ mm}^3$ Módulo de sección elástico eje z

$Z_y := 37.2 \text{ in}^3 = 609.6 \text{ mm}^3$	Módulo de sección plástico eje y
$Z_z := 8.17 \text{ in}^3 = 133.88 \text{ mm}^3$	Módulo de sección plástico eje z
$J := 0.3 \text{ in}^4$	Constante de torsión
$r_y := 5.17 \text{ in} = 13.13 \text{ mm}$	Radio de inercia respecto a y
$r_z := 1.51 \text{ in} = 3.84 \text{ mm}$	Radio de inercia respecto a z
$C_w := 607 \text{ in}^6 = 163001.27 \text{ mm}^6$	Factor C_w
$K := 1$	Constantes de K por tipo de apoyo
$L := 2.45 \text{ m}$	Longitud no arriostrada de la viga
$\frac{K \cdot L}{r_y} = 18.66$	Esbeltez de la viga eje fuerte: < 200, el miembro no falla por esbeltez según NTP E.090 Sección 2.7
$\frac{K \cdot L}{r_z} = 63.88$	Esbeltez de la viga eje débil: < 200, el miembro no falla por esbeltez según NTP E.090 Sección 2.7

Resistencia por compresión Eje fuerte.

$$\lambda_c := \frac{K \cdot L}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.22$$

Según NTP E.090 Ecuación 5.2-4

$$\phi_c := 0.85$$

Coefficiente de seguridad a compresión

según NTP E.090 Ecuación 5.2-1

Figura 3-69: Carga de pandeo Crítica

Carga de Pandeo Crítica.

$$F_{cr} := \begin{cases} \text{if } \lambda_c \leq 1.5 & = 270.23 \text{ MPa} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} a \leftarrow 0.658 \lambda_c^2 \cdot F_y \\ \text{else} \\ a \leftarrow \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \end{array} \right. & \text{Según la NTP E.090} \\ & \text{Tenemos dos condiciones para } \lambda_c \leq 1.5 \\ & F_{cr} := 0.658 \lambda_c^2 \cdot F_y \text{ Ecuación 5.2-2} \\ & \text{Para } \lambda_c > 1.5 \\ & F_{cr} := \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \text{ Ecuación 5.2-3} \end{cases}$$

Nota. Elaboración Propia según NTP E.090 Ecuación 5.2-2 y 5.2-3

$$\phi_c P_{n1} := 0.85 \cdot A \cdot F_{cr} = 20858.37 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a la compresión según NTP E.090 Ecuación 5.2-1}$$

$$\lambda_c := \frac{K \cdot L}{r_z \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.76 \quad \text{Resistencia por compresión eje débil, según NTP E.090 Ecuación 5.2-4}$$

$$F_{cr} = 0.658 \lambda_c^2 \cdot F_y = 217.23 \text{ MPa} \quad \text{Carga de pandeo crítica eje débil, según NTP E.090 Ecuación 5.2-2}$$

$$\phi_c P_{n2} := \phi_c \cdot A \cdot F_{cr} = 911.31 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a la compresión eje débil según NTP E.090 Ecuación 5.2-1}$$

Diseño por Flexión Eje fuerte.

$$Z_y = 609.6 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo de sección plástico eje "y"}$$

$$S_y = 547.33 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo de sección elástico eje y}$$

$$M_p := F_y \cdot Z_y = 168.12 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico según NTP E.090 Sección 6.1-1}$$

$$M_y := S_y \cdot F_y = 150.95 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Elástico según NTP E.090 Sección 6.1-1}$$

$$M_{nj} := M_p = 168.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento de Fluencia según NTP E.090
Ecuación 6.1-1

$$C_b := 1$$

Según NTP E.090 Sección 6.1.1.2a se
puede asumir un valor de 1

$$L_b := L = 2.45$$

Distancia entre puntos de arriostre contra
desplazamiento lateral del ala en
compresión

$$F_{yf} := F_y = 275.79 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de Fluencia del Alma

$$F_{yw} := F_y = 275.79 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de Fluencia del Ala

$$L_p := \frac{788 \cdot r_z}{\sqrt{\frac{F_{yf}}{\text{MPa}}}} = 1.82 \text{ m}$$

Longitud sin límite de arriostre según
NTP E.090 Ecuación 6.1-4

$$F_r := 70 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de compresión residual en el ala

$$F_L := \min(F_{yf} - F_r, F_{yw}) = 205.79 \text{ MPa}$$

El menor valor entre $(F_{yf} - F_r)$ o (F_{yw})
según NTP E.090 Sección 6.1.1. 2a

$$X_1 := \frac{\pi}{S_y} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = 12494.25 \text{ MPa}$$

Según NTP E.090 Ecuación 6.1-8

$$X_2 := 4 \cdot \frac{C_w}{I_z} \cdot \left(\frac{S_y}{G \cdot J}\right)^2 = 0 \frac{1}{\text{Pa}^3} \cdot \text{MPa}$$

Según NTP E.090 Ecuación 6.1-9

$$F_L := \min(F_{yf} - F_r, F_{yw}) = 205.79 \text{ MPa}$$

El menor valor entre $(F_{yf} - F_r)$ o (F_{yw})
según NTP E.090 Sección 6.1.1. 2a

$$X_1 := \frac{\pi}{S_y} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = 12494.25 \text{ MPa}$$

Según NTP E.090 Ecuación 6.1-8

$$M_r := F_L \cdot S_y = 112.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Según NTP E.090 Ecuación 6.1-7

$$L_r := \frac{r_z \cdot X_1}{F_L} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_L^2}} = 5.03 \text{ m}$$

Según NTP E.090 Ecuación 6.1-6

$$M_n := C_b \cdot \left(M_p - (M_p - M_r) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

Según NTP E.090 Ecuación 6.1-2

$$M_n = 157.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b M_{nj} := 0.9 \cdot M_n = 141.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Según NTP E.090 Sección 6.1.1.2

$$Z_z = 133.88 \text{ cm}^3$$

Momento de Fluencia

$$M_p := F_y \cdot Z_z$$

Momento de Fluencia

$$M_{nz} := M_p = 36.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b := 0.9$$

Coefficiente de seguridad a flexión

$$\phi_b M_{nz} := 0.9 \cdot M_{nz}$$

Momento flexionante eje Z

$$\phi_b M_{nz} := 0.9 \cdot M_{nz} = 33.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{comp} = 30.96 \text{ kN}$$

Carga axial a compresión

$$M_y = 112.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento Flexionante eje Y

$$M_z = 4.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento Flexionante eje Z

$$\phi_c P_n = 911.31 \text{ kN},$$

Resistencia del miembro a compresión

$$\phi_b M_{ny} = 141.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia del miembro a flexión eje Y

$$\phi_b M_{nz} = 33.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia del miembro a flexión eje Z

$$\frac{P_{comp}}{\phi_c P_n} = 0.03$$

Ratio de cargas axiales

Figura 3-70: Calculo de ratio de diseño

$$\mathbf{Ratio} := \begin{cases} \text{if } \frac{P_{comp}}{\phi_c P_n} < 0.2 \\ \left\| a \leftarrow \frac{P_{comp}}{2 \cdot \phi_c P_n} + \left(\left| \frac{M_Y}{\phi_b M_{ny}} \right| + \left| \frac{M_Z}{\phi_b M_{nz}} \right| \right) \right. \\ \text{else} \\ \left\| a \leftarrow \frac{P_{comp}}{2 \cdot \phi_c P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left(\left| \frac{M_Y}{\phi_b M_{ny}} \right| + \left| \frac{M_Z}{\phi_b M_{nz}} \right| \right) \right. \end{cases}$$

Ratio=0.95

Nota. Elaboración propia basada en la norma NTP E.090 Ecuación 8.1-1ª y 8.1-b

Verificación del Corte del alma.

$h := d = 30.99 \text{ mm}$ Altura útil del alma

$\frac{h}{t_w} = 53.04 < 260$ El escuerzo de corte se calcula mediante la ecuación.

$\phi_v := 0.95$ Factor Por corte

$\frac{h}{t_w} < \frac{1098}{\sqrt{\frac{F_y}{MPa}}}$ Según NTP E.090 Sección 6.2.2.1

$\frac{h}{t_w} = 53.04 < \frac{1098}{\sqrt{\frac{F_y}{MPa}}} = 66.12$ Verificación de la relación (h/t_w) , según NTP E.090 Sección 6.2.2.1

Donde el cortante V_n se calcula dependido de lo siguiente.

$\phi_v := 0.9$ Factor de seguridad por corte

$\frac{h}{t_w} < \frac{1098}{\sqrt{\frac{F_y}{MPa}}} \rightarrow 1.0$ Según NTP E.090 Sección 6.2.2.1

$\frac{h}{t_w} = 53.04 < \frac{1098}{\sqrt{\frac{F_y}{MPa}}} = 66.12$ Verificación de la relación (h/t_w) , según NTP E.090 Sección 6.2.2.1

$$A_w := d \cdot t_w = 18.1 \text{ cm}^2$$

Área de alma según NTP E.090 sección 6.2.1

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w = 299.56 \text{ kN}$$

Resistencia nominal por corte según NTP E.090 Ecuación 6.2-1

$$\phi_v V_n := 0.9 \cdot V_n = 269.6 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño a corte área de alma según NTP E.090 sección 6.2.2.1

$$V_y = 184.35 \text{ kN}$$

Esfuerzo de corte solicitado

$$\frac{V_y}{\phi_v V_n} = 0.68$$

Ratio a corte

El ratio a corte es menor a 1 se cumple.

3.8.5. Diseño de Vigas mediante RSA 2024.

Del modelo estructural se tiene que las vigas más óptimas son de sección W12x26 con una luz máxima de 6.1 metros, el ratio de la viga más solicitada en la

Figura 3-73, la viga más cargada es la barra 40 cargada a un 96% bajo la combinación 0.9D+SDx+SDz.

Tabla 3-19: Solicitación de Vigas y deformaciones máximas

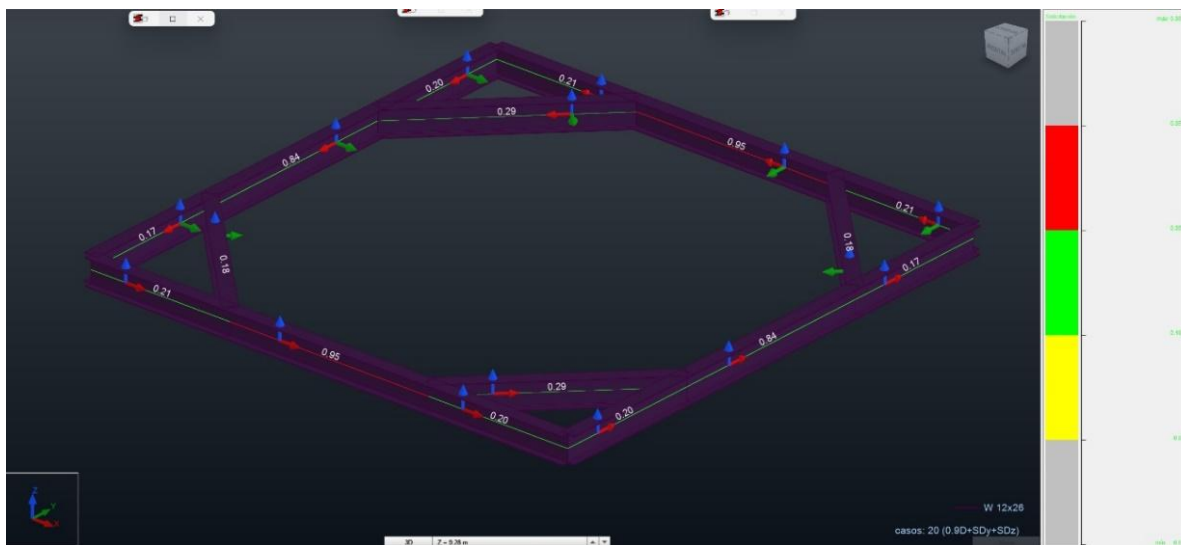
ANSI/AISC 360-16 - Verificación de las barras (ELU) 5 40A43 252A262

Resultados Mensajes

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit. ▲	Caso
255	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	18.89	64.88	0.95	19 0.9D+SDx+SDz
258	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	18.89	64.88	0.95	19 0.9D+SDx+SDz
261	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	18.89	64.88	0.84	17 1.2D+Sy+Sz+0.5L
252	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	18.89	64.88	0.84	17 1.2D+Sy+Sz+0.5L
40 Viga_40	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	18.89	64.88	0.29	13 1.2D+16L+0.8Vy
42 Viga_42	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	18.89	64.88	0.29	13 1.2D+16L+0.8Vy
254	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	13.36	45.88	0.21	6 SD Dirección_X
257	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	13.36	45.88	0.21	6 SD Dirección_X
259	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	13.36	45.88	0.21	6 SD Dirección_X
256	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	13.36	45.88	0.20	6 SD Dirección_X
260	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	13.36	45.88	0.20	13 1.2D+16L+0.8Vy
5 Viga_5	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	13.36	45.88	0.20	12 1.2D+1.6L+0.8Vx
43 Viga_43	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	18.89	64.88	0.18	20 0.9D+SDy+SDz
41 Viga_41	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	18.89	64.88	0.18	20 0.9D+SDy+SDz
262	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	13.36	45.88	0.17	7 SD Dirección_Y
253	OK W 12x26	STEEL SS GR-40	13.36	45.88	0.17	7 SD Dirección_Y

Nota. Elaboración propia

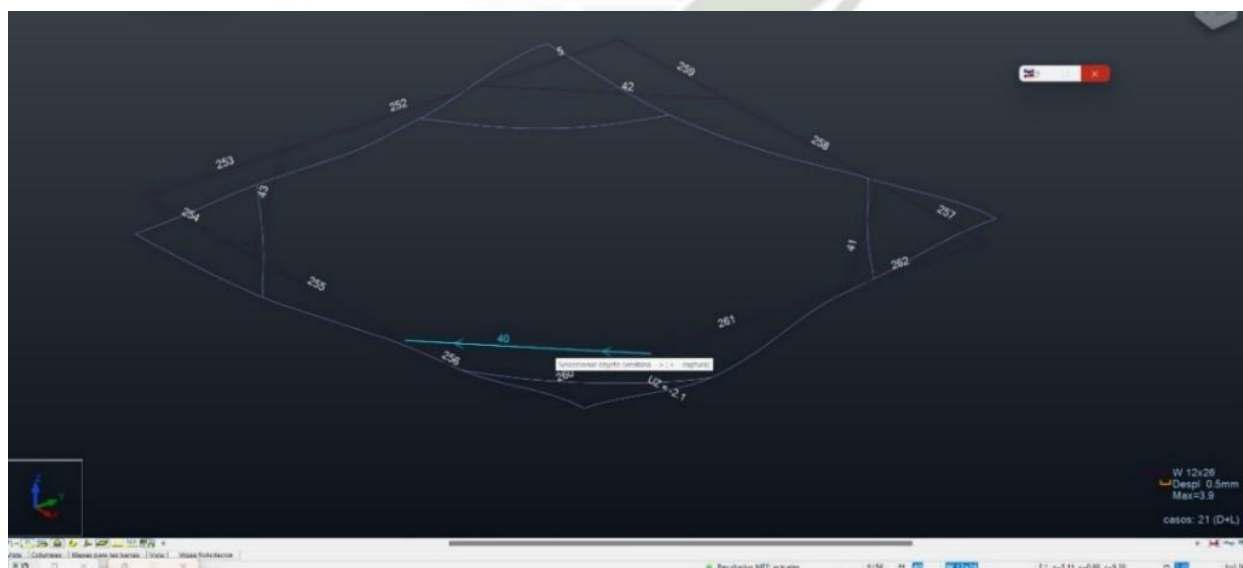
Figura 3-71: Mapa de Ratios de diseño con ejes locales de Vigas



Nota. Elaboración propia





Las deflexiones o flechas en vigas debes ser menores a $L/360$, la viga 40 tiene una longitud de 2.4 metros según la Figura 3-72 entonces, $2.4\text{m}/360=6.67\text{mm}$, entonces en la viga 40 de tiene una deformación bajo carga ELS=D+L de 2.1mm, cumplimos con la deformación requerida según Tabla 3-18.

Figura 3-72: Deformación en columnas Eje "Y" y "Z"



Nota. Elaboración propia

Figura 3-73: Procedimiento de Verificación de la Viga con mayor solicitación.

NORMA: ANSI/AISC 360-16 An American National Standard, July 7, 2016			
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras			
GRUPO:			
BARRA: 255	PUNTOS: 3	COORDENADA: $x = 0.74 L = 1.83 \text{ m}$	
CARGAS:			
Caso de carga más desfavorable: $19 \cdot 0.9D + SDx + SDz \cdot 1 \cdot 0.90 + (6+9) \cdot 1.00$			
MATERIAL:			
STEEL SS GR-40 $F_y = 275.00 \text{ MPa}$ $F_u = 380.00 \text{ MPa}$ $E = 199947.97 \text{ MPa}$			
			
PARAMETROS DE LA SECCION: W 12x26			
$d=31.0 \text{ cm}$	$A_y=31.82 \text{ cm}^2$	$A_z=18.10 \text{ cm}^2$	$A_x=49.35 \text{ cm}^2$
$bf=16.5 \text{ cm}$	$I_y=8491.12 \text{ cm}^4$	$I_z=720.08 \text{ cm}^4$	$J=12.49 \text{ cm}^4$
$tw=0.6 \text{ cm}$	$S_y=548.03 \text{ cm}^3$	$S_z=87.36 \text{ cm}^3$	
$tf=1.0 \text{ cm}$	$Z_y=609.60 \text{ cm}^3$	$Z_z=133.88 \text{ cm}^3$	
PARAMETROS DE LA BARRA:			
			
$L_y = 2.48 \text{ m}$	$L_z = 2.48 \text{ m}$	$L_b = 2.48 \text{ m}$	
$L_{cy} = 2.48 \text{ m}$	$L_{cz} = 2.48 \text{ m}$	$C_b = 1.00$	
$L_{cy}/r_y = 18.89$	$L_{cz}/r_z = 64.88$		
ESFUERZOS INTERNOS:		RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO	
$T_r = 0.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$f_{rvy, mx} = 3.09 \text{ MPa}$	$F_{ic} \cdot P_n = 948.02 \text{ kN}$	
	$f_{rvz, mx} = 1.87 \text{ MPa}$	$F_{ib} \cdot M_{ny} = 139.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$F_{iv} \cdot V_{ny} = 472.55 \text{ kN}$
$P_r = 30.96 \text{ kN}$	$V_{ry} = 6.58 \text{ kN}$	$F_{ib} \cdot M_{nz} = 33.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$1.00 \cdot V_{nz} = 298.70 \text{ kN}$
$M_{ry} = -112.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{rz} = 184.35 \text{ kN}$		
$M_{rz} = 4.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$			
PARÁMETRO DE SEGURIDAD			
$F_{ib} = 0.90$	$F_{ic} = 0.90$	$F_{iv} = 0.90$	
ELEMENTOS DE LA SECCION:			
ala = compacto		alma = esbelto	
FORMULAS DE VERIFICACION:			
$P_r / (2 \cdot F_{ic} \cdot P_n) + M_{ry} / (F_{ib} \cdot M_{ny}) + M_{rz} / (F_{ib} \cdot M_{nz}) = 0.95 < 1.00$ LRFD (H1-1b) Verificado			
$V_{ry} / (F_{iv} \cdot V_{ny}) + f_{rvy, mx} / (0.6 \cdot F_{iv} \cdot F_y) = 0.03 < 1.00$ LRFD (G) Verificado			
$V_{rz} / (1.00 \cdot V_{nz}) + f_{rvz, mx} / (0.6 \cdot 1.00 \cdot F_y) = 0.63 < 1.00$ LRFD (G) Verificado			
$L_{cy}/r_y = 18.89 < (L_c/r)_{max} = 200.00$ $L_{cz}/r_z = 64.88 < (L_c/r)_{max} = 200.00$ ESTABLE			

Perfil correcto !!!

Nota. Elaboración propia

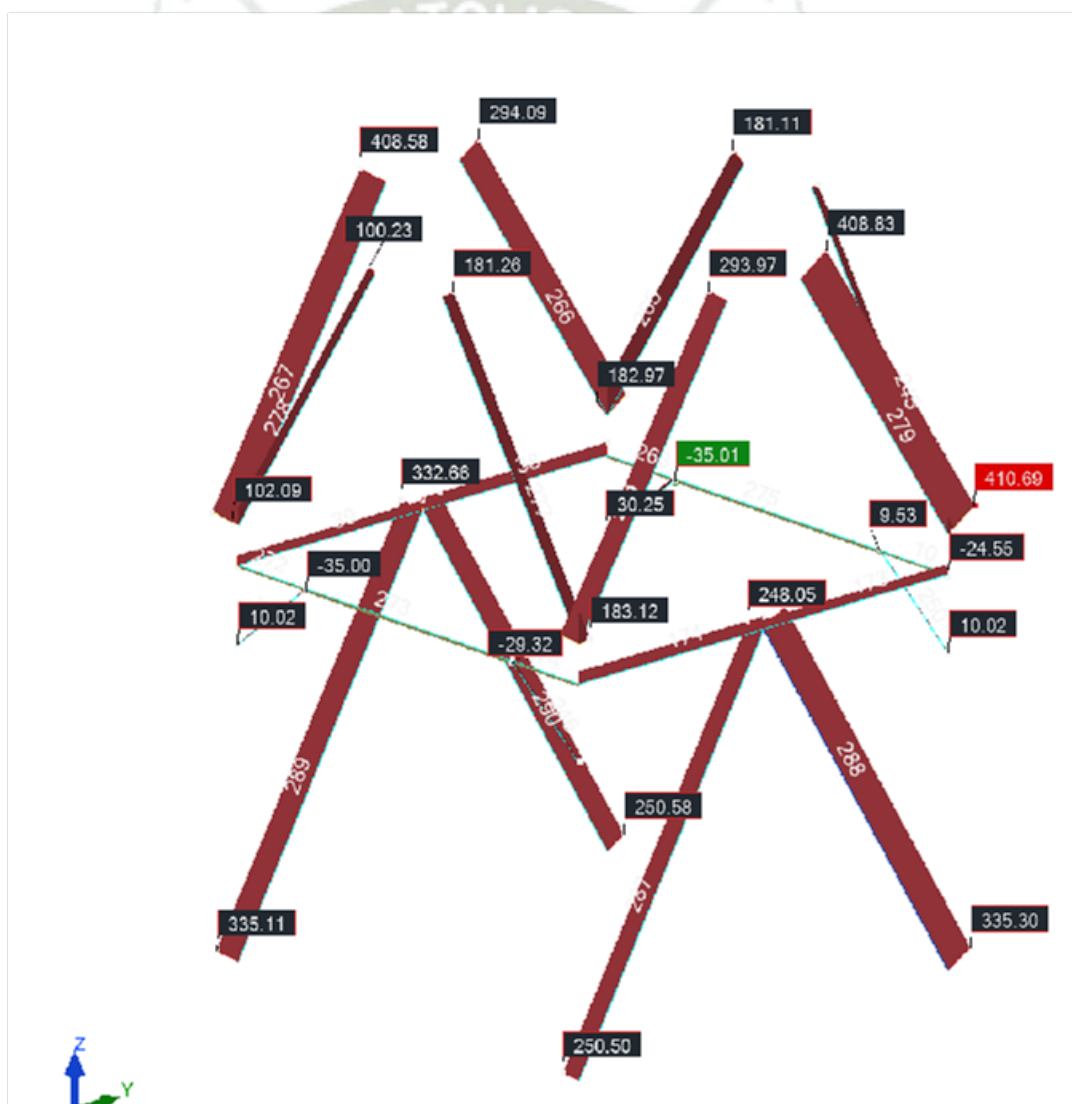
Del diseño de la viga se concluye que, el procedimiento manual aplicando la NTP E.090 tenemos un ratio de diseño de 0.95 y por el procedimiento de la norma americana AISC 360-16 es un factor 0.95 calculado mediante el software RSA 2024, no se tiene una diferencia ya que la carga axial es muy pequeña y el cálculo a momento flexionante es prácticamente igual en ambas normas, además para el cálculo de los factores por corte la norma NTP E.090 considera un factor de 0.9 y la norma americana AISC360-16 tiene un factor de 1, se puede ver esta diferencia en la

Figura 3-73, las normas peruanas aparentemente son más seguras, pero las normas americanas tienen un mejor sustento teórico y práctico, especialmente se consideran.

3.8.6. Diseño de Arriostres Manualmente.

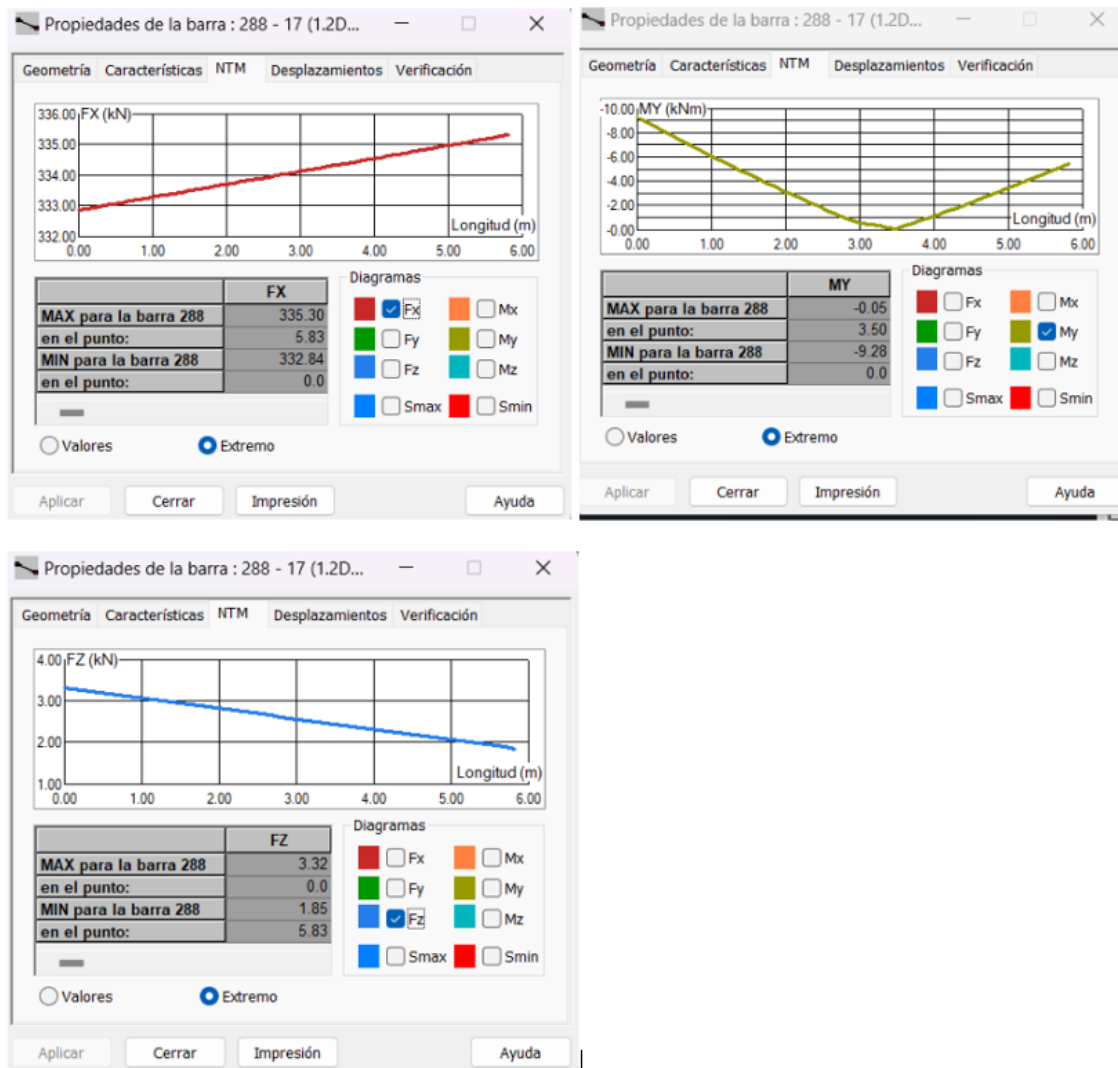
Para el cálculo manual de arriostres se requiere de las cargas que actúan en los arriostres para ello la Figura 3-74 muestra las fueras axiales que son más predominantes por ser arriostres que trabajan bajo cargas axiales de tracción y/o compresión, la mayor sollicitación se producen bajo la combinación de carga $1.2D+Sy+Sz+0.5L$ esto se ve en la Figura 3-75.

Figura 3-74: Diagrama de Fuerzas axiales internas



Nota. Elaboración propia

Figura 3-75: Cargas en Arriostres



Nota. Elaboración propia

Fuerzas y momentos sometidos por el miembro

$P_{comp} := 335.3 \text{ kN}$	Fuerza axial de compresión sometido
$M_y := 9.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento eje Fuerte sometido
$M_z := 5.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento eje Débil sometido
$V_z := 3.32 \text{ kN}$	Fuerza de corte eje débil sometido

Figura 3-76: Propiedades geométricas de las vigas.

W SHAPES Dimensions													
Designation	Area <i>A</i> in. ²	Depth <i>d</i> in.		Web			Flange			Distance			
				Thickness <i>t_w</i> in.	<i>t_w</i> / 2 in.		Width <i>b_f</i> in.	Thickness <i>t_f</i> in.		<i>T</i> in.	<i>k</i> in.	<i>k₁</i> in.	
W8×21	6.16	8.28	8¼	0.250	¼	⅜	5.270	5¼	0.400	⅜	6⅝	1⅜	½
x18	5.26	8.14	8⅝	0.230	¼	⅝	5.250	5¼	0.330	5/16	6⅝	¾	7/16

W SHAPES Properties													
Nom- inal Wt. per ft lb	Compact Section Criteria			<i>X₁</i> ksi	<i>X₂</i> × 10 ⁶ (1/ksi) ²	Elastic Properties						Plastic Modulus	
	<i>b_f</i> / 2 <i>t_f</i>	<i>h</i> / <i>t_w</i>	<i>F_y</i> ^{'''} ksi			Axis X-X			Axis Y-Y			<i>Z_x</i> in. ³	<i>Z_y</i> in. ³
						<i>I</i> in. ⁴	<i>S</i> in. ³	<i>r</i> in.	<i>I</i> in. ⁴	<i>S</i> in. ³	<i>r</i> in.		
21	6.6	27.5	—	2890	2090	75.3	18.2	3.49	9.77	3.71	1.26	20.4	5.69

Nota. Elaboración propia

El procedimiento siguiente esta realizado en Mathcad prime.

$b_f := 5.270 \text{ in} = 13.386 \text{ mm}$	Ancho del ala
$d := 8.28 \text{ in} = 21.031 \text{ mm}$	Altura del alma
$t_f := 0.40 \text{ in} = 1.016 \text{ mm}$	Espesor del ala
$t_w := 0.25 \text{ in} = 0.635 \text{ mm}$	Espesor del alma
$A := 6.16 \text{ in}^2 = 39.742 \text{ mm}^2$	Área de la sección
$I_y := 75.3 \text{ in}^4 = 3134.223 \text{ mm}^4$	Inercia eje fuerte y
$I_z := 9.77 \text{ in}^4 = 406.658 \text{ mm}^4$	Inercia eje débil z
$S_y := 18.2 \text{ in}^3 = 298.245 \text{ mm}^3$	Módulo de sección elástico eje y

$S_z := 3.71 \text{ in}^3 = 60.796 \text{ mm}^3$	Módulo de sección elástico eje z
$Z_y := 20.4 \text{ in}^3 = 334.296 \text{ mm}^3$	Módulo de sección plástico eje y
$Z_z := 5.69 \text{ in}^3 = 93.242 \text{ mm}^3$	Módulo de sección plástico eje z
$r_y := 3.49 \text{ in} = 8.865 \text{ mm}$	Radio de inercia respecto a y
$r_z := 1.26 \text{ in} = 3.2 \text{ mm}$	Radio de inercia respecto a z
$L := 5.83 \text{ m}$	Longitud no arriostrada de la arriostramiento
$\frac{K \cdot L}{r_y} = 65.767$	< 200 el miembro no falla por esbeltez (eje fuerte)
$\frac{K \cdot L}{r_z} = 182.165$	< 200 el miembro no falla por esbeltez (eje débil)
$\lambda_c := \frac{K \cdot L}{r_z \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 2.154$	Resistencia por compresión eje fuerte
$\phi_c := 0.85$	Coefficiente de seguridad a compresión
$F_{cr} := 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y = 39.59 \text{ MPa}$	Carga crítica de pandeo
$\phi_c P_{n1} := 0.85 \cdot A \cdot F_{cr} = 133.738 \text{ kN}$	Resistencia de diseño eje fuerte
$\lambda_c := \frac{K \cdot L}{r_z \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 2.154$	Resistencia por compresión eje débil
$F_{cr} := 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y = 39.59 \text{ MPa}$	Carga crítica de pandeo eje débil
$\phi_c P_{n2} := 0.85 \cdot A \cdot F_{cr} = 133.738 \text{ kN}$	Resistencia de diseño eje débil
$\phi_c P_n := \min(\phi_c P_{n1}, \phi_c P_{n2}) = 133.738 \text{ kN}$	Resistencia de diseño a compresión final

Diseño por Flexión eje Fuerte.

$Z_y = 334.296 \text{ cm}^3$	Módulo de sección plástico eje y
------------------------------	----------------------------------

$M_p := F_y \cdot Z_y$	Momento de fluencia
$M_{ny} := M_p = 92.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento plástico eje fuerte
$\phi_b := 0.9$	Coefficiente de seguridad a flexión
$\phi_b M_{ny} := 0.9 \cdot M_{ny}$	Momento de diseño eje fuerte
$\phi_b M_{ny} = 82.976 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento de diseño eje fuerte
$Z_z = 93.242 \text{ cm}^3$	Módulo de sección plástico eje z
$M_p := F_y \cdot Z_z$	Momento de fluencia
$M_{nz} := M_p = 25.715 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento plástico eje débil
$\phi_b := 0.9$	Coefficiente de seguridad a flexión
$\phi_b M_{nz} := 0.9 \cdot M_{nz}$	Momento de diseño eje débil
$\phi_b M_{nz} = 23.144 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento de diseño eje débil

Finalmente tenemos cargas combinadas tanto por flexión como por carga axial de compresión se debe cumplir que cualquiera de las expresiones tiene que ser menor igual a 1.

$P_{comp} = 335.3 \text{ kN}$	Fuerza axial aplicado de compresión
$M_y = 9.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momentos aplicados en eje fuerte y débil
$M_z = 5.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momentos aplicados en eje débil
$\phi_c P_n = 133.738 \text{ kN}$	Resistencia de diseño a compresión
$\phi_b M_{ny} = 82.976 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momentos resistentes de diseño eje "Y"
$\phi_b M_{nz} = 23.144 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momentos resistentes de diseño eje "Z"

Figura 3-77: Ratio de diseño del arriostramiento

$$Ratio := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{P_{comp}}{\phi_c P_n} < 0.2 \\ \left\| a \leftarrow \frac{P_{comp}}{2 \cdot \phi_c P_n} + \left(\left| \frac{M_y}{\phi_b M_{ny}} \right| + \left| \frac{M_z}{\phi_b M_{nz}} \right| \right) \\ \text{else} \\ \left\| a \leftarrow \frac{P_{comp}}{2 \cdot \phi_c P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left(\left| \frac{M_y}{\phi_b M_{ny}} \right| + \left| \frac{M_z}{\phi_b M_{nz}} \right| \right) \end{array} \right\| = 1.561$$

Nota. Elaboración propia basada en la norma NTP E.090.

Determinación de los esfuerzos cortantes.

$$h := d = 21.031 \text{ cm}$$

Altura útil del alma

$$\frac{h}{t_w} = 33.12 < 260$$

Relación altura/espesor válida para aplicar fórmula de corte

$$\phi_v := 0.9$$

Factor de seguridad por corte

$$\frac{h}{t_w} < \frac{1098}{\sqrt{\frac{F_y}{MPa}}} = 1$$

Comparación límite para fórmula de corte

$$\frac{h}{t_w} < 66.117$$

Condición de validez

$$A_w := 2 \cdot b_f \cdot t_f = 27.2 \text{ cm}^2$$

Área de las alas

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w = 450.089 \text{ kN}$$

Esfuerzo de corte nominal

$$\phi_v V_n := 0.9 \cdot V_n = 405.08 \text{ kN}$$

Esfuerzo de corte por diseño

$$V_z = 3.32 \text{ kN}$$

Esfuerzo de corte sometido

Interacción Flexión-Corte debe ser menor a 1.375 según la norma peruana NTP E.090

$$R_{ation_{M,V}} := \frac{M_y}{\phi_b M_{ny}} + 0.675 \cdot \frac{V_z}{\phi_v V_n} = 0.117$$

La viga W10x22 no cumple con las demandas de cargas axiales ya que la ratio es mayor a 1, la ratio de flexo-cortante es mayor a 1.375, se concluye que se debe elegir un perfil de mayor sección, este procedimiento se realizara en RSA 2024.

3.8.7. Diseño de Arriostres Mediate Software RSA 2024.

Los arriostres óptimos obtenidos en el análisis son de sección W8x28 la barra 277 está sometido a una sollicitación del 99%, estos resultados se aprecian en la Figura 3-78, recordando que el valor máximo de diseño permitido en norma AISC 360-16 es de 100%.

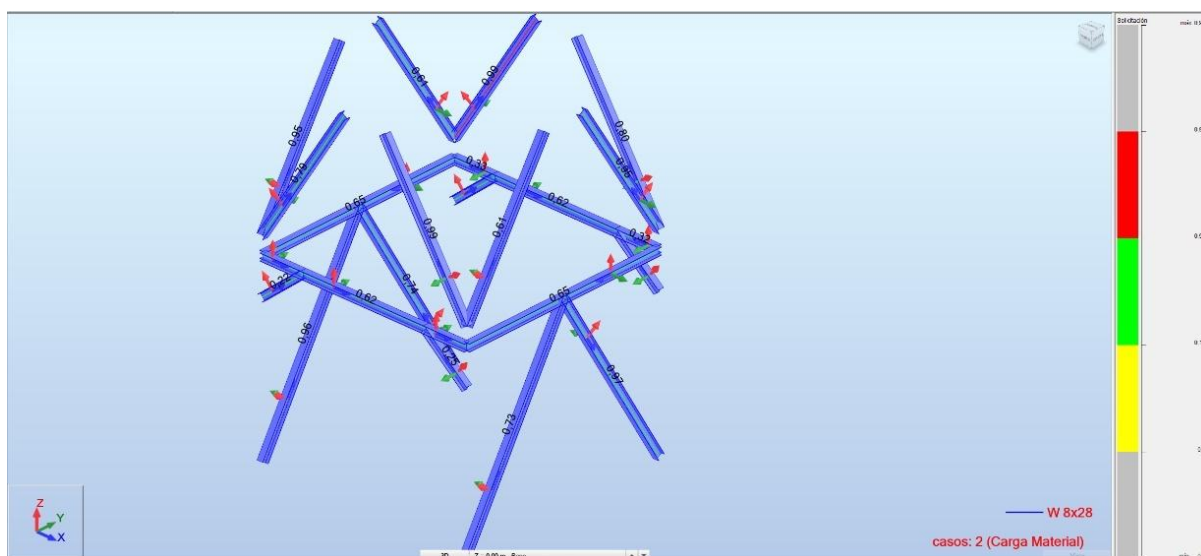
La Tabla 3-20 en forma de mapa con las ratios correspondientes a cada miembro.

Tabla 3-20: Sollicitación de Arriostres.

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Ratio(vx)	Caso (vx)	Ratio(vy)	Caso (vy)
10	W 8x28	STEEL SS GR-40	13.67	29.05	0.32	12 D1+0.3Vx+Sx+Sz	0.02	2 Carga Material	0.22	2 Carga Material
245 Barra_245	W 8x28	STEEL SS GR-40	51.12	108.65	0.80	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
246	W 8x28	STEEL SS GR-40	17.81	37.85	0.25	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
250	W 8x28	STEEL SS GR-40	17.81	37.85	0.22	12 D1+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
263	W 8x28	STEEL SS GR-40	13.67	29.05	0.33	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.03	2 Carga Material	0.15	2 Carga Material
265 Barra_265	W 8x28	STEEL SS GR-40	51.12	108.65	0.99	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
266 Barra_266	W 8x28	STEEL SS GR-40	51.12	108.65	0.61	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
267 Barra_267	W 8x28	STEEL SS GR-40	51.12	108.65	0.95	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
269 Barra_269	W 8x28	STEEL SS GR-40	17.81	37.85	0.25	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
271 Barra_271	W 8x28	STEEL SS GR-40	17.81	37.85	0.22	12 D1+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
272	W 8x28	STEEL SS GR-40	13.67	29.05	0.32	6 SD Dirección_X	0.02	2 Carga Material	0.22	2 Carga Material
273	W 8x28	STEEL SS GR-40	41.00	87.14	0.62	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.03	2 Carga Material	0.11	2 Carga Material
274	W 8x28	STEEL SS GR-40	13.67	29.05	0.34	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.03	2 Carga Material	0.15	2 Carga Material
275	W 8x28	STEEL SS GR-40	41.00	87.14	0.62	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.03	2 Carga Material	0.11	2 Carga Material
277 Barra_277	W 8x28	STEEL SS GR-40	51.12	108.65	0.99	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
278 Barra_278	W 8x28	STEEL SS GR-40	51.12	108.65	0.79	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
279 Barra_279	W 8x28	STEEL SS GR-40	51.12	108.65	0.95	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
280 Barra_280	W 8x28	STEEL SS GR-40	51.12	108.65	0.61	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
285 Barra_285	W 8x28	STEEL SS GR-40	68.34	145.23	0.65	7 SD Dirección_Y	-	-	-	-
286 Barra_286	W 8x28	STEEL SS GR-40	68.34	145.23	0.65	7 SD Dirección_Y	-	-	-	-
287 Barra_287	W 8x28	STEEL SS GR-40	66.56	141.44	0.73	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
288 Barra_288	W 8x28	STEEL SS GR-40	66.56	141.44	0.97	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
289 Barra_289	W 8x28	STEEL SS GR-40	66.56	141.44	0.96	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
290 Barra_290	W 8x28	STEEL SS GR-40	66.56	141.44	0.74	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-

Nota: Elaboración propia

Figura 3-78: Mapa de Ratios de diseño con ejes locales de Arriostres.



Nota: Elaboración propia

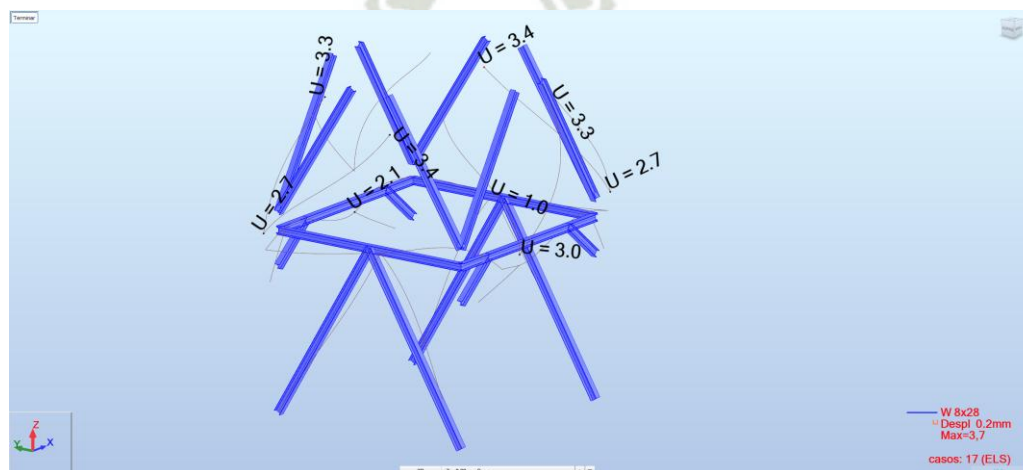
Las deflexiones por carga de servicio comprendida por peso propio de la estructura y carga por material almacenado no debe superar $L/360$, en la figura 56 se aprecia una máxima deformación U de 3.4 mm con una longitud 4480 mm.

$$U < L/360$$

$$3.4 \text{ mm} < 5583 \text{ mm}/360$$

$$3.4 \text{ mm} < 15.51 \text{ mm}$$

Figura 3-79: Deformación total de los arriostres.



Nota: Elaboración propia

3.8.8. Diseño de Vigas de techo.

El techo del silo está constituido por los siguientes perfiles óptimos:

- Vigas sección C5x6.7 máxima solicitación 57%
- Correas sección L2x2x3/16 máxima solicitación 77%
- Collar de techo sección curva MC6x7 máxima solicitación 81%


Figura 3-80: Comprobación del miembro con mayor solicitación.

NORMA: ANSI/AISC 360-16 An American National Standard, July 7, 2016
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 288 Barra_288 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m




CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 17 1.2D+Sy+Sz+0.5L 1*1.20+(7+9)*1.00+2*0.50

MATERIAL:
 STEEL SS GR-40 $F_y = 275.00$ MPa $F_u = 380.00$ MPa $E = 199947.97$ MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: W 8x28**

d=20.5 cm	Ay=39.24 cm ²	Az=14.82 cm ²	Ax=53.23 cm ²
bf=16.6 cm	Iy=4079.07 cm ⁴	Iz=903.22 cm ⁴	J=22.35 cm ⁴
tw=0.7 cm	Sy=398.49 cm ³	Sz=108.75 cm ³	
tf=1.2 cm	Zy=445.73 cm ³	Zz=165.51 cm ³	

PARAMETROS DE LA BARRA:

 Ly = 5.83 m	 Lz = 5.83 m	 Cb = 1.00
Lcy = 5.83 m	Lcz = 5.83 m	Lb = 5.83 m
Lcy/ry = 66.56	Lcz/rz = 141.44	

ESFUERZOS INTERNOS:	RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO
Tr = 0.00 kN*m	Fic*Pn = 414.41 kN
frvy,mx = 0.01 MPa	Fib*Mny = 82.87 kN*m
frvz,mx = 0.01 MPa	Fib*Mnz = 40.96 kN*m
Pr = 332.84 kN	Fiv*Vny = 582.71 kN
Mry = -9.28 kN*m	Fiv*Vnz = 244.53 kN
Mrz = 0.20 kN*m	
Vry = 0.11 kN	
Vrz = 3.32 kN	

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

Fib = 0.90	Fic = 0.90	Fiv = 0.90
------------	------------	------------

ELEMENTOS DE LA SECCION:
 ala = compacto alma = compacto

FORMULAS DE VERIFICACION:
 $Pr/(Fic*Pn) + 8/9*(Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz)) = 0.91 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verificado
 $Vry/(Fiv*Vny) + frvy,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.00 < 1.00$ LRFD (G) Verificado
 $Vrz/(1.00*Vnz) + frvz,mx/(0.6*1.00*Fy) = 0.01 < 1.00$ LRFD (G) Verificado
 $Lcy/ry = 66.56 < (Lc/r)_{max} = 200.00$ $Lcz/rz = 141.44 < (Lc/r)_{max} = 200.00$ ESTABLE

Nota: Elaboración propia

Tabla 3-21: Solicitaciones de vigas correas y collar de techo

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicitud	Caso	Ratio(uy)	Caso(uy)	Ratio(uz)	Caso(uz)
336 Viga_336	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.81	8 1.35D2+1.5Vy	0.12	2 Carga Material	0	2 Carga Material
335 Viga_335	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.8	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.17	2 Carga Material	0	2 Carga Material
328 Viga_328	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.79	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.12	2 Carga Material	0	2 Carga Material
327 Viga_327	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.78	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.17	2 Carga Material	0	2 Carga Material
384 Viga_384	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.77	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0	2 Carga Material	0.05	2 Carga Material
337 Viga_337	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.77	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.03	2 Carga Material	0	2 Carga Material
360 Viga_360	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.75	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
329 Viga_329	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.75	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.03	2 Carga Material	0	2 Carga Material
334 Viga_334	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.73	8 1.35D2+1.5Vy	0.11	2 Carga Material	0	2 Carga Material
338 Viga_338	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.73	8 1.35D2+1.5Vy	0.13	2 Carga Material	0	2 Carga Material
326 Viga_326	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.73	14 1.35D2+1.5Vx	0.11	2 Carga Material	0	2 Carga Material
325 Viga_325	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.72	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.02	2 Carga Material	0	2 Carga Material
348 Viga_348	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.69	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
330 Viga_330	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.68	14 1.35D2+1.5Vx	0.13	2 Carga Material	0	2 Carga Material
372 Viga_372	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.68	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.01	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
345 Viga_345	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.68	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.02	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
333 Viga_333	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.68	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.02	2 Carga Material	0	2 Carga Material
324 Viga_324	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.67	8 1.35D2+1.5Vy	0.1	2 Carga Material	0	2 Carga Material
387 Viga_387	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.66	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.02	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
363 Viga_363	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.65	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.02	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
369 Viga_369	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.65	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.02	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
332 Viga_332	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.63	8 1.35D2+1.5Vy	0.1	2 Carga Material	0	2 Carga Material
323 Viga_323	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.61	14 1.35D2+1.5Vx	0.16	2 Carga Material	0	2 Carga Material
357 Viga_357	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.6	14 1.35D2+1.5Vx	0.02	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
375 Viga_375	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.6	8 1.35D2+1.5Vy	0.02	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
381 Viga_381	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.59	14 1.35D2+1.5Vx	0.02	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
331 Viga_331	MC 6x7	STEEL SS GR-40	4.11	17.87	0.58	14 1.35D2+1.5Vx	0.15	2 Carga Material	0	2 Carga Material
351 Viga_351	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.57	8 1.35D2+1.5Vy	0.02	2 Carga Material	0.04	2 Carga Material
3	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.57	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
310	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.56	14 1.35D2+1.5Vx	-	-	-	-
313	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.55	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
268	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.55	14 1.35D2+1.5Vx	-	-	-	-
298	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.55	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
301	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.53	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
283	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.53	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
9	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.52	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
379 Viga_379	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.46	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
355 Viga_355	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.45	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
349 Viga_349	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.41	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
373 Viga_373	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.41	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
383 Viga_383	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.36	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
359 Viga_359	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.35	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
304	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.35	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
189	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.34	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
319	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.33	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
347 Viga_347	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.32	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
371 Viga_371	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.32	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
295	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.31	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
354 Viga_354	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.31	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.03	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
376 Viga_376	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.3	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.01	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
378 Viga_378	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.3	13 D1+0.3Vy+Sy+Sz	0.03	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
386 Viga_386	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.3	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.01	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
346 Viga_346	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.3	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
382 Viga_382	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.3	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
344 Viga_344	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.3	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.01	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
362 Viga_362	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.29	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.01	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
358 Viga_358	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.29	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
192	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.29	14 1.35D2+1.5Vx	-	-	-	-
368 Viga_368	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.29	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
352 Viga_352	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.28	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	0.01	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
370 Viga_370	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.28	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	0.02	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
307	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.27	14 1.35D2+1.5Vx	-	-	-	-
380 Viga_380	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.27	8 1.35D2+1.5Vy	0.01	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
356 Viga_356	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.26	14 1.35D2+1.5Vx	0.01	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
374 Viga_374	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.26	8 1.35D2+1.5Vy	0.01	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso	Ratio(uy)	Caso(uy)	Ratio(uz)	Caso(uz)	
374	Viga_374	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.26	8 1.35D2+1.5Vy	0.01	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
385	Viga_385	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.25	8 1.35D2+1.5Vy	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
350	Viga_350	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.25	14 1.35D2+1.5Vx	0.01	2 Carga Material	0.03	2 Carga Material
343	Viga_343	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.24	14 1.35D2+1.5Vx	0	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
361	Viga_361	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.24	8 1.35D2+1.5Vy	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
	316	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.23	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
	292	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.23	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
367	Viga_367	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.22	14 1.35D2+1.5Vx	0.01	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
366	Viga_366	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.22	14 1.35D2+1.5Vx	0.03	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
322	Viga_322	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	35.94	35.94	0.22	14 1.35D2+1.5Vx	0.03	2 Carga Material	0.02	2 Carga Material
320	Viga_320	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.2	7 SD Dirección_Y	0	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
364	Viga_364	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	76.47	76.47	0.19	7 SD Dirección_Y	0	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
	311	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.17	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	281	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.17	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	308	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.16	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	193	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.15	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	299	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.15	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
353	Viga_353	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.14	7 SD Dirección_Y	0.02	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
	4	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.14	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
	312	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.14	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
377	Viga_377	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.14	7 SD Dirección_Y	0.01	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
	1	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.14	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
	296	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.13	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
	282	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.13	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
	2	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.13	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	300	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.13	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
	297	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.13	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	309	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.13	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
	7	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.12	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
	194	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.12	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
	318	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.12	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
	294	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.11	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
	317	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.11	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
	293	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.1	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
	284	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.1	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	314	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.1	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	315	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.09	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	291	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.09	16 D2+0.3Vy+Sy+Sz	-	-	-	-
	191	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.09	14 1.35D2+1.5Vx	-	-	-	-
	306	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.09	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
365	Viga_365	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.09	14 1.35D2+1.5Vx	0.02	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
	305	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.09	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
	302	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.09	7 SD Dirección_Y	-	-	-	-
	190	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.09	15 D2+0.3Vx+Sx+Sz	-	-	-	-
321	Viga_321	L 2x2x0.1875	STEEL SS GR-40	56.21	56.21	0.09	14 1.35D2+1.5Vx	0.02	2 Carga Material	0.01	2 Carga Material
	303	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.08	8 1.35D2+1.5Vy	-	-	-	-
	187	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.08	7 SD Dirección_Y	-	-	-	-
	188	C 5x6.7	STEEL SS GR-40	19.91	79.42	0.08	14 1.35D2+1.5Vx	-	-	-	-

Nota: Elaboración propia

La Figura 3-81 muestra el mapa de los elementos estructurales que conforman el techo, las vigas deben tener una deformación menor a $L/360$, la máxima deformación se produce en la barra 189 en el eje “Y” con una deformación U_y de 1.8 mm.

$$U_y < L/360$$

$$1.8\text{mm} < 990\text{ mm}/360$$

$$1.8\text{ mm} < 2.75\text{ mm}$$

La máxima deformación en el eje “Z” se produce en la barra 187, de igual forma debe cumplir con la verificación anterior para el eje “Y”. Uz de 2.1mm

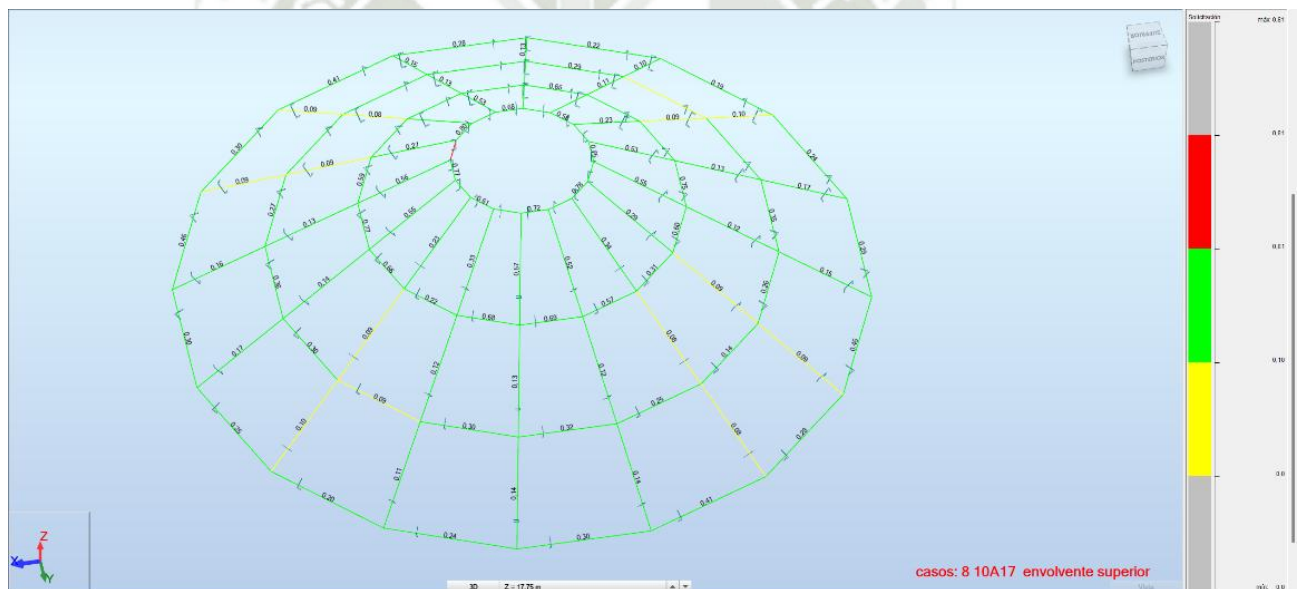
$$U_z < L/360$$

$$2.1 \text{ mm} < 990 \text{ mm}/360$$

$$2.1 \text{ mm} < 2.75 \text{ mm}$$

Estas deformaciones se aprecian en la Figura 3-82 además de los números de barras para identificar las vigas del techo.

Figura 3-81: Mapa de solicitaciones de vigas correas y collar de techo.



Nota: Elaboración propia

Figura 3-82: Deformaciones Eje “Y” y “Z”



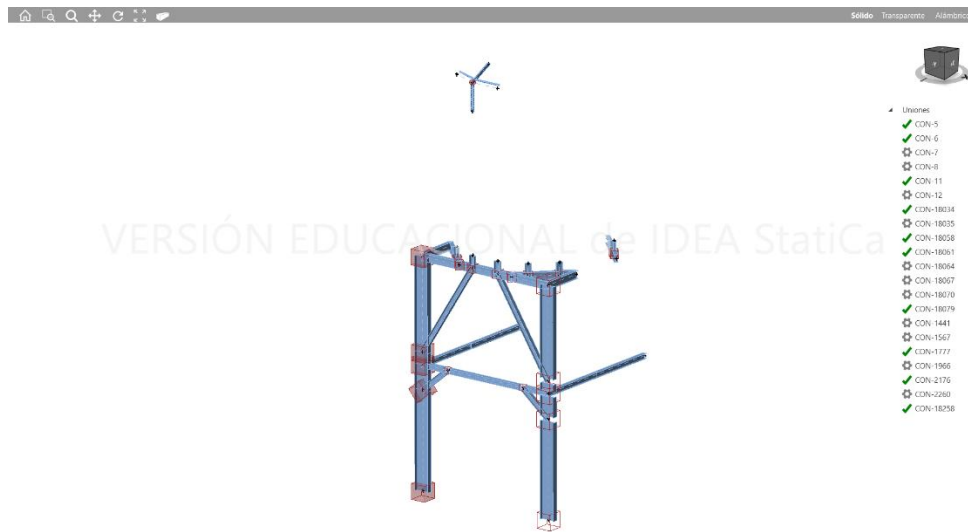
Nota: Elaboración propia

Para finalizar con el cálculo de la estructura base tenemos que verificar las deformaciones o distorsiones laterales debido a sismo para ello este procedimiento y los resultados estarán detallados al final del anexo 5 correspondiente a cargas sísmicas.

3.9. Diseño de Uniones Estructura Metálica.

Después de seleccionar todos los elementos estructurales se procede a diseñar las respectivas uniones esto se muestra en la Figura 3-83 para ello se empleará el software Idea Statica 23 (abreviado como IS23), existe una interoperabilidad entre RSA e IS23 de esta forma no permite exportar los elementos estructurales junto con los nodos de uniones y las combinaciones de carga para ser analizadas mediante el método de elementos finitos y el código de diseño AISC 360-16, estas uniones son las más críticas según las fuerzas y momentos en los nodos bajo las combinación de carga.

Figura 3-83: Uniones exportadas en el software IS23



Nota: Elaboración propia

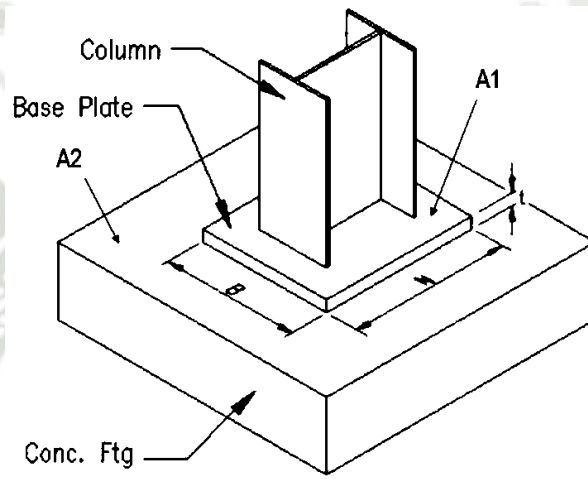
3.9.1. Unión placa Base Calculo Manual de Anclajes.

Las placas de unión cartelas tendrán asignados el mismo material estas propiedades ya fueron definidas previamente, además para el diseño de placa base se requiere la máxima reacción, esto se ve en la Figura 3-87, El procedimiento realizado en Mathcad Prime es el siguiente:

$P_u := 670 \text{ kN}$	Fuerza axial
$M_{ux} := 540 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento flexionante eje fuerte
$M_{uy} := 3.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento flexionante eje débil
$b := 230 \text{ mm}$	Ancho de columna
$d := 617 \text{ mm}$	Largo de columna
$\phi_c := 0.65$	Coefficiente a compresión concreto AISC 360-16 J8
$\phi_f := 0.90$	Coefficiente a tensión AISC 360-16 J8

$a := 70 \text{ cm}$	Ancho del pedestal
$h := 100 \text{ cm}$	Largo del pedestal
$A_2 := a \cdot h = 7000 \text{ cm}^2$	Área de concreto

Figura 3-84: Geometría de la placa base



Nota. Elaboración Propia

Dimensionamiento de la placa base.

$N_1 := 45 \text{ cm}$ Dimensión larga de plancha

$B_1 := 87 \text{ cm}$ Dimensión corta de plancha

$A_1 := N_1 \cdot B_1 = 3915 \text{ cm}^2$ Área de placa base

Dimensionamiento de la plancha de anclaje.

$A_1 := 3915 \text{ cm}^2 \neq A_2 := 7000 \text{ cm}^2$ Tipo de caso 2

$A_{1min} := b \cdot d = 1419.1 \text{ cm}^2$ Área de la columna

$A_{11} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0.85 \cdot f'_c} = 588.847 \text{ cm}^2$ Área de concreto en base a la carga axial

$A_{1.1} := \max(A_{11}, A_{1min}) = 1419.1 \text{ cm}^2$ Área de concreto

$$\Delta := 0.5 \cdot (0.95 \cdot d - 0.80 \cdot b) = 20.108 \text{ cm}$$

Minimización entre dimensiones
m y n

$$N_1 := \sqrt{A_{1.1}} + \Delta = 57.778 \text{ cm}$$

Dimensión larga de plancha base

$$B_1 := \frac{A_{1.1}}{N_1} = 24.561 \text{ cm}$$

Dimensión corta de plancha base

Para el caso 2 Fluencia por flexión de la placa de apoyo.

$$A_{12} := \left(\frac{P_u}{\phi_c \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{A_2}} \right)^2 = 49.534 \text{ cm}^2$$

Área mínima de diseño 1

$$A_{22} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot 1.7 \cdot f'_c} = 294.424 \text{ cm}^2$$

Área mínima de diseño 2

$$A_{2.2} := \max(A_{12}, A_{22}, A_{1min}) = 1419.1 \text{ cm}^2$$

Área de diseño mínimo placa

$$N_2 := \sqrt{A_{2.2}} + \Delta = 57.778 \text{ cm}$$

Dimensión mínima de largo de
plancha

$$B_2 := \frac{A_{2.2}}{N_2} = 24.561 \text{ cm}$$

Dimensión mínima de ancho de
plancha

$$N_2 = 87 \text{ cm}$$

Largo de plancha de diseño

$$B_2 = 45 \text{ cm}$$

Ancho de plancha de diseño

Definición de dimensiones

$$N_2 = 87 \text{ cm}$$

Dimensión N según el caso

$$B_2 = 45 \text{ cm}$$

Dimensión B según el caso 2

$$A_1 := N \cdot B = 3915 \text{ cm}^2$$

Área de placa base

$$\phi P_p := \phi_c \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 = 4454.552 \text{ kN}$$

Resistencia a la compresión del
concreto

$$\psi := \min \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, 2 \right) = 1.337$$

Factor ψ

$$m := 0.5 \cdot (N - 0.95 \cdot d) = 14.193 \text{ cm}$$

Distancia del ala al borde de
plancha base

$$n := 0.5 \cdot (B - 0.80 \cdot b) = 13.3 \text{ cm}$$

Distancia del ala al borde de
plancha base

$$X := \left(\frac{4 \cdot A_{1min}}{(b + d)^2} \right) \cdot \frac{P_u}{\phi P_p} = 0.119$$

Factor X para cálculo de esfuerzo
flexionante

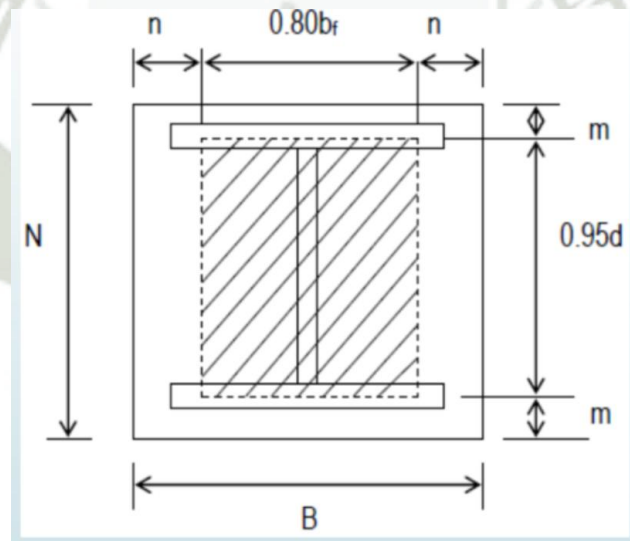
$$\lambda := \min \left(\frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}, 1 \right) = 0.356$$

Factor λ para cálculo de esfuerzo
flexionante

$$n' := \frac{\sqrt{A_{1min}}}{4} = 9.418 \text{ cm}$$

Factor n' para cálculo de esfuerzo
flexionante

Figura 3-85: Placa base



Nota. Elaboración Propia

$$l := \max(m, n, \lambda \cdot n') = 14.193 \text{ cm}$$

Longitud del volado

$$t := \sqrt{\frac{2 \cdot P_u \cdot l^2}{0.90 \cdot F_y \cdot A_1}} = 0.656 \text{ in}$$

Espesor mínimo

$$t := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Espesor de diseño

$$B = 45 \text{ cm}$$

Dimensión larga de plancha

$$N = 87 \text{ cm}$$

Dimensión corta de plancha

$$t = 0.75 \text{ in}$$

Espesor de diseño

$$\text{barras} := 0.5 \cdot \begin{bmatrix} 0 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \text{ in}$$

Distribución colocada

$$k := \text{rows}(\text{barras}) = 5$$

Cantidad de filas

$$n := \text{cols}(\text{barras}) = 4$$

Cantidad de columnas

$$n_{\text{pernos}} := 14$$

Cantidad de pernos

$$\phi_{\text{perno}} := 1 \text{ in}$$

Diámetro de pernos usados

$$F_u := 75 \text{ ksi} = 517.107 \text{ MPa}$$

Esfuerzo último de tracción del perno

$$\phi_p := 0.7$$

Factor de resistencia acero a compresión

$$A_s := \frac{\pi \cdot \text{barras}^2}{4}$$

Área de las varillas colocadas

Matriz de áreas colocadas

$$A_{sx} := A_s^T = \begin{bmatrix} 126.677 & 126.677 & 126.677 & 126.677 & 126.677 \\ 126.677 & 0 & 0 & 0 & 126.677 \\ 126.677 & 0 & 0 & 0 & 126.677 \\ 126.677 & 0 & 0 & 0 & 126.677 \\ 126.677 & 126.677 & 126.677 & 126.677 & 126.677 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Ubicación de los aceros respecto x-x

$$r_y := 8 \text{ cm}$$

Distancia del borde al anclaje

$$d_1 := r_y = 8 \text{ cm}$$

Distancia

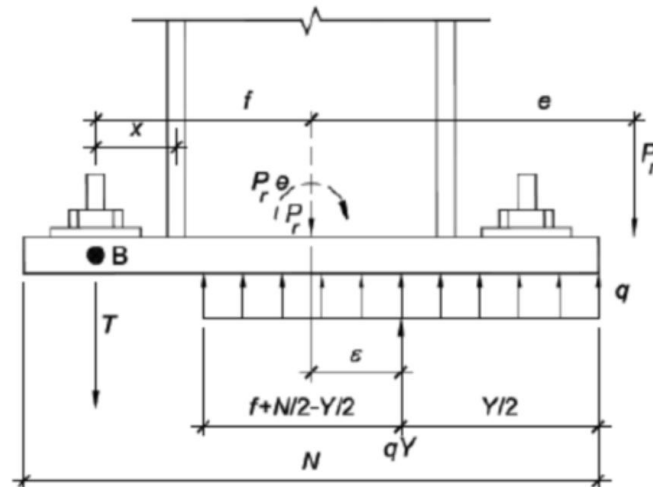
$$f := \frac{N}{2} - r_y = 35.5 \text{ cm}$$

Distancia del eje de cargas al anclaje

$$\text{sep} := \frac{N - 2 \cdot r_y}{k - 1} = 17.75 \text{ cm}$$

Separación de anclajes

Figura 3-86: Diagramas de fuerza y momentos en placa base



Nota: Elaboración propia

Resistencia a momento

$$i := 2 .. k$$

$$d_i := d_{i-1} + sep$$

$$d = \begin{bmatrix} 8 \\ 25.75 \\ 43.5 \\ 61.25 \\ 79 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Ubicación de las filas de
resistencia

$$f_{pmax} := \phi_c \cdot 0.85 \cdot f_c' \cdot \psi = 155.144 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación del esfuerzo
máximo de compresión

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 698.148 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Carga máxima lineal

$$e_{critico} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 38.607 \text{ cm}$$

Excentricidad crítica

$$e := \frac{M_{ux}}{P_u} = 80.597 \text{ cm}$$

Excentricidad real

$$e = 80.597 \text{ cm} > e_{critico} = 38.607 \text{ cm}$$

Clasificación del momento

Se clasifica como momento grande.

Longitud de compresión

$$Y := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 16.002 \text{ cm}$$

$$T := q_{max} \cdot Y + P_u = 1765.579 \text{ kN} \quad \text{Determinar fuerza de tracción}$$

$$\phi_p := 0.75 \quad \text{Factor de seguridad a tracción del perno}$$

$$\phi P_n := \phi_p \cdot F_u \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{perno}^2 \cdot (1 - 0.25)}{4} \quad \text{Resistencia a tracción de un perno con un factor de 23\% de reducción por deslizamiento y rotura del concreto}$$

$$\phi P_n = 147.387 \text{ kN} \quad \text{Resistencia de diseño a tracción del perno}$$

$$T_p := \frac{T}{n_{pernos}} = 126.113 \text{ kN} \quad \text{Fuerza en cada perno}$$

$$Ratio_{compresion} := \frac{T_p}{\phi P_n} = 85.566 \% \quad \text{Ratio a compresión}$$

$$V_u := \sqrt{(160 \text{ kN})^2 + (168 \text{ kN})^2} = 232 \text{ kN} \quad \text{Fuerza de corte resultante}$$

$$N_{p,corte} := 14 - 4 = 10 \quad \text{Número de pernos sometidos a corte}$$

$$V_{perno} := \frac{V_u}{N_{p,corte}} = 23.2 \text{ kN} \quad \text{Corte por perno}$$

$$F_{y,barra} := 55 \text{ ksi} = 379.212 \text{ MPa} \quad \text{Límite elástico del material}$$

$$F_{u,barra} := F_u = 517.107 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia última del material}$$

Valor de diseño a corte

$$F_{nv} := \min(860 \text{ MPa}, F_{y,barra} \cdot 1.9, F_{u,barra})$$

$$\phi := 0.7 \quad \text{Factor de resistencia a tracción de pernos}$$

$$A_{anclaje} := \frac{\pi}{4} \left(\frac{\phi_{perno}}{1.14} \right)^2 = 389.895 \text{ mm}^2$$

Área efectiva de acero en el anclaje

$$V_{sa} := \phi \cdot F_u \cdot A_{anclaje} = 141.132 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a corte del anclaje

$$Ratio_{corte} := \frac{V_{perno}}{V_{sa}} = 0.164$$

Relación entre carga de corte y resistencia a
corte

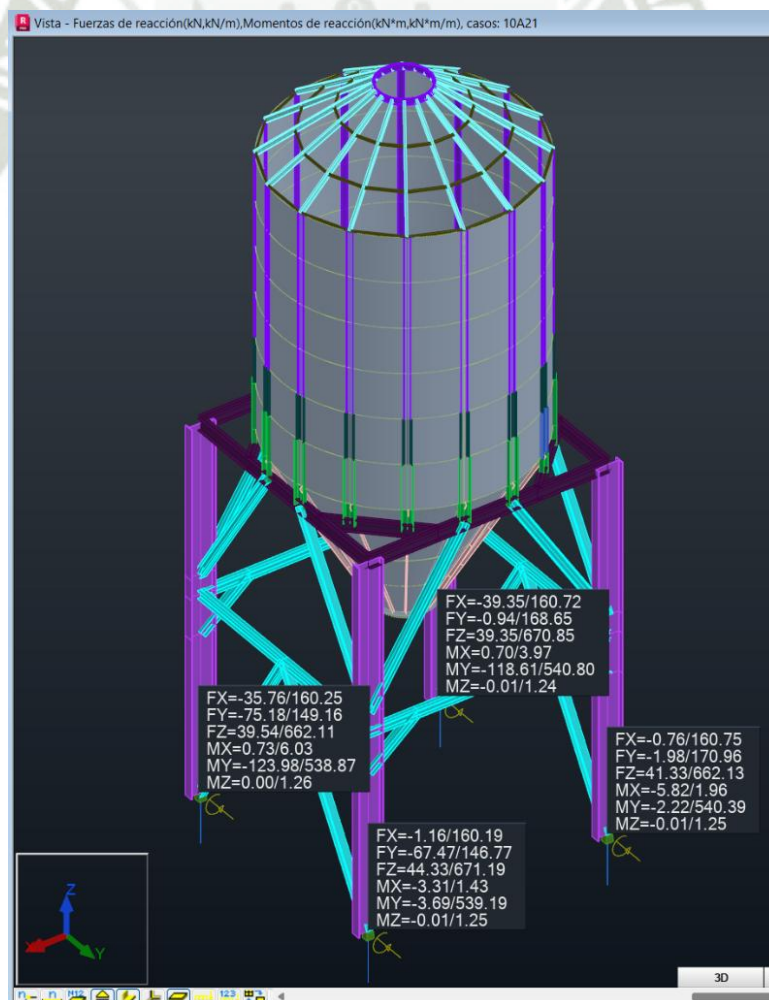
Ratio a interacción de corte y compresión de anclaje más solicitado

$$Ratio_{interaccion} := Ratio_{corte} \cdot \frac{5}{3} + Ratio_{compresion} \cdot \frac{5}{3} = 0.821$$

$$Ratio_{interaccion} = 82.053\%$$

Ratio de interacción total

Figura 3-87: Reacciones en los apoyos

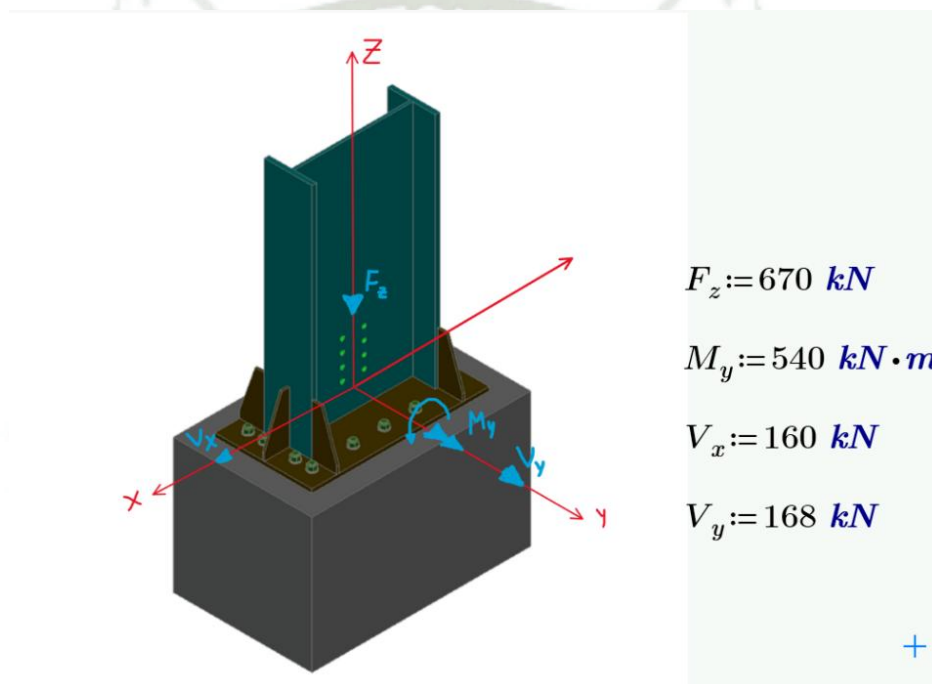


Nota: Elaboración propia

3.9.2. Unión Placa Base Calculo Manual de Soldadura.

Para el cálculo manual de la soldadura en la placa base se empleará AISC 360-16 sección J2, El cordón de soldadura lleva la siguiente forma. ya que soldara alrededor de la columna el eje x de inventor representa el eje y para el caso de cálculo, la soldadura es de 8mm de cateto o $0.707 \cdot 8\text{mm} = 5.66\text{mm}$ de ancho efectivo.

Figura 3-88: Diagrama de cuerpo libre de fuerzas en la placa base



Nota: Elaboración propia

Para el cálculo de las inercias se usó el software Autodesk inventor ya que permite determinar las propiedades geométricas de secciones dibujadas en planos de trabajo estos resultados se muestran en Figura 3-89. El proceso de cálculo es el siguiente.

$$I_{x_{inv}} = 61721.77 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia eje x inventor

$$I_y := I_{x_{inv}} = 61721.77 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia eje y y modelo de cálculo

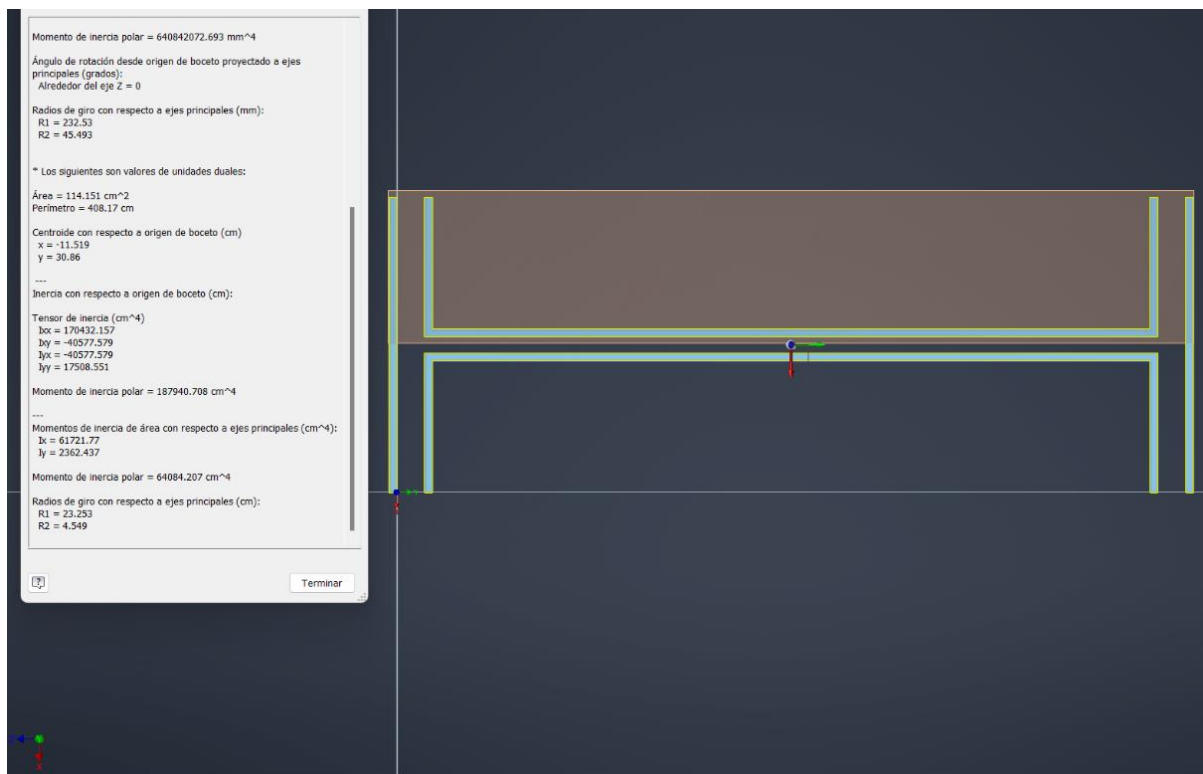
$$A_{we} := 114.51 \text{ cm}^2$$

Área efectiva de soldadura

$$c := 311.48 \text{ mm}$$

Distancia al cordón más alejado W

Figura 3-89: Inercia de los cordones de soldadura de placa base y columna en ejes "X" y "Y"



Nota: Elaboración propia

$$\tau'_1 := \frac{F_z}{A_{we}} = 58.51 \text{ MPa} \quad \text{Cortante primario eje z}$$

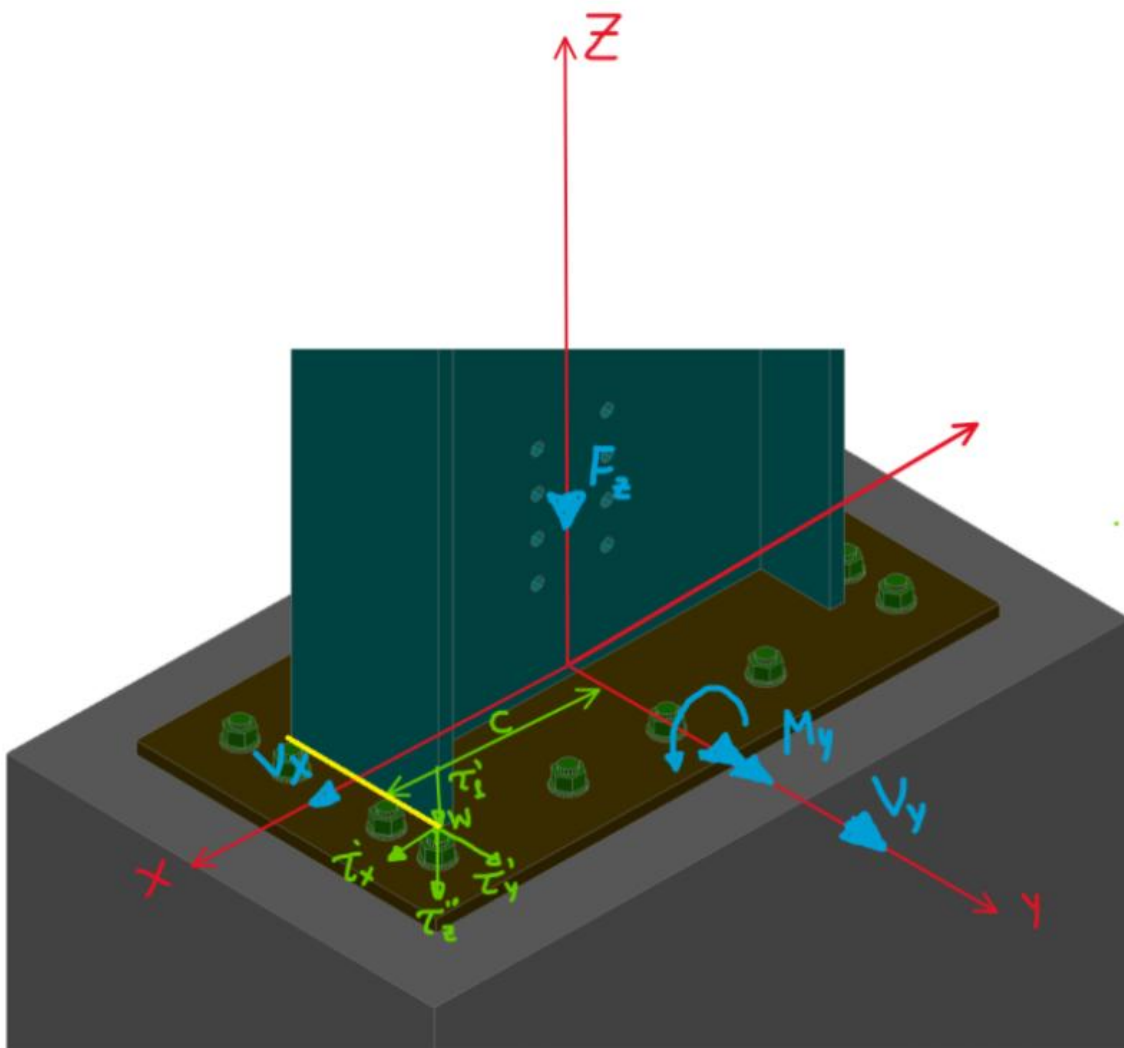
$$\tau'_x := \frac{V_x}{A_{we}} = 13.97 \text{ MPa} \quad \text{Cortante primario eje X}$$

$$\tau'_y := \frac{V_y}{A_{we}} = 14.67 \text{ MPa} \quad \text{Cortante primario eje Y}$$

$$\tau'' := \frac{M_y \cdot c}{I_y} = 272.51 \text{ MPa} \quad \text{Flexión en el eje Y}$$

$$\tau := \sqrt{(\tau'_1 + \tau'')^2 + \tau_x'^2 + \tau_y'^2} = 331.64 \text{ MPa} \quad \text{Cortante resultante}$$

Figura 3-90: Esfuerzo en el punto "w" de cordón de soldadura.



Nota: Elaboración propia

$$S_{E70XX} := 70 \text{ ksi}$$

Resistencia a tensión del electrodo
E70xx

$$\theta_1 := 90 \text{ deg} - \text{atan}\left(\frac{\tau'_y}{\tau'' + \tau'_1}\right) = 87.46 \text{ deg}$$

Ángulo entre eje de cordón de
soldadura y línea de acción de
esfuerzos según ASISC 360-16 J2.4

$$\theta_2 := 90 \text{ deg} - \text{atan}\left(\frac{\tau'_x}{\tau'' + \tau'_1}\right) = 87.58 \text{ deg}$$

Ángulo entre eje de cordón de soldadura y línea de acción de esfuerzos según ASISC 360-16 J2.4

$$\theta := \min(\theta_1, \theta_2)$$

Selección del ángulo mínimo entre θ_1 y θ_2

$$S_u := 0.6 \cdot S_{E70XX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta))^{1.5}$$

Resistencia nominal del material de aportación según ASISC 360-16 J2.4

$$S_u = 434.16 \text{ MPa}$$

Valor calculado de la resistencia nominal

$$R_{ratio_weld} := \frac{\tau}{S_u} = 76.39\%$$

Ratio de diseño para el punto w del cordón de soldadura en filete

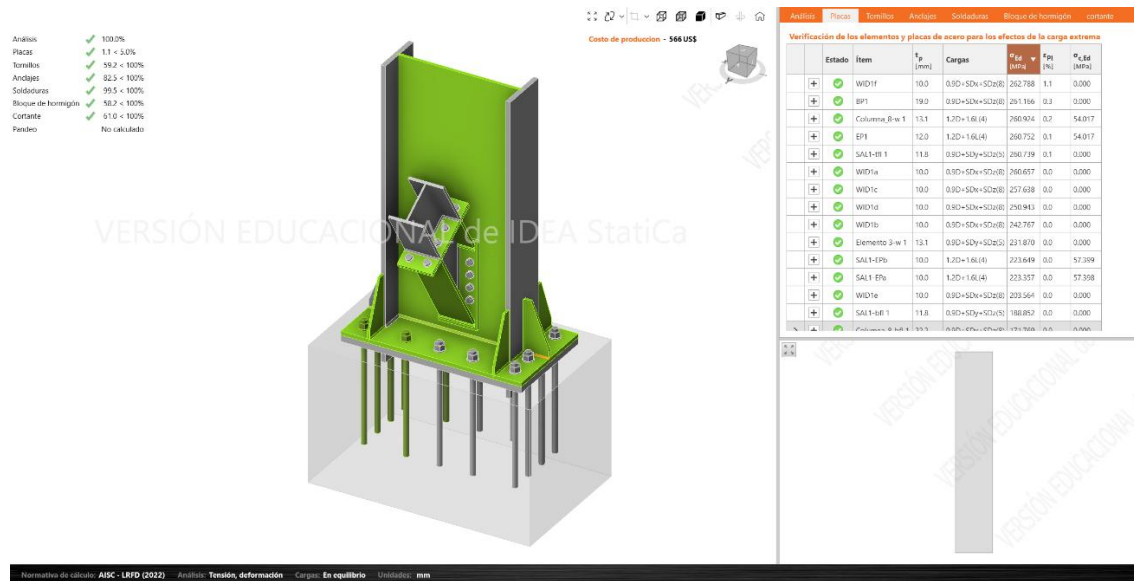
3.9.3. Unión Placa Base Mediate Software Idea Statica.

El proyecto no contemplara el diseño de las cimentaciones estos comprenden elementos de concreto armado zapatas, pero si el diseño de la placa base y los pernos de anclaje.

Los apoyos de las columnas se modelaron como empotramientos es decir una unión rígida que transferir momentos y fuerzas la Figura 3-91 muestra la unión con las respectivas verificaciones, los elementos empleados son los siguientes:

- Columnas sección W24x94
- Placa Base plancha de 3/4"
- Rigidizadores de alas plancha de 10mm
- Anclajes 1 F1554 Gr. 55 de 1"
- Bloque de hormigón

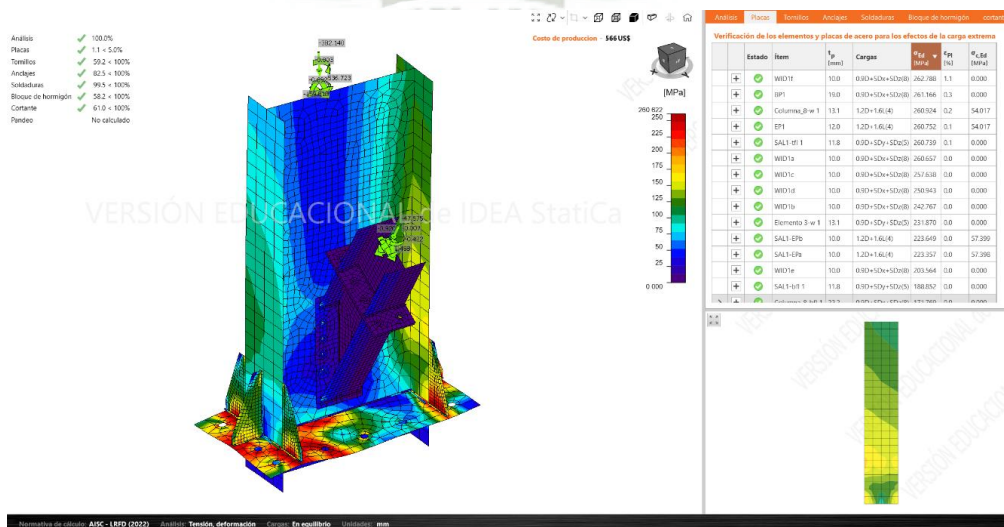
Figura 3-91: Conexión placa base



Nota: Elaboración propia

Esta verificación se ha realizado bajo la máxima combinación de carga siendo la más crítica $D2+0.3Vx+Sx+Sz$, los esfuerzos máximos en las placas y perfiles no superan los 247.5MPa, además las deformaciones en placas son admisibles en un 5% según norma europea EN 1993-1-5, el procedimiento completo de las comprobaciones de soldadura anclaje y bloque de hormigón se detallarán en el anexo 8.

Figura 3-92: Esfuerzos de Von Mises en conexión placa base



Nota: Elaboración propia

Las medidas de la placa base y los rigidizadores de alas se muestran en la Figura 3-93.

Figura 3-93: Medidas de placa base, rigidizadores de columna y elementos de arriostre.

Operaciones							
Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
BP1	P19,0x470,0-857,0 (A572 Gr.42)		1	Doble tendón de soldadura: 8,0 Doble tendón de soldadura: 13,4 Doble tendón de soldadura: 9,3	1054,8 460,0 594,8	1 F1554 Gr.55	14
WID1	P10,0x120,0-250,0 (A572 Gr.42)		6	Doble tendón de soldadura: 6,0 Bisel: 6,0	1220,0 1000,0		
SAL1	P10,0x166,0-355,0 (A572 Gr.42)		1	Doble tendón de soldadura: 6,0	1050,4	5/8 A325	8
	P10,0x166,0-355,0 (A572 Gr.42)		1				
EP1	P12,0x186,0-426,1 (A572 Gr.42)		1	Doble tendón de soldadura: 8,0 Doble tendón de soldadura: 5,0	332,0 363,9	5/8 A325	8

Nota: Elaboración propia

El procedimiento detallado de anclaje según la norma ACI 318-14 se muestra en la figura 69, el ítem A3 muestra el anclaje más carga bajo cargas de tracción y cortantes con una ratio combinada de 71%.

Figura 3-94: Verificación del anclaje más cargado.

Tornillos										
Forma	Item	Cantidad	Cargas	F_t [kN]	V [kN]	$\Phi_{R_{tracción}}$ [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Estado
	B9	1/2 A325 - 1	D1+0.3Vx+Sx+Sz(4)	1.5	0.3	69.5	2.5	0.8	-	OK
	B10	1/2 A325 - 1	D1+0.3Vx+Sx+Sz(4)	7.0	0.2	69.5	11.8	0.6	-	OK
	B11	1/2 A325 - 1	D1+0.3Vx+Sx+Sz(4)	1.1	0.4	69.5	1.9	1.2	-	OK
	B12	1/2 A325 - 1	D1+0.3Vx+Sx+Sz(4)	0.2	0.4	69.5	15.7	1.2	-	OK
	B13	1/2 A325 - 1	D2+0.3Vy+Sy+Sz(6)	0.5	0.3	69.5	0.2	0.7	-	OK
	B14	1/2 A325 - 1	D1+0.3Vx+Sx+Sz(4)	2.1	0.2	69.5	3.8	0.5	-	OK
	B15	1/2 A325 - 1	D1+0.3Vx+Sx+Sz(4)	0.2	0.3	69.5	0.3	0.9	-	OK
	B16	1/2 A325 - 1	D1+0.3Vx+Sx+Sz(4)	2.8	0.3	69.5	4.7	0.8	-	OK
	B17	5/8 A325 - 2	D2+0.3Vy+Sy+Sz(6)	10.1	36.5	108.6	11.0	66.0	-	OK
	B18	5/8 A325 - 2	D2+0.3Vy+Sy+Sz(6)	9.7	36.5	108.6	10.5	66.2	-	OK
	B19	5/8 A325 - 2	D2+0.3Vy+Sy+Sz(6)	4.4	36.5	108.6	4.8	66.1	-	OK
	B20	5/8 A325 - 2	D2+0.3Vy+Sy+Sz(6)	4.6	36.6	108.6	5.0	66.2	-	OK
	B21	5/8 A325 - 2	D2+0.3Vy+Sy+Sz(6)	16.3	39.0	108.6	17.7	70.6	-	OK
	B22	5/8 A325 - 2	D2+0.3Vy+Sy+Sz(6)	16.6	39.0	108.6	18.1	70.6	-	OK
	B23	5/8 A325 - 2	D2+0.3Vy+Sy+Sz(6)	6.1	37.1	108.6	6.6	67.2	-	OK
	B24	5/8 A325 - 2	D2+0.3Vy+Sy+Sz(6)	5.9	37.2	108.6	6.4	67.3	-	OK

Datos de diseño		
Cantidad	$\Phi_{R_{tracción}}$ [kN]	$\Phi_{R_{cortante}}$ [kN]
1/2 A325 - 1	58.9	35.3
5/8 A325 - 2	92.0	55.2

Anclajes									
Forma	Item	Cargas	N_f [kN]	$\Phi_{V_{cp}}$ [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Detallado	Estado
	A9	0.9D+SDx+SDz(8)	113,102	436,787	79,9	0,7	68,9	Aceptar	OK
	A10	0.9D+SDx+SDz(8)	115,585	436,787	81,7	0,7	71,4	Aceptar	OK
	A11	0.9D+SDx+SDz(8)	105,716	436,787	74,7	0,7	61,5	Aceptar	OK
	A12	0.9D+SDx+SDz(8)	106,942	436,787	75,6	0,7	62,7	Aceptar	OK
	A13	1.2D+1.6L(4)	37,345	436,787	26,4	0,3	10,9	Aceptar	OK
	A14	0.9D+SDx+SDz(8)	0,000	436,787	0,0	0,7	0,0	Aceptar	OK
	A15	1.2D+1.6L(4)	21,563	436,787	15,2	0,3	4,4	Aceptar	OK
	A16	0.9D+SDx+SDz(8)	3,233	436,787	2,3	0,7	0,2	Aceptar	OK
	A17	0.9D+SDx+SDz(8)	31,563	436,787	22,3	0,7	8,2	Aceptar	OK
	A18	0.9D+SDx+SDz(8)	39,564	436,787	28,0	0,7	12,0	Aceptar	OK
	A19	0.9D+SDx+SDz(8)	115,944	436,787	81,9	0,7	71,8	Aceptar	OK
	A20	0.9D+SDx+SDz(8)	116,754	436,787	82,5	0,7	72,6	Aceptar	OK
	A21	1.2D+1.6L(4)	23,315	436,787	16,5	0,3	5,0	Aceptar	OK
	A22	1.2D+1.6L(4)	40,252	436,787	28,4	0,3	12,3	Aceptar	OK

Datos de diseño	
Cantidad	$\Phi_{N_{sa}}$ [kN]
1 F1554 Gr.55 - 2	141,519

Resultado detallado para A20

Following checks of anchors loaded in tension are not provided and should be checked using information in relevant Technical Product Specification (based on the 5 percent fractile of tests performed and evaluated according to ACI 355.2):

- Pull-out failure of fastener (for post-installed mechanical anchors) - ACI 318-19 – 17.6.3
- Bond strength of adhesive anchor (for post-installed bonded anchors) - ACI 318-19 – 17.6.5
- Concrete splitting failure during installation should be evaluated by ACI 355.2 requirements

Concrete blow-out failure is provided only for anchors with washer plates.

Resistencia a tracción del anclaje (ACI 318-14 – 17.4.1)

$$\phi N_{sa} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} = 141,519 \text{ kN} \geq N_f = 116,754 \text{ kN}$$

Donde:

- $\phi = 0,70$ – factor de resistencia
- $A_{se,N} = 391,0 \text{ mm}^2$ – Área a tracción
- $f_{uta} = 517,100 \text{ MPa}$ – resistencia última especificada para el acero del tornillo
 - $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$, donde:
 - $f_{ya} = 379,211 \text{ MPa}$ – límite elástico especificado del acero del anclaje
 - $f_u = 517,100 \text{ MPa}$ – resistencia última especificada para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento en cuña del hormigón (pryout) (ACI 318-14 – 17.5.3)

La comprobación se realiza para el grupo de anclajes en la placa base común

$$\phi V_{cp} = \phi \cdot k_{cp} \cdot N_{cp} = 436,787 \text{ kN} \geq V_g = 3,178 \text{ kN}$$

Donde:

- $\phi = 0,65$ – factor de resistencia
- $k_{cp} = 2,00$ – factor de arrancamiento por cortante en cuña del hormigón (pry-out)
- $N_{cp} = 335,990 \text{ kN}$ – resistencia a arrancamiento del cono de hormigón en caso de todos los anclajes en tracción
- $V_g = 3,178 \text{ kN}$ – suma de los cortantes de los anclajes sobre una misma placa base

Interacción tracción-cortante (ACI 318-14 – R17.6)

$$U_{tt}^{5/3} + U_{ts}^{5/3} = 0,73 \leq 1,0$$

Donde:

- $U_{tt} = 0,83$ – máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes
- $U_{ts} = 0,01$ – máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Armado suplementario (ACI 318-14 – 17.4.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 749,718 kN en tensión

Nota: Elaboración propia

3.9.4. Conexión Entre Viga y Columna Calculo Manual.

La conexión entre viga y columna se idealizo como unión articulada, es decir los momentos flectores son nulos, esto se logra al no soldar las alas de las vigas solo se une el alma mediante un cordón posteriormente se emperna la placa a la columna, los pernos de alta resistencia ASTM A325, estas propiedades se reflejan en la Figura 3-95.

Figura 3-95: Resistencia de los pernos a cortante y tensión de distintas calidades.

Descripción del Perno	Resistencia Nominal a la Tracción, F_{nt} , ksi (MPa)	Resistencia Nominal al Corte en Conexiones de Tipo Rodamiento, F_{nv} , ksi (MPa)
Pernos A307	45 (310)	27 (186)
Grupo A (ej., A325), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	90 (620)	54 (372)
Grupo A (ej., A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	90 (620)	68 (469)
Grupo B (ej., A490), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	113 (780)	68 (469)

Nota. Adaptado Capítulo J, Diseño de Conexiones por AISC 360-16

El cálculo realizado para la unión de viga y columna es el siguiente.

$$F_{nt} := 90 \text{ ksi} = 620.53 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo a tracción de perno ASTM A325}$$

$$F_{nv} := 68 \text{ ksi} = 468.84 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo a corte de perno ASTM A325}$$

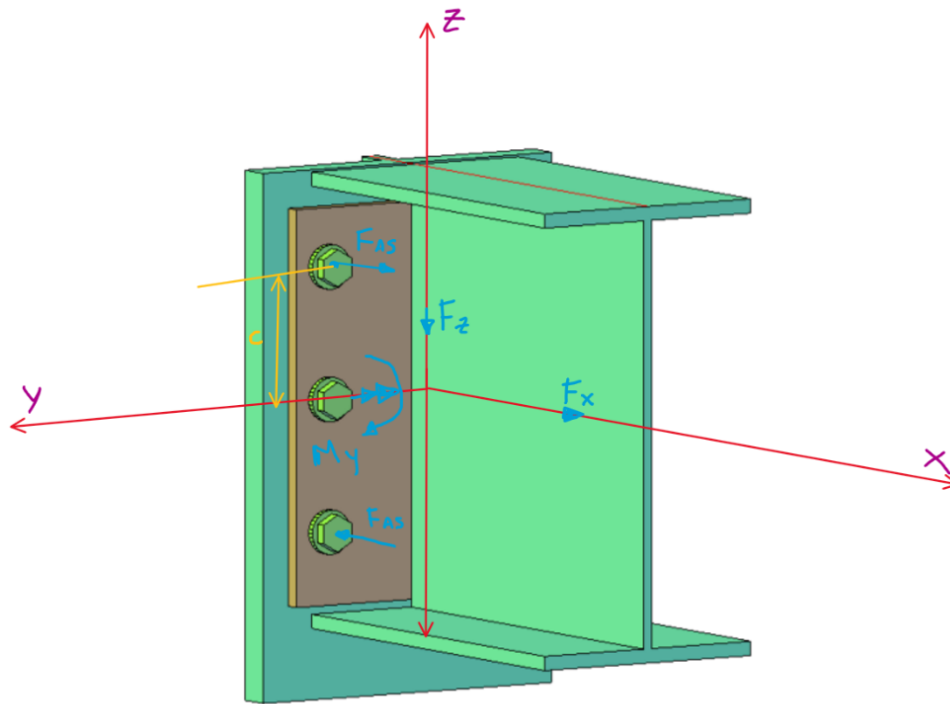
$$F_u := 55 \text{ ksi} = 379.21 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo último ASTM A653 GR 40}$$

$$F_y := 40 \text{ ksi} = 275.79 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo de fluencia ASTM A653 GR 40}$$

$$D_p := \frac{1}{2} \text{ in} = 12.7 \text{ mm} \quad \text{Diámetro del perno}$$

$$A_b := \frac{\pi \cdot D_p^2}{4} = 126.68 \text{ mm}^2 \quad \text{Área bruta del perno}$$

Figura 3-96: Diagrama de cuerpo libre a corte, soldada y emperrada



Nota: Elaboración propia

$\phi := 0.75$	Factor de resistencia en pernos
$D_a := D_p + \frac{1}{16} \text{ in} = 14.29 \text{ mm}$	Diámetro del agujero estándar
$\phi P_n := 0.75 \cdot A_b \cdot F_{nt} = 58.95 \text{ kN}$	Resistencia del perno a tracción
$\phi P_{nv} := 0.75 \cdot A_b \cdot F_{nv} = 44.54 \text{ kN}$	Resistencia del perno a cortante
$F_{ts} := \frac{20.56 \text{ kN}}{6} = 3.43 \text{ kN}$	Fuerza a tracción por carga axial en cada perno
$F_{vs} := \frac{26.73 \text{ kN}}{6} = 4.46 \text{ kN}$	Fuerza a corte en cada perno
$F_{vs} := \frac{26.73 \text{ kN}}{6} = 4.46 \text{ kN}$	Fuerza a corte en cada Perno

Fuerza de tracción por momento flector producir por la fuerza cortante al momento de ser llevado al centro geométrico de pernos

Figura 3-97: Distancia c del eje neutro a los diferentes pernos

$$c_{perno} := \begin{bmatrix} 90 \\ 90 \\ 0 \\ 0 \\ -90 \\ -90 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Nota. Elaboración Propia

$$b := 309 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de la columna W24x94 a la conexión emperrada de estudio

$$M := 26.73 \text{ kN} \cdot b = 8.26 \text{ kN} \cdot m$$

Momento por la carga cortante y la distancia 'b' a la conexión emperrada

$$sum_c := \sum c_{perno}^2 = 324 \text{ cm}^2$$

Suma de distancias 'c' del eje del momento a los diferentes pernos

$$M_y := -8.25 \text{ kN} \cdot m$$

Momento producido por la cortante cuando actúa en el centro geométrico de los pernos

Figura 3-98: Carga axial distribuidos en los pernos

$$F_{AS} := \frac{|M_y| \cdot c_{perno}}{sum_c} = \begin{bmatrix} 22.92 \\ 22.92 \\ 0 \\ 0 \\ -22.92 \\ -22.92 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Nota. Elaboración Propia

$$F_{tt} := F_{AS_0} - F_{ts} = 19.49 \text{ kN}$$

Pernos más cargados a tracción por flexión y carga de tracción axial

$$\frac{F_{tt}}{\phi P_n} = 0.33$$

Ratio de diseño

$$t := 10 \text{ mm}$$

Espesor de plancha de unión

$$D_p = 12.7 \text{ mm}$$

Diámetro del perno

$$F_u = 379.21 \text{ MPa}$$

Esfuerzo último de plancha ASTM A653 GR

40

$$l_c = 40 \text{ mm}$$

Distancia del borde de plancha al centro de
perno

$$\phi = 0.75$$

Factor de aplastamiento en agujero de tornillos

Resistencia por aplastamiento en agujero de tornillos

$$R_{na} := \left| \text{if } \phi \cdot 1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u < 2.4 \cdot D_p \cdot t \cdot F_u \text{ then } \phi \cdot 1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \right|$$

$$R_{na} = 136.52 \text{ kN}$$

Valor de la resistencia por aplastamiento

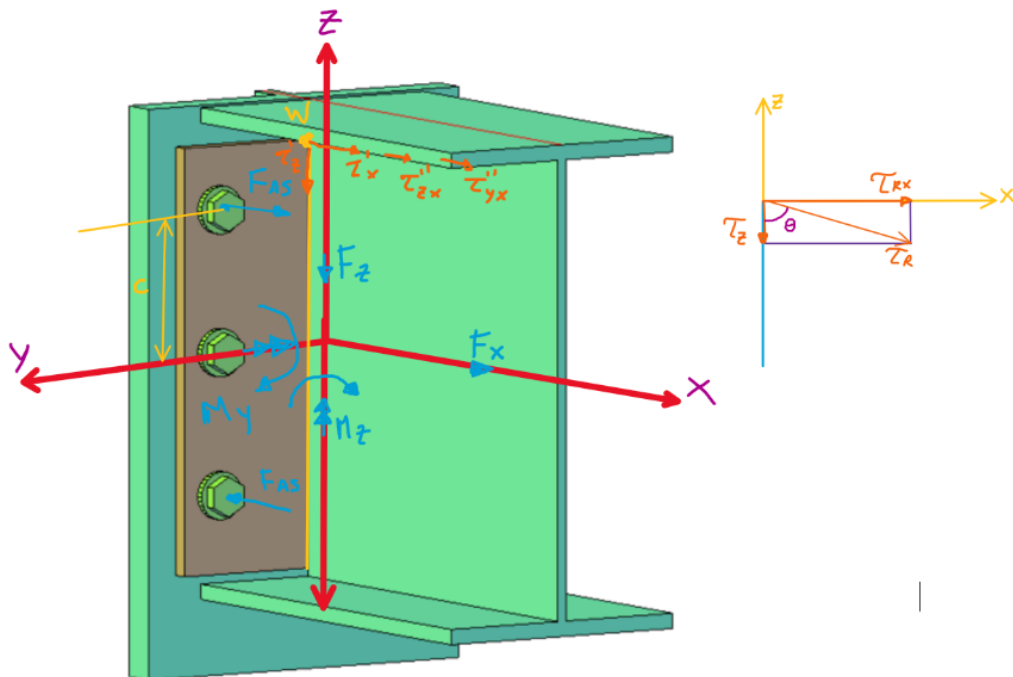
$$\frac{F_{vs}}{R_{na}} = 3.26\%$$

Ratio por aplastamiento

3.9.5. Conexión de Viga Columna Placa Soldada a Corte.

Para el cálculo de la soldadura ese empleara el AISC 360-16 sección J2, para la cual tenemos las máximas fuerzas producidas en el elemento de unión técnicamente no se transfiere momento, pero las cargas cortante si producen momento en lo largo del eje Y este momento es pequeño, pero es de intereses ya que genera esfuerzos importantes en el cordón de soldadura.

Figura 3-99: Diagrama de cuerpo libre de placa soldada a viga en corte.



Nota: Elaboración propia

$F_x := 66.84 \text{ kN}$ Fuerza axial eje X

$F_z := 11.97 \text{ kN}$ Fuerza cortante eje Z

$M_y := 13.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Momento flexionante eje Y

$M_z := 0.525 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Momento flexionante eje Z

El cordón de soldadura lleva la siguiente forma, ya que se soldarán alrededor de la columna el eje x de inventor representa el eje y para el caso de cálculo, la soldadura es de 6 mm de cateto o $0.707 \cdot 6 \text{ mm} = 4.24 \text{ mm}$ de ancho efectivo.

Figura 3-100: Propiedades de cordones de soldadura típicos sometidos a flexión

Soldadura	Área de la garganta	Ubicación de G	Segundo momento unitario del área
1.	$A = 0.707hd$	$\bar{x} = 0$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^3}{12}$

Nota: Adaptado de Diseño en ingeniería mecánica de Shigley 9na Edición.

$h := 6 \text{ mm}$	Altura de la soldadura
$d := 270 \text{ mm}$	Longitud de la soldadura
$I_u := \frac{d^3}{6} = 3280.5 \text{ cm}^3$	Momento de inercia eje x inventor
$I_y := 0.707 \cdot h \cdot I_u = 1391.59 \text{ cm}^4$	Momento de inercia eje y y modelo de cálculo
$A_{we} := 0.707 \cdot h \cdot d = 11.45 \text{ cm}^2$	Área efectiva de soldadura
$c := \frac{d}{2} = 13.5 \text{ cm}$	Distancia al cordón más alejado W
$\phi := 0.75$	Factor de resistencia para conexiones soldadas
$\tau'_1 := \frac{F_x}{A_{we}} = 58.36 \text{ MPa}$	Cortante primario eje z
$\tau'_x := \frac{F_z}{A_{we}} = 10.45 \text{ MPa}$	Cortante primario eje Z
$\tau'_y := 0 \text{ MPa}$	Cortante primario eje Y
$\tau''_{yx} := \frac{M_y \cdot c}{I_y} = 126.6 \text{ MPa}$	Fuerza axial por flexión en el eje Y
$I_z := 4.469 \text{ cm}^4$	Momento de inercia eje Z
$c_z := 5.84 \text{ mm}$	Distancia del eje al punto más alejado en Z
$\tau''_{zx} := \frac{M_z \cdot c_z}{I_z} = 68.61 \text{ MPa}$	Fuerza axial por flexión en el eje Z
Cortante Resultante	
$\tau_{Rx} := \tau'_1 + \tau''_{yx} + \tau''_{zx} = 253.56 \text{ MPa}$	Cortante resultante combinada de esfuerzos principales

$$\tau := \sqrt{(\tau_{Rx})^2 + \tau_x'^2 + \tau_y'^2}$$

Cortante total resultante

$$\tau = 253.78 \text{ MPa}$$

Valor calculado del esfuerzo cortante total

$$S_{E70XX} := 70 \text{ ksi}$$

Resistencia a tensión del electrodo E70xx

$$\theta_1 := 90 \text{ deg} - \text{atan}\left(\frac{\tau_y'}{\tau_1' + \tau_{yx}'' + \tau_{zx}''}\right)$$

Ángulo entre eje de cordón de soldadura y línea de acción de esfuerzos según ASISC

360-16 J2.4

$$\theta_1 = 90 \text{ deg}$$

Valor calculado de θ_1

$$\theta_2 := 90 \text{ deg} - \text{atan}\left(\frac{\tau_x'}{\tau_1' + \tau_{yx}'' + \tau_{zx}''}\right)$$

Ángulo entre eje de cordón de soldadura y línea de acción de esfuerzos según ASISC

360-16 J2.4

$$\theta_2 = 87.64 \text{ deg}$$

Valor calculado de θ_2

$$\theta := \min(\theta_1, \theta_2)$$

Selección del ángulo mínimo

Resistencia nominal del material de aportación ASISC 360-16 J2.4

$$S_u := \phi \cdot 0.6 \cdot S_{E70XX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(86.4 \text{ deg}))^{1.5}$$

$$R_{ratio_weld} := \frac{\tau}{S_u} = 77.98\%$$

Ratio de diseño para el punto w del cordón de soldadura en filete

La soldadura propuesta de 6mm de cateto es correcta a continuación se realiza la misma verificación mediante software IDS.

3.9.6. Conexión Vigas y Columna Sección “I”.

La conexión viga columna según el modelo de cálculo presenta fuerzas cortantes y axiales predominantemente, los momentos tiene una baja magnitud como se observa en la Figura 3-101, debido a esto se diseñarán uniones articuladas para ellos debemos conectar el alma de las vigas a la columna, pero no las alas para evitar la transferencia de momentos.

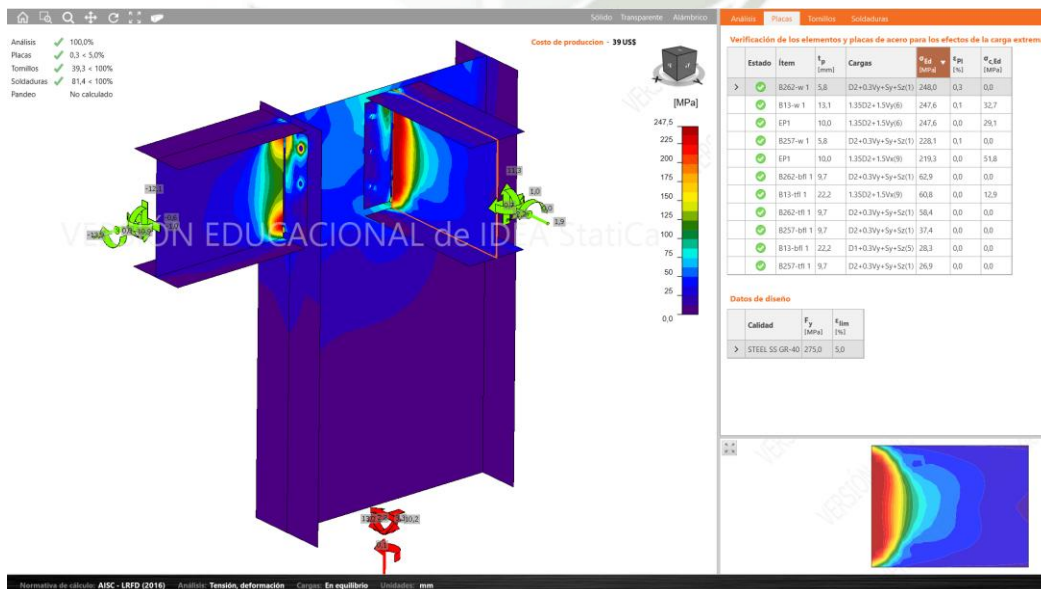
Figura 3-101: Conexión vigas columna sección “I” articulada.



Nota: Elaboración propia

El esfuerzo máximo de 248 MPa se produce bajo la combinación crítica y una deformación de 0.3% la Figura 3-102 muestra estos resultados. La lista de materiales está representada en la Figura 3-103, además el cálculo del perno con la mayor sollicitación se muestra en Figura 3-104.

Figura 3-102: Esfuerzo de Von Mises conexión vigas columna sección “I”



Nota. Elaboración propia

Figura 3-103: Lista de materiales conexión vigas columna sección “I”

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	N°	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	N°
CUT1							
EP1	P10.0x165.0-270.0 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	270,0	1/2 A325	6
CUT1							
EP1	P10.0x165.0-270.0 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	270,0	1/2 A325	6

Soldaduras

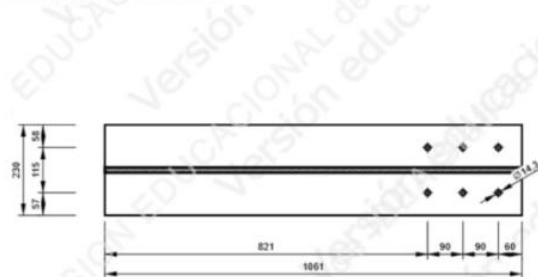
Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
Doble tendón de soldadura	E60xx	4,2	6,0	540,0

Tornillos

Nombre	Longitud de agarre [mm]	Cuenta
1/2 A325	32	6
1/2 A325	23	6

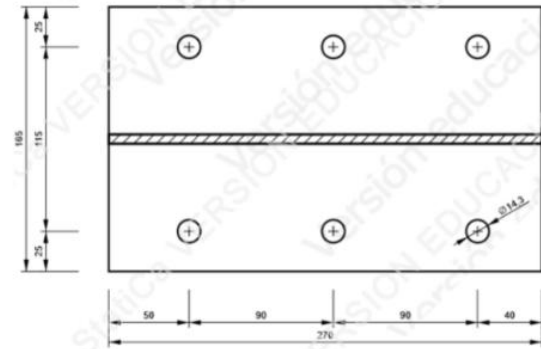
Dibujo

B13, W(lmp)24X94 - Ala superior 1:

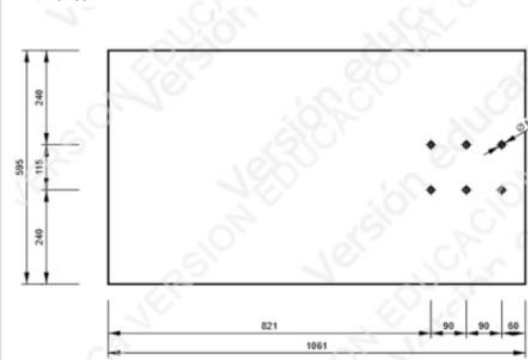


EP1

P10.0x270-165 (STEEL SS GR-40)



B13, W(lmp)24X94 - Alma 1:



Nota: Elaboración propia

Figura 3-104: Verificación del perno más cargado conexión vigas columna sección “I”.

Resultado detallado para B12

Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 58,9 \text{ kN} \geq F_t = 23,2 \text{ kN}$$

Donde:

- $F_{nt} = 620,0 \text{ MPa}$ – resistencia a tracción nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2
- $A_b = 127 \text{ mm}^2$ – Área bruta del tornillo
- $\phi = 0,75$ – factor de resistencia

Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 35,3 \text{ kN} \geq V = 2,2 \text{ kN}$$

Donde:

- $F_{nv} = 372,0 \text{ MPa}$ – esfuerzo cortante nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2
- $A_b = 127 \text{ mm}^2$ – Área bruta del tornillo
- $\phi = 0,75$ – factor de resistencia

Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16 – J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 86,9 \text{ kN} \geq V = 2,2 \text{ kN}$$

Donde:

- $l_c = 26 \text{ mm}$ – distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material
- $t = 10 \text{ mm}$ – espesor de la placa
- $d = 13 \text{ mm}$ – diámetro del tornillo
- $F_u = 380,0 \text{ MPa}$ – resistencia a tracción del material conectado
- $\phi = 0,75$ – factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos

Comprobación de la interacción tracción-cortante (AISC 360-16 – J3-2)

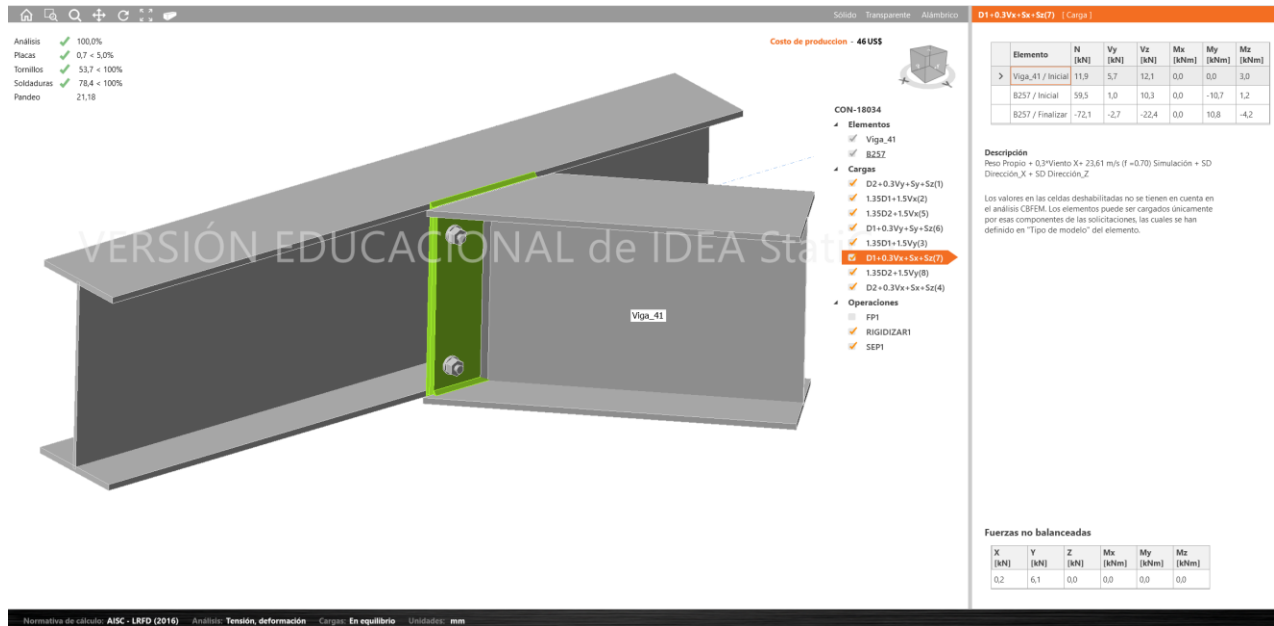
La tensión requerida, a cortante o en tracción, es menor o igual al 30% de la resistencia y los efectos de las tensiones combinadas no necesitan ser evaluadas.

Nota: Elaboración propia

3.9.7. Conexión Vigas en Idea Statica

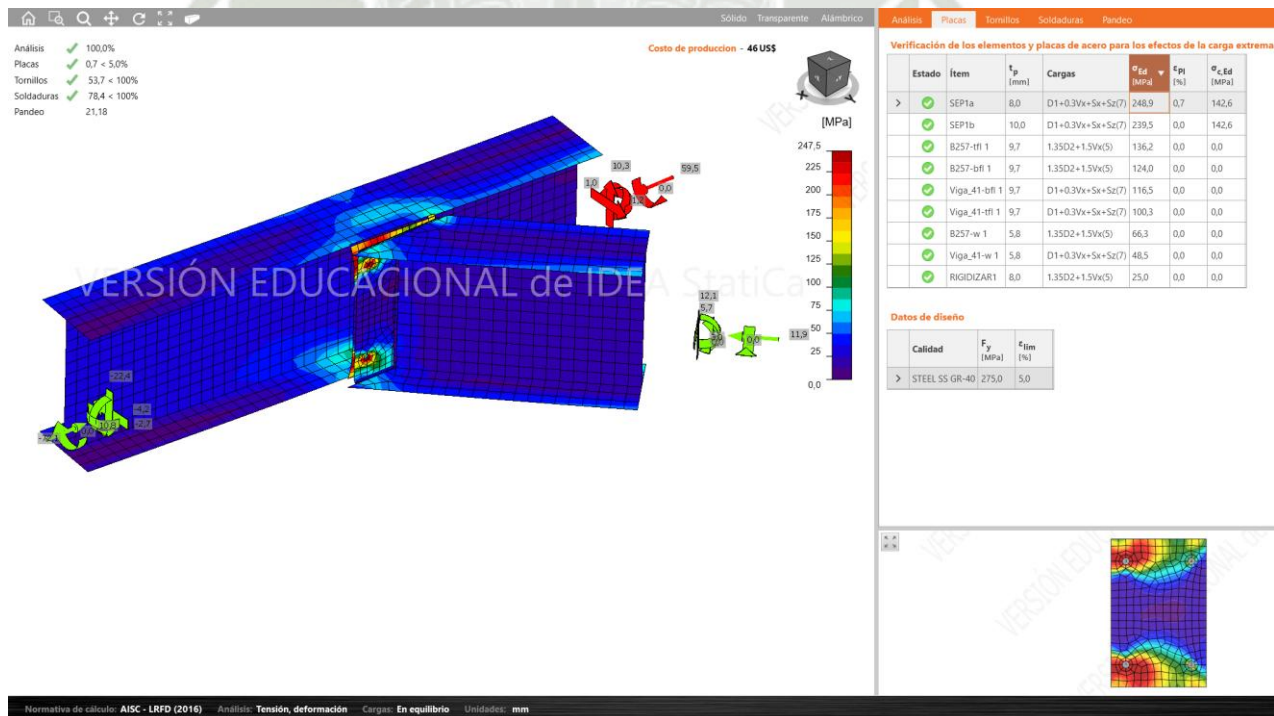
Las vigas tienen elementos diagonales para servir de soporte a las columnas de sección “C”, esta unión debe ser capaz de soportar momento la Figura 3-105 muestra las magnitudes y direcciones de las cargas, el máximo esfuerzo de Von Mises es de 248.9 MPa bajo la combinación crítica como se aprecia en la Figura 3-106, La lista de materiales se muestra en la Figura 3-107 además la verificación del perno se muestra en la Figura 3-108.

Figura 3-105: Conexión de vigas.



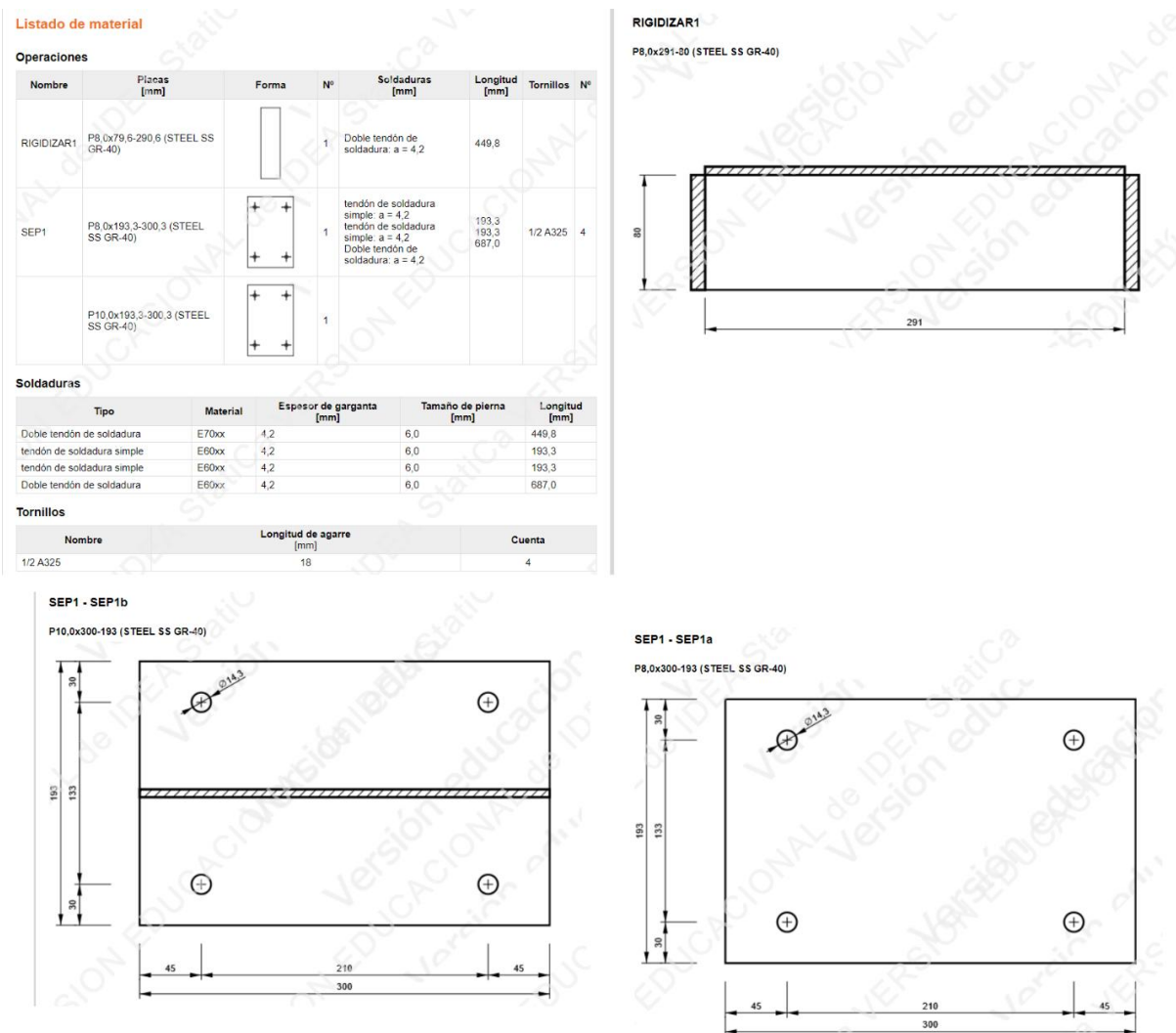
Nota: Elaboración propia

Figura 3-106: Esfuerzo de Von Mises conexión de vigas



Nota: Elaboración propia

Figura 3-107: Lista de materiales conexión de vigas.



Nota: Elaboración propia

Figura 3-108: Verificación tornillo más cargado conexión vigas.

Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,portante}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_v} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Estado
	B1	1/2 A325 - 1	D1+0.3Vx+Sx+Sz(7)	31,6	3,5	69,5	53,7	10,0	-	OK
	B2	1/2 A325 - 1	1.35D2+1.5Vy(8)	18,5	8,6	69,5	31,3	24,3	-	OK
	B3	1/2 A325 - 1	D1+0.3Vx+Sx+Sz(7)	28,1	7,4	69,5	47,6	21,1	-	OK
	B4	1/2 A325 - 1	1.35D2+1.5Vy(5)	24,5	3,5	69,5	41,7	9,8	-	OK

Datos de diseño

Calidad	$\phi R_{n,tracción}$ [kN]	$\phi R_{n,cortante}$ [kN]
1/2 A325 - 1	58,9	35,3

Resultado detallado para B3

Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 58,9 \text{ kN} \geq F_t = 28,1 \text{ kN}$$

Donde:

- $F_{nt} = 620,0 \text{ MPa}$ – resistencia a tracción nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2
- $A_b = 127 \text{ mm}^2$ – Área bruta del tornillo
- $\phi = 0,75$ – factor de resistencia

Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 35,3 \text{ kN} \geq V = 7,4 \text{ kN}$$

Donde:

- $F_{nv} = 372,0 \text{ MPa}$ – esfuerzo cortante nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2
- $A_b = 127 \text{ mm}^2$ – Área bruta del tornillo
- $\phi = 0,75$ – factor de resistencia

Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16 – J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 69,5 \text{ kN} \geq V = 7,4 \text{ kN}$$

Donde:

- $l_c = 37 \text{ mm}$ – distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material
- $t = 8 \text{ mm}$ – espesor de la placa
- $d = 13 \text{ mm}$ – diámetro del tornillo
- $F_u = 380,0 \text{ MPa}$ – resistencia a tracción del material conectado
- $\phi = 0,75$ – factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos

Comprobación de la interacción tracción-cortante (AISC 360-16 – J3-2)

La tensión requerida, a cortante o en tracción, es menor o igual al 30% de la resistencia y los efectos de las tensiones combinadas no necesitan ser evaluadas.

Nota: Elaboración propia

3.9.8. Conexión Columna Arriostres Diagonales

La Figura 3-109 muestra las fuerzas y momentos máximos a las cuales está sometido la unión, para facilitar el montaje de la estructura se soldará un saliente de perfil en taller y luego el arriostre se emperrará en campo la Figura 3-110 muestra el esfuerzo de Von Mises con un valor máximo de 256.3 MPa, la lista de materiales está representada en la Figura 3-115, las medidas con todos los elementos de conexión se muestran en la Figura 3-112

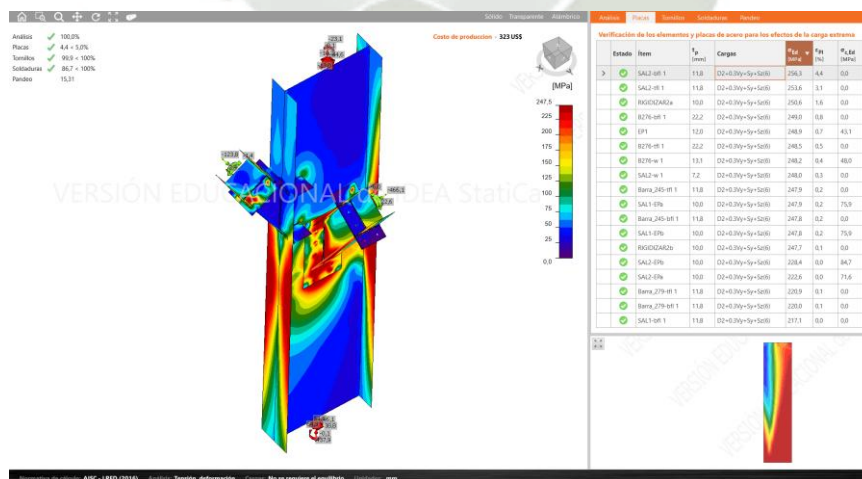
El procedimiento de verificación del perno con mayor sollicitación se muestra en la Figura 3-113.

Figura 3-109: Conexión columna arriostres diagonales.



Nota: Elaboración propia

Figura 3-110: Esfuerzo Von Mises conexión columna arriostres diagonales.










Nota: Elaboración propia

Figura 3-111: Lista de materiales conexión columna arriostres diagonales.

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
SAL1	P10,0x216,0-255,0 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	1050,4	1/2 A325	4
	P10,0x216,0-255,0 (STEEL SS GR-40)		1				
SAL2	P10,0x166,0-355,0 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	1050,4	1/2 A325	8
	P10,0x166,0-355,0 (STEEL SS GR-40)		1				
CUT1				Doble tendón de soldadura: a = 4,2	692,8		
RIGIDIZAR1	P10,0x108,5-122,6 (STEEL SS GR-40)		4	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	924,2		
RIGIDIZAR2	P10,0x108,5-572,6 (STEEL SS GR-40)		2	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	1579,0		
EP1	P12,0x266,0-532,9 (STEEL SS GR-40)		1	Bisel: a = 11,8 Doble tendón de soldadura: a = 4,0	332,0 360,8	5/8 A325	10

Soldaduras

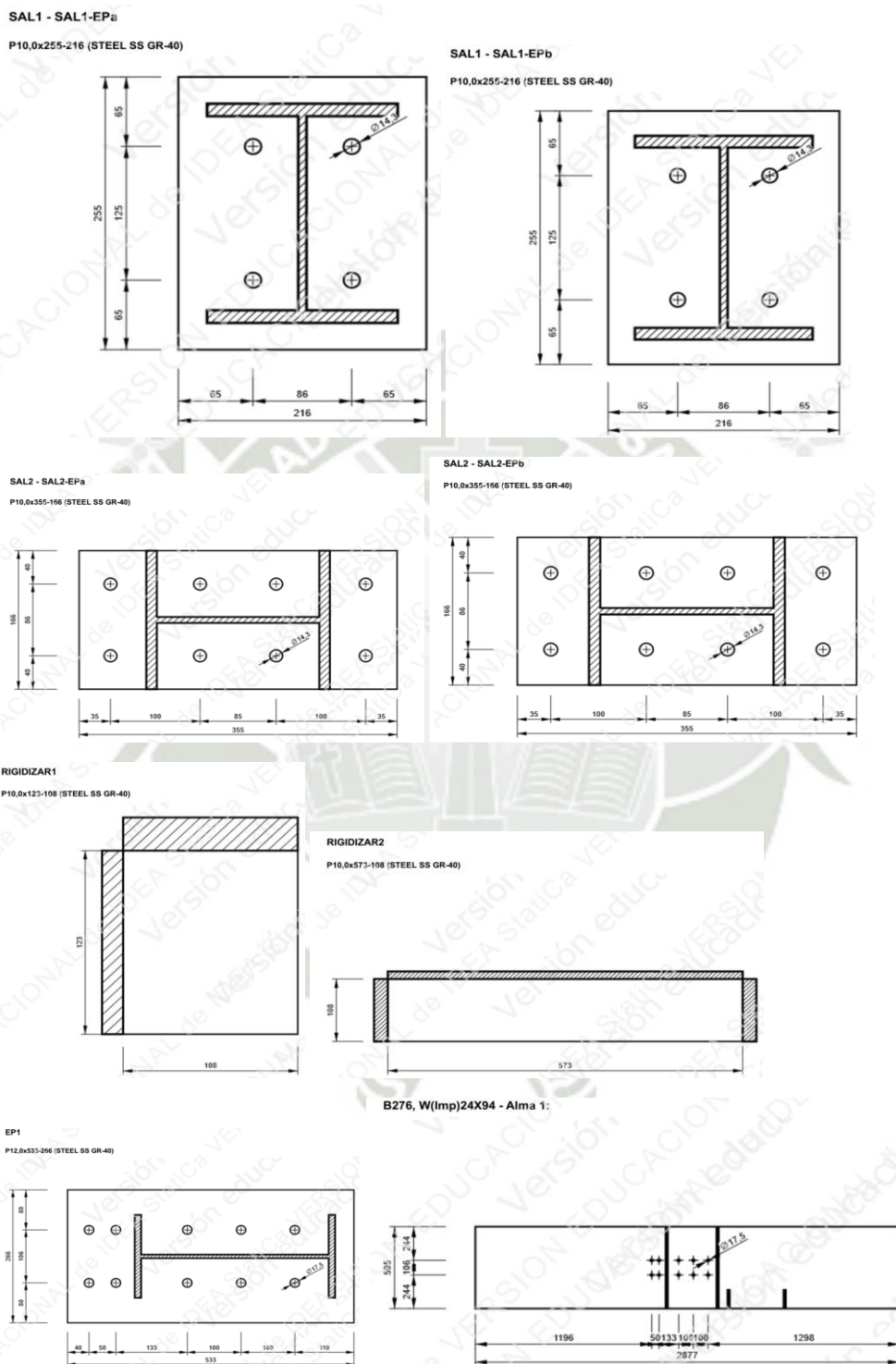
Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
Doble tendón de soldadura	E70xx	4,2	6,0	5296,8
Bisel	E70xx	-	-	332,0
Doble tendón de soldadura	E70xx	4,0	5,7	360,8

Tornillos

Nombre	Longitud de agarre [mm]	Cuenta
1/2 A325	20	12
5/8 A325	25	10

Nota: Elaboración propia

Figura 3-112: Medidas conexión columna arriostres diagonales.



Nota: Elaboración propia

Figura 3-113: Verificación perno más cargado conexión columna arriostres diagonales.

Resultado detallado para B13

Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 92,0 \text{ kN} \geq F_t = 57,2 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nt} = 620,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2}$$

$$A_b = 198 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia}$$

Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 55,2 \text{ kN} \geq V = 28,8 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nv} = 372,0 \text{ MPa} \quad \text{– esfuerzo cortante nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2}$$

$$A_b = 198 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia}$$

Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16 – J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 130,3 \text{ kN} \geq V = 28,8 \text{ kN}$$

Donde:

$$l_c = 97 \text{ mm} \quad \text{– distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material}$$

$$t = 12 \text{ mm} \quad \text{– espesor de la placa}$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad \text{– diámetro del tornillo}$$

$$F_u = 380,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción del material conectado}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos}$$

Comprobación de la interacción tracción-cortante (AISC 360-16 – J3-3)

$$\phi R_n = \phi \cdot F'_{nt} \cdot A_b = 71,6 \text{ kN} \geq F_t = 57,2 \text{ kN}$$

Donde:

$$F'_{nt} = 482,6 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción nominal modificada para incluir los efectos de las tensiones tangenciales}$$

- $F'_{nt} = 1,3 \cdot F_{nt} - \frac{f_{rv} \cdot F_{nv}}{\phi \cdot F_{nv}} \leq F_{nt}$, donde:
 - $F_{nt} = 620,0 \text{ MPa}$ – resistencia a tracción nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2
 - $F_{nv} = 372,0 \text{ MPa}$ – esfuerzo cortante nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2
 - $f_{rv} = 145,5 \text{ MPa}$ – tensión tangencial requerida usando combinaciones LRFD o ASD. La tensión tangencial en el anclaje debe ser igual o mayor a la tensión tangencial requerida
 - $\phi = 0,75$ – factor de resistencia para combinación tracción-cortante

$$A_b = 198 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

Nota: Elaboración propia

3.9.9. Conexión Columna Vigas Intermedias

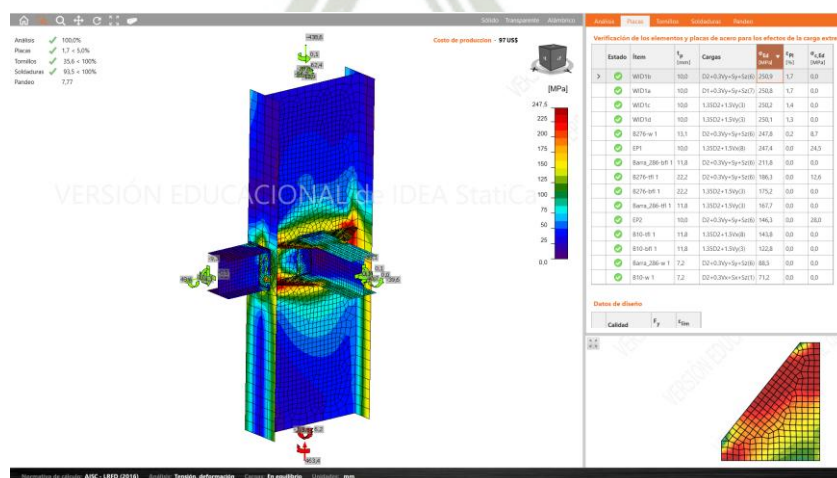
La conexión columna arriostre horizontal es similar a la conexión de columna arriostre diagonal porque los perfiles son los mismos esto se aprecia en la Figura 3-114, además la Figura 3-115 muestra la combinación que produce el esfuerzo máximo de 250.9 bajo la combinación crítica, la lista de materiales está representada en la Figura 3-116, las medidas de la conexión en la Figura 3-117 y finalmente la verificación del perno con mayor sollicitación está en la Figura 3-118.

Figura 3-114: Conexión columna vigas intermedias.



Nota: Elaboración propia

Figura 3-115: Esfuerzo Von Mises conexión columna vigas intermedias.

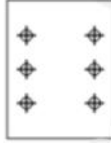
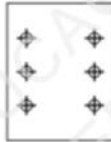



Nota: Elaboración propia

Figura 3-116: Lista de materiales conexión columna vigas intermedias.

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
EP1	P10,0x166,0-215,0 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	525,2	5/8 A325	6
EP2	P10,0x166,0-215,0 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	525,2	5/8 A325	6
WID1	P10,0x180,0-150,0 (STEEL SS GR-40)		4	Doble tendón de soldadura: a = 4,2 Bisel: a = 4,2	720,0 600,0		

Soldaduras

Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
Doble tendón de soldadura	E60xx	4,2	6,0	1050,4
tendón de soldadura simple	E60xx	4,2	6,0	762,0
Doble tendón de soldadura	E70xx	4,2	6,0	720,0
Bisel	E70xx	-	-	600,0

Tornillos

Nombre	Longitud de agarre [mm]	Cuenta
5/8 A325	32	6
5/8 A325	23	6

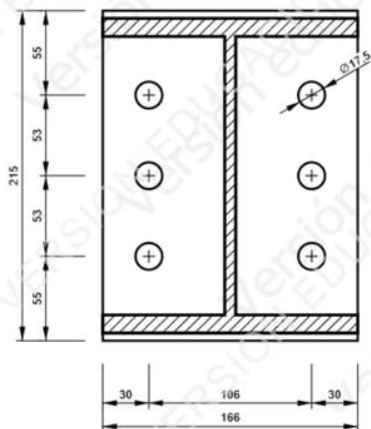
Nota: Elaboración propia

Figura 3-117: Medidas conexión columna vigas intermedias.

Dibujo

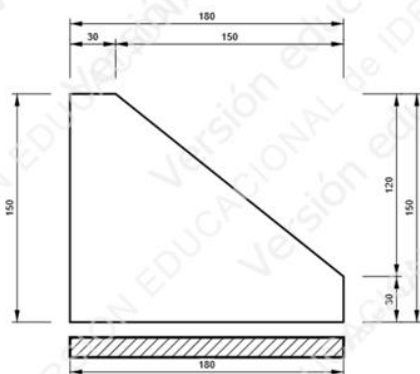
EP1

P10,0x215-166 (STEEL SS GR-40)



WID1

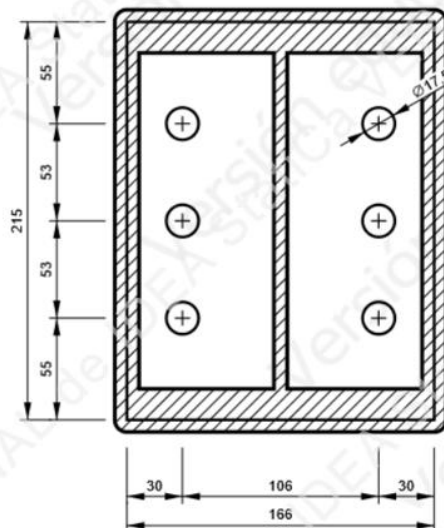
P10,0x150-180 (STEEL SS GR-40)



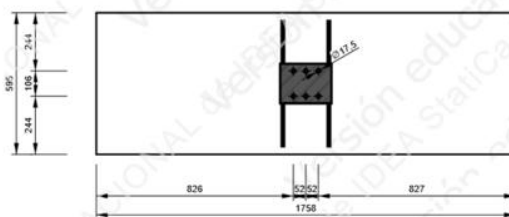
B276, W(lmp)24X94 - Ala superior 1:

EP2

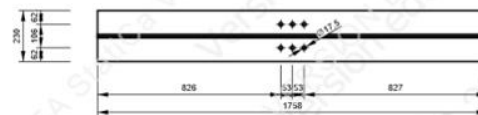
P10,0x215-166 (STEEL SS GR-40)



B276, W(lmp)24X94 - Alma 1:



B276, W(lmp)24X94 - Ala superior 1:



Nota: Elaboración propia

Figura 3-118: Verificación perno con mayor sollicitación conexión columna vigas intermedias.

Resultado detallado para B2

Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 92,0 \text{ kN} \geq F_t = 32,8 \text{ kN}$$

Donde:

$F_{nt} = 620,0 \text{ MPa}$ – resistencia a tracción nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2

$A_b = 198 \text{ mm}^2$ – Área bruta del tornillo

$\phi = 0,75$ – factor de resistencia

Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 55,2 \text{ kN} \geq V = 1,0 \text{ kN}$$

Donde:

$F_{nv} = 372,0 \text{ MPa}$ – esfuerzo cortante nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2

$A_b = 198 \text{ mm}^2$ – Área bruta del tornillo

$\phi = 0,75$ – factor de resistencia

Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16 – J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 74,1 \text{ kN} \geq V = 1,0 \text{ kN}$$

Donde:

$l_c = 22 \text{ mm}$ – distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material

$t = 10 \text{ mm}$ – espesor de la placa

$d = 16 \text{ mm}$ – diámetro del tornillo

$F_u = 380,0 \text{ MPa}$ – resistencia a tracción del material conectado

$\phi = 0,75$ – factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos

Comprobación de la interacción tracción-cortante (AISC 360-16 – J3-2)

La tensión requerida, a cortante o en tracción, es menor o igual al 30% de la resistencia y los efectos de las tensiones combinadas no necesitan ser evaluadas.

Nota: Elaboración propia

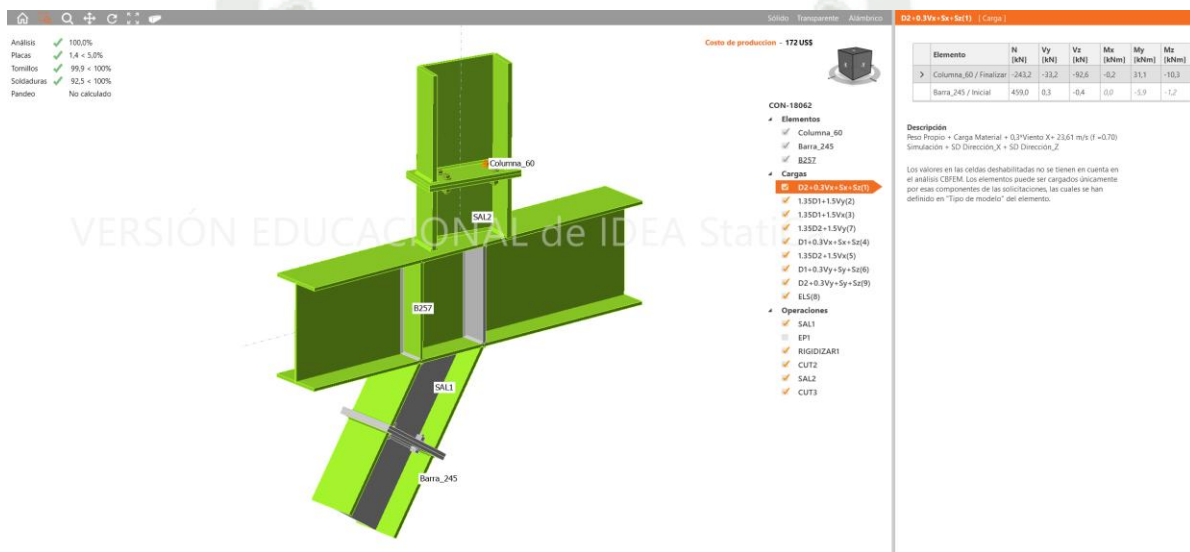
Los cálculos detallados se encuentran en el anexo 11 donde tenemos los cálculos de cada uno de los pernos y cordones de soldadura.

3.9.10. Conexión Viga Arriostre y Columna Sección “C”

El arriostre diagonal va de la columna a la viga de igual forma que la conexión columna arriostre esto se aprecia en la Figura 3-119, también tenemos una conexión saliente (para facilitar montaje) de la columna de sección “C” que estará conectada desde la viga hasta los rigidizadores del cuerpo cilíndrico.

La Figura 3-120 muestra el máximo esfuerzo de Von Mises que es de 250.3 MPa bajo la combinación crítica, la figura 90 muestra la lista de materiales, en la están representadas las medidas Figura 3-122 y la comprobación de los tonillos con mayor sollicitación esta detallado en la Figura 3-123.

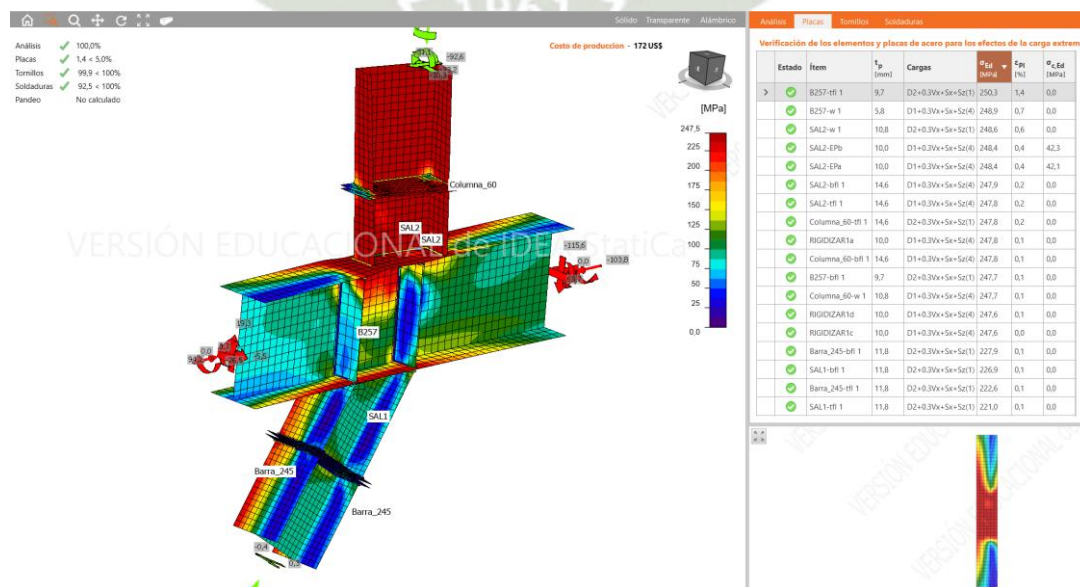
Figura 3-119: Conexión viga arriostre y columna sección “C”



Nota: Elaboración propia

Figura 3-120:

Esfuerzo de Von Mises conexión viga arriostre y columna sección “C”








Nota: Elaboración propia

Figura 3-121: Lista de materiales conexión viga arriostre y columna sección “C”

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
SAL1	P10,0x206,0-245,0 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	1050,4	1/2 A325	4
	P10,0x206,0-245,0 (STEEL SS GR-40)		1				
RIGIDIZAR1	P10,0x79,6-290,6 (STEEL SS GR-40)		4	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	1799,1		
CUT2				Doble tendón de soldadura: a = 4,2	558,8		
SAL2	P10,0x140,0-294,0 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	857,2	1/2 A325	4
	P10,0x140,0-294,0 (STEEL SS GR-40)		1				
CUT3				Doble tendón de soldadura: a = 4,9	418,2		

Soldaduras

Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
Doble tendón de soldadura	E70xx	4,2	6,0	4265,5
Doble tendón de soldadura	E70xx	4,9	7,0	418,2

Tornillos

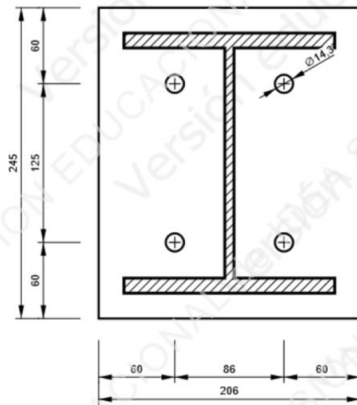
Nombre	Longitud de agarre [mm]	Cuenta
1/2 A325	20	8

Nota. Elaboración propia

Figura 3-122: Medidas conexión viga arriostre y columna sección “C”

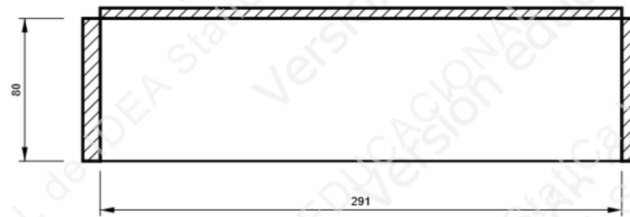
SAL1 - SAL1-EPb

P10,0x245-206 (STEEL SS GR-40)



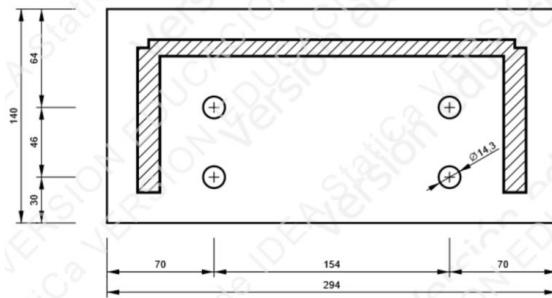
RIGIDIZAR1

P10,0x291-80 (STEEL SS GR-40)



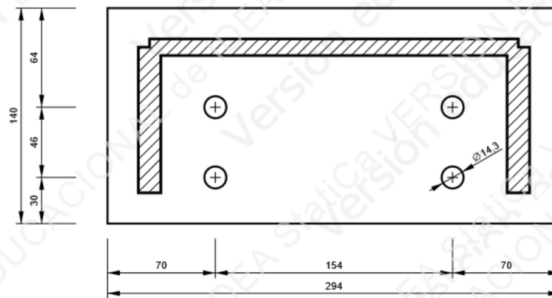
SAL2 - SAL2-EPa

P10,0x294-140 (STEEL SS GR-40)



SAL2 - SAL2-EPb

P10,0x294-140 (STEEL SS GR-40)



Nota: Elaboración propia.

Figura 3-123: Verificación perno más cargado conexión viga arriostre y columna sección “C”

Resultado detallado para B10

Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 58,9 \text{ kN} \geq F_t = 0,6 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nt} = 620,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2}$$

$$A_b = 127 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia}$$

Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 35,3 \text{ kN} \geq V = 35,3 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nv} = 372,0 \text{ MPa} \quad \text{– esfuerzo cortante nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2}$$

$$A_b = 127 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia}$$

Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16 – J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 86,9 \text{ kN} \geq V = 35,3 \text{ kN}$$

Donde:

$$l_c = 76 \text{ mm} \quad \text{– distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material}$$

$$t = 10 \text{ mm} \quad \text{– espesor de la placa}$$

$$d = 13 \text{ mm} \quad \text{– dimámetro del tornillo}$$

$$F_u = 380,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción del material conectado}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos}$$

Comprobación de la interacción tracción-cortante (AISC 360-16 – J3-2)

La tensión requerida, a cortante o en tracción, es menor o igual al 30% de la resistencia y los efectos de las tensiones combinadas no necesitan ser evaluadas.

Nota: Elaboración propia

3.9.11. Conexión Rigidizador de Silo, Viga de Techo y Correas de Techo

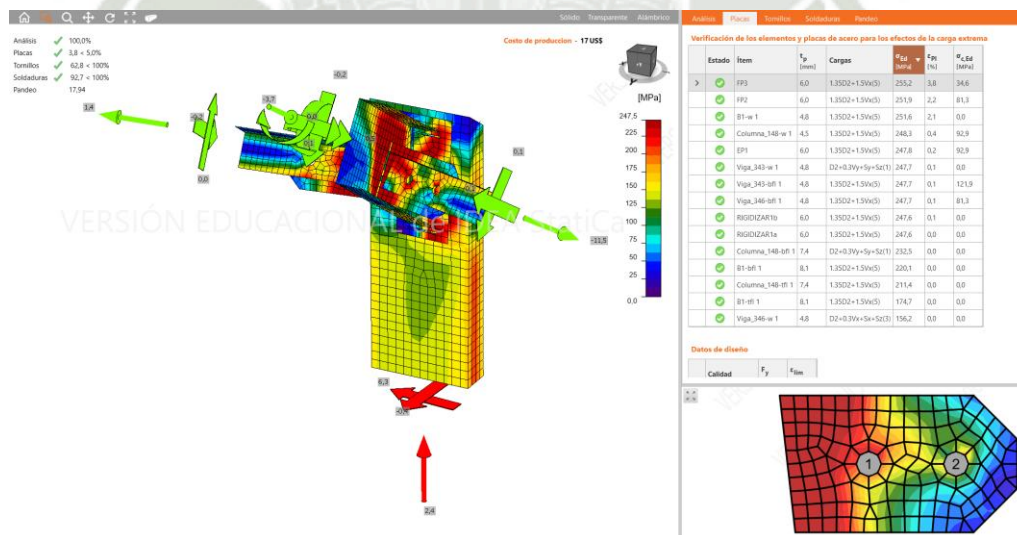
Finalmente, las vigas de techo estarán conectadas a los rigidizadores del cuerpo cilíndrico adicionalmente se tendrán correas de sección “L” entre las vigas de techo esto se muestra en la Figura 3-124, el máximo esfuerzo de Von Mises es de 252.2 MPa bajo la combinación de carga más crítica, la lista de materiales se aprecia en la Figura 3-125 , las medidas de los elementos conectados en la Figura 3-126 y finalmente la verificación del tornillo con mayor solicitación en la Figura 3-127.

Figura 3-124: Conexión rigidizador de silo, viga de techo y correas de techo.



Nota: Elaboración propia

Figura 3-125: Esfuerzo Von Mises conexión rigidizador de silo, viga de techo y correas de techo.


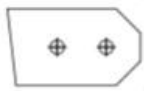




Nota: Elaboración propia

Figura 3-126: Lista de materiales conexión rigidizador de silo, viga de techo y correas de techo.

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	N°	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	N°
CUT2							
RIGIDIZAR1	P6,0x43,2-137,6 (STEEL SS GR-40)		2	Doble tendón de soldadura: a = 2,8	448,1		
FP3	P6,0x136,0-78,4 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 2,8	78,9	1/2 A325	2
EP1	P6,0x74,5-184,8 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 2,8	229,1	1/2 A325	2
FP2	P6,0x136,0-78,4 (STEEL SS GR-40)		1	Doble tendón de soldadura: a = 2,8	78,9	1/2 A325	2

Soldaduras

Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
Doble tendón de soldadura	E70xx	2,8	4,0	835,0

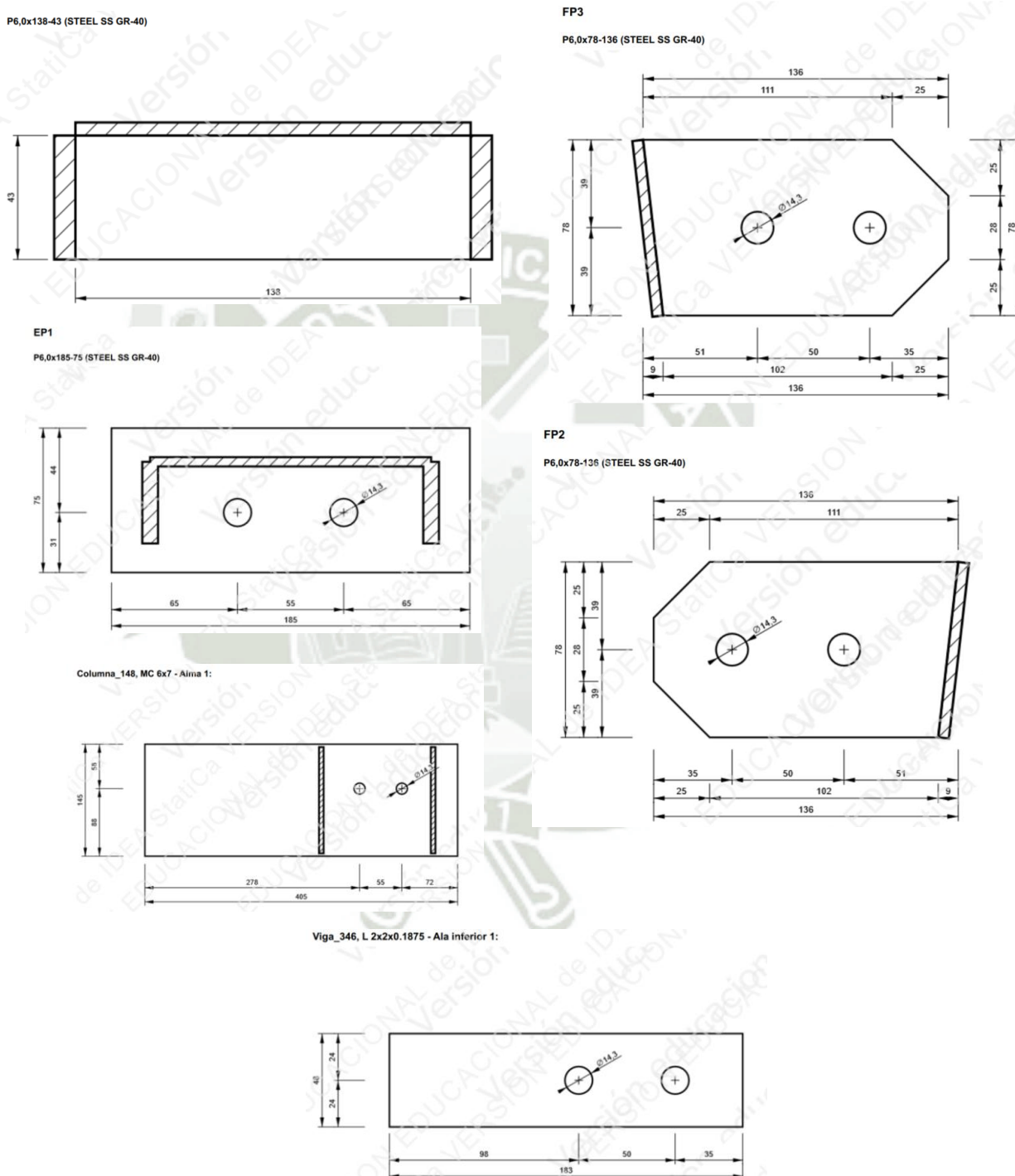
Tornillos

Nombre	Longitud de agarre [mm]	Cuenta
1/2 A325	11	6

Nota: Elaboración propia

Las verificaciones detalladas de tornillos y cordones de soldadura están representadas en el anexo 14 bajo la norma AISC 360-16.

Figura 3-127: Medidas conexión rigidizador de silo, viga de techo y correas de techo.

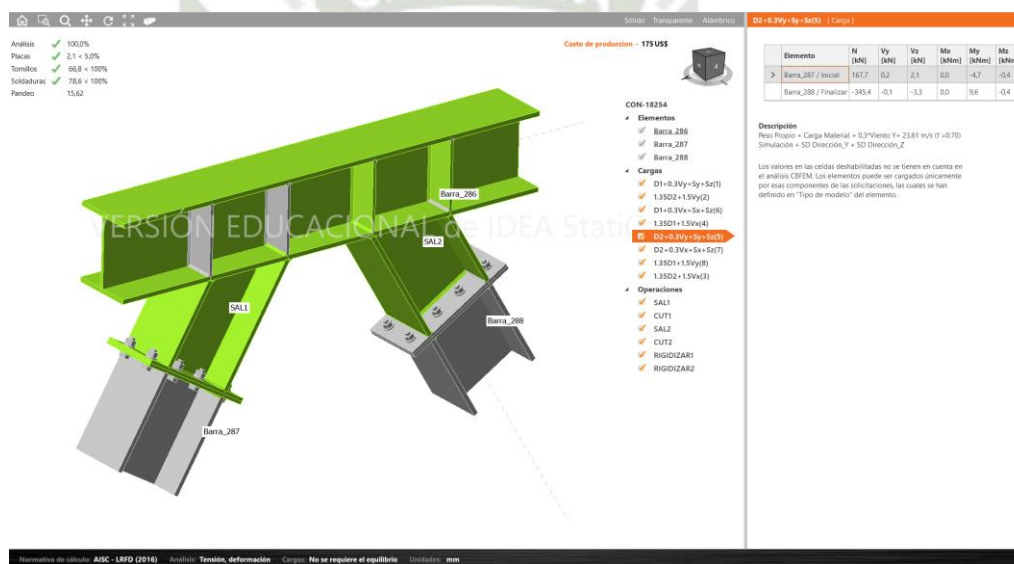


Nota: Elaboración propia

3.9.12. Conexión Vigas Intermedias y Arriostre Diagonal.

La conexión por diseñar se soldará en taller un saliente de perfil empernado al arriostre, esto para facilitar el montaje además se soldarán rigidizadores en la viga intermedia para evitar las deformaciones locales esto se ve reflejado en la Figura 3-128, El esfuerzo de Von Mises está representado en la Figura 3-129 bajo la combinación de carga $D2+0.3Vy+Sy+Sz$ con un valor de 251.6MPa.

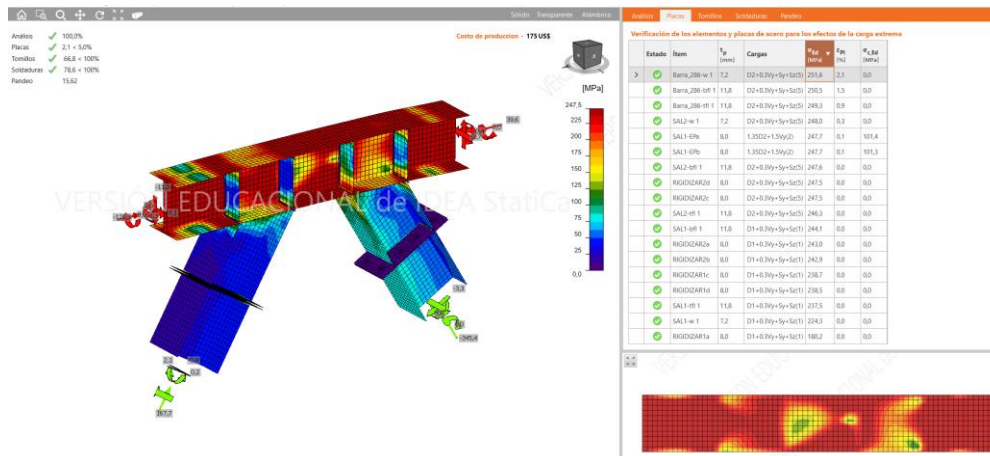
Figura 3-128: Conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.



Nota: Elaboración propia

La lista de materiales se puede ver en la Figura 3-130 detallando los elementos de unión sean empernadas y soldadas y las respectivas operaciones como chaflanes cortes u otros, en la Figura 3-131 muestra cada uno de estos elementos con sus respectivas medidas en diferentes vistas finalmente la Figura 3-132 muestra el procedimiento detallado de la verificación del tornillo con mayor solicitación, la verificación de las uniones soldadas y el cálculo detallado de cada uno de los elementos que constituyen la conexión.

Figura 3-129: Esfuerzo Von Mises conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.



Nota: Elaboración propia

Figura 3-130: Lista de materiales conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.

Listado de material

Nombre	Placas [mm]	Forma	N°	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	N°
SAL1	P8,0x166,0-315,0 (STEEL SS GR-40)		1	tendón de soldadura simple: a = 4,0 tendón de soldadura simple: a = 4,0	718,4 332,0	1/2 A325	8
	P8,0x166,0-315,0 (STEEL SS GR-40)		1				
CUT1				Doble tendón de soldadura: a = 4,2	557,1		
SAL2	P8,0x166,0-315,0 (STEEL SS GR-40)		1	tendón de soldadura simple: a = 4,0 tendón de soldadura simple: a = 4,0	332,0 718,4	1/2 A325	8
	P8,0x166,0-315,0 (STEEL SS GR-40)		1				
CUT2				Doble tendón de soldadura: a = 4,2	332,0		
RIGIDIZAR1	P8,0x79,4-181,4 (STEEL SS GR-40)		4	Doble tendón de soldadura: a = 3,5	1360,8		
RIGIDIZAR2	P8,0x79,4-181,4 (STEEL SS GR-40)		4	Doble tendón de soldadura: a = 3,5	1360,8		

Soldaduras				
Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
tendón de soldadura simple	E70xx	4,0	5,7	1050,4
tendón de soldadura simple	E70xx	4,0	5,7	1050,4
Doble tendón de soldadura	E70xx	4,2	6,0	889,1
Doble tendón de soldadura	E70xx	3,5	5,0	2721,6

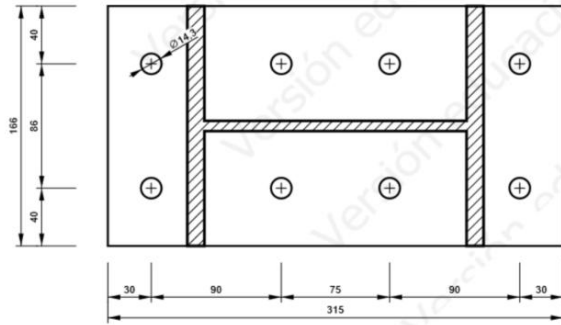
Tornillos		
Nombre	Longitud de agarre [mm]	Cuenta
1/2 A325	16	16

Nota: Elaboración propia

Figura 3-131: Medidas de conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.

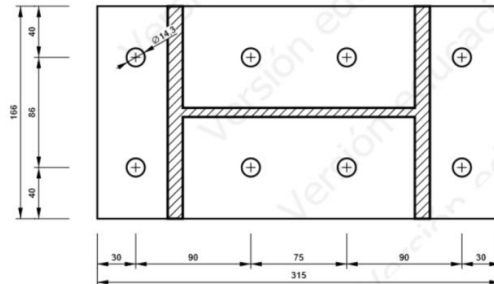
SAL1 - SAL1-EPa

P8,0x315-166 (STEEL SS GR-40)



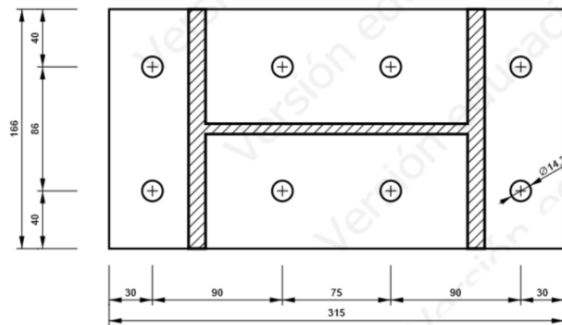
SAL1 - SAL1-EPb

P8,0x315-166 (STEEL SS GR-40)



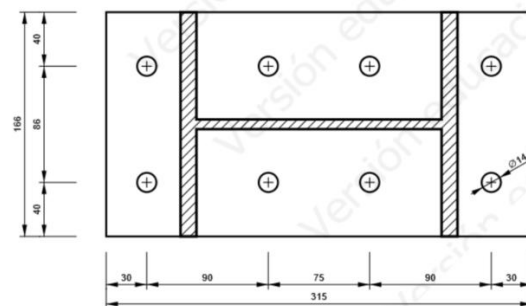
SAL2 - SAL2-EPb

P8,0x315-166 (STEEL SS GR-40)



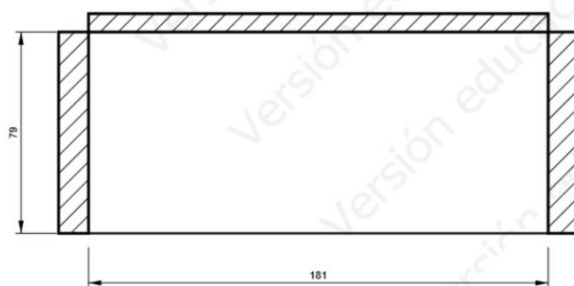
SAL2 - SAL2-EPa

P8,0x315-166 (STEEL SS GR-40)



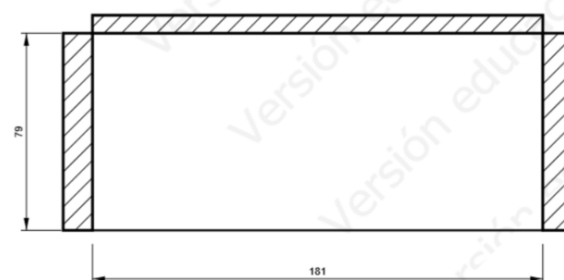
RIGIDIZAR1

P8,0x181-79 (STEEL SS GR-40)



RIGIDIZAR2

P8,0x181-79 (STEEL SS GR-40)



Nota: Elaboración propia

Figura 3-132: Verificación perno con mayor sollicitación conexión vigas intermedias y arriostres diagonales.

Resultado detallado para B6

Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 58,9 \text{ kN} \geq F_t = 39,3 \text{ kN}$$

Donde:

$F_{nt} = 620,0 \text{ MPa}$ – resistencia a tracción nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2

$A_b = 127 \text{ mm}^2$ – Área bruta del tornillo

$\phi = 0,75$ – factor de resistencia

Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 35,3 \text{ kN} \geq V = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$F_{nv} = 372,0 \text{ MPa}$ – esfuerzo cortante nominal AISC 360-16 – Tabla J3.2

$A_b = 127 \text{ mm}^2$ – Área bruta del tornillo

$\phi = 0,75$ – factor de resistencia

Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16 – J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 69,5 \text{ kN} \geq V = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$l_c = 29 \text{ mm}$ – distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material

$t = 8 \text{ mm}$ – espesor de la placa

$d = 13 \text{ mm}$ – diámetro del tornillo

$F_u = 380,0 \text{ MPa}$ – resistencia a tracción del material conectado

$\phi = 0,75$ – factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos

Comprobación de la interacción tracción-cortante (AISC 360-16 – J3-2)

La tensión requerida, a cortante o en tracción, es menor o igual al 30% de la resistencia y los efectos de las tensiones combinadas no necesitan ser evaluadas.

Nota: Elaboración propia



4. SIMULACIÓN POR ELEMENTOS DISCRETOS(MED) Y ELEMENTOS FINITOS(MEF).

Las cargas por material almacenado se han calculado de acuerdo con la norma (UNE-EN 1991-4, 2011) estas cargas serán comprobadas mediante el método de elementos discretos (MED) utilizando como herramienta el software comercial Rocky Dem 2023R1, este software estará integrado dentro de ANSYS 2023 R1 para crear un flujo de trabajo de tal forma que se pueda exportar las cargas generadas en Rocky hacia ANSYS. Para corroborar las cargas mediante la simulación se tendrán las siguientes consideraciones.

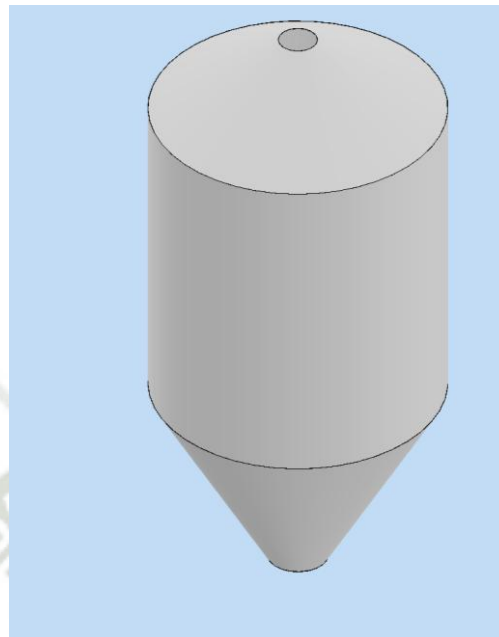
- El cuerpo cilíndrico y la tolva tendrán un espesor constante de 5mm además el material será acero estructural A36, además las partículas se asumirán de formas simples como esféricas esto es importante para ahorrar costos computacionales y tiempos de procesamiento
- El modelo creado en ANSYS constara del análisis por elementos discretos en Rocky Dem 2023 posteriormente estas cargas se exportarán hacia ANSYS Static Structural para un análisis por elementos finitos.
- El modelo en ANSYS se contrastará con el modelo creado en Robot Structural introduciendo las cargas manualmente tal como se vio en el apartado 3.3.1.10 y 3.3.1.11 únicamente por acción del material no se considerará otras cargas como viento o sismo, la misma geometría, materiales y espesor serán empleado en ambos modelos.

4.1. creación del Modelo ANSYS y Rocky

4.1.1. Geometría.

El silo será creado en el software CAD Autodesk Inventor 2024 de acuerdo con las medidas de la figura 15 posteriormente será exportado al formato de .stp para ser procesado por ANSYS,

Figura 4-1: Silo creado en Autodesk Inventor 2024.

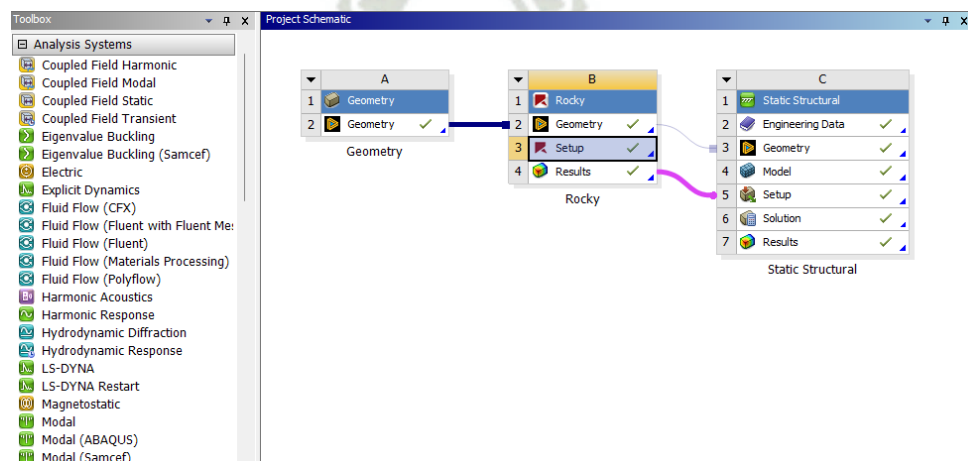


Nota: Elaboración propia

4.1.2. Flujo de Trabajo Entre Rocky 2023 R1 y ANSYS.

Se procede a crear un proyecto empleando tres módulos dentro de ANSYS el módulo de Static Structural, la extensión de Rocky y un módulo de importación de geometría esto se ve en la Figura 4-2 componiendo un banco de trabajo, se compartirán las propiedades del material y la geometría del silo.

Figura 4-2: Proyecto ANSYS y Rocky Dem.

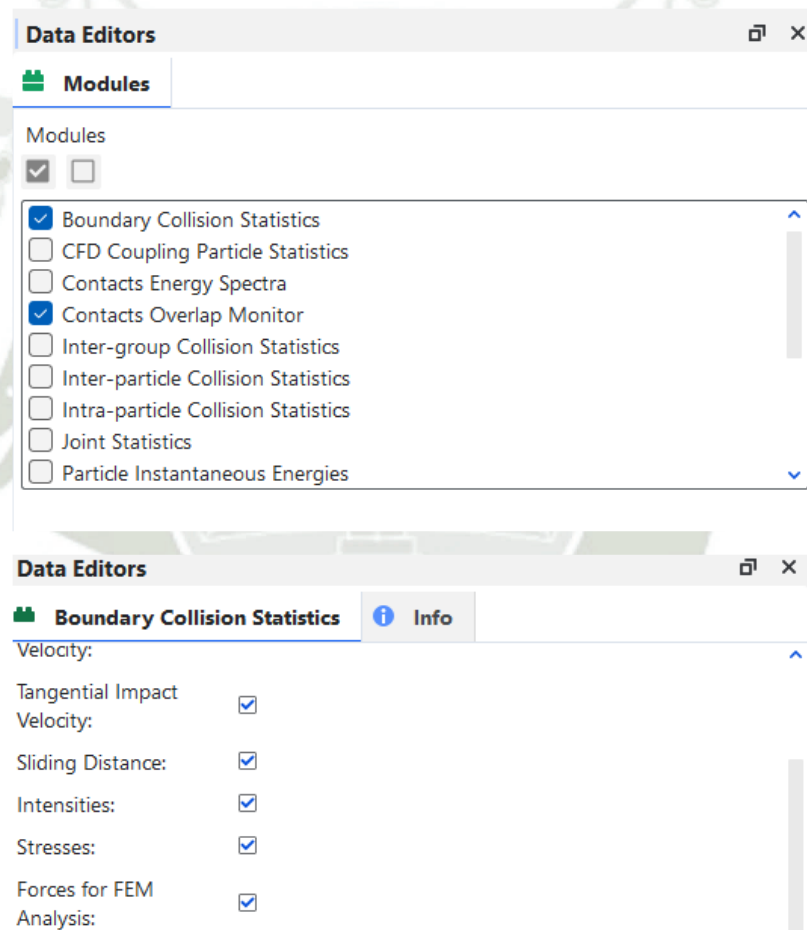


Nota: Elaboración propia

4.1.3. Configuración del Entorno Rocky Dem.

Debemos seleccionar los módulos necesarios para la simulación la Figura 4-3 muestra los dos módulos principales usados y lo más importante el cálculo de las fuerzas para un análisis MEF.

Figura 4-3: Configuración de Modulo Rocky Dem

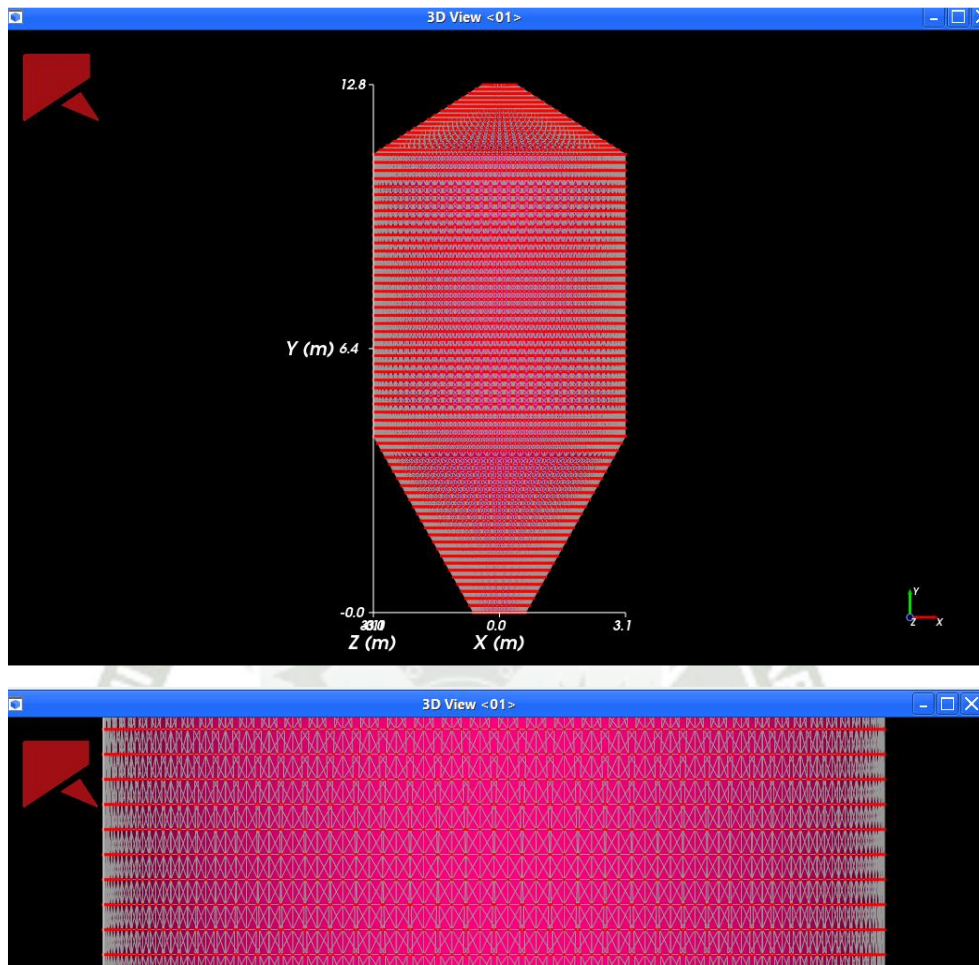


Nota: Elaboración propia

4.1.4. Mallado en Rocky Dem.

La geometría importada debe tener un mallado para poder exportar las cargas a ANSYS, el mallado será de forma triangular con un tamaño de lado de 200mm esto se muestra en la Figura 4-4.

Figura 4-4: Mallado triangular en Rocky Dem

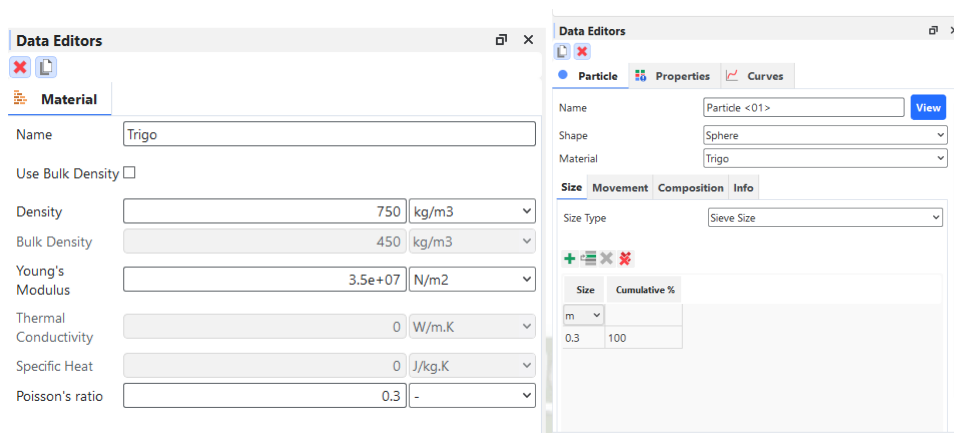


Nota: Elaboración propia

4.1.5. Propiedades del Trigo Como Sólido Disgregado.

Las propiedades del trigo se asumirá una densidad promedio, Rocky Dem provee de un catálogo donde se encuentra las características y propiedades de materiales usualmente empleados en agricultura plantas fibras granos o también en minería como rocas entre otros. Así mismo la geometría se asumirá esférica de 300 mm de diámetro por motivos de costo computacional, aunque por bibliografía se sabe que el trigo presenta una forma poliédrica alargada. (Ronceros, 2018).

Figura 4-5: Propiedades del trigo en Rocky Dem.

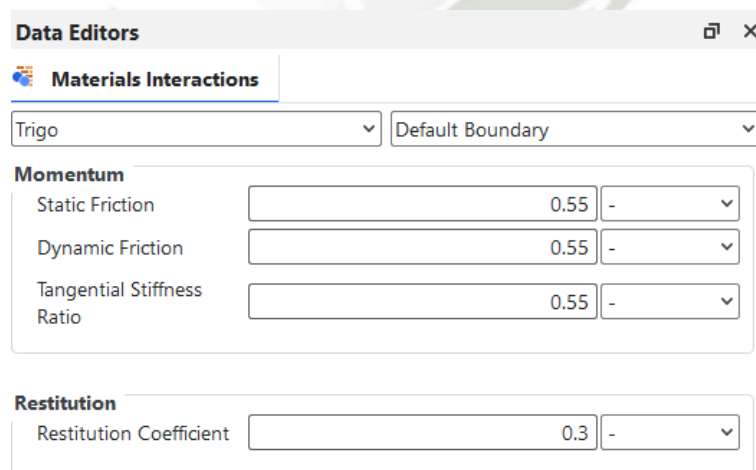


Nota: Elaboración propia

4.1.6. Interacción Entre Sólido Disgregado y la Chapa Metálica.

De la tabla 7 tenemos que el coeficiente de fricción es de 0.55 el coeficiente de fricción dinámico es menor que el estático, pero se asumirá igual que el coeficiente de fricción estático el coeficiente de restitución es de 0.3.

Figura 4-6: Interacción entre trigo y chapa metálica.

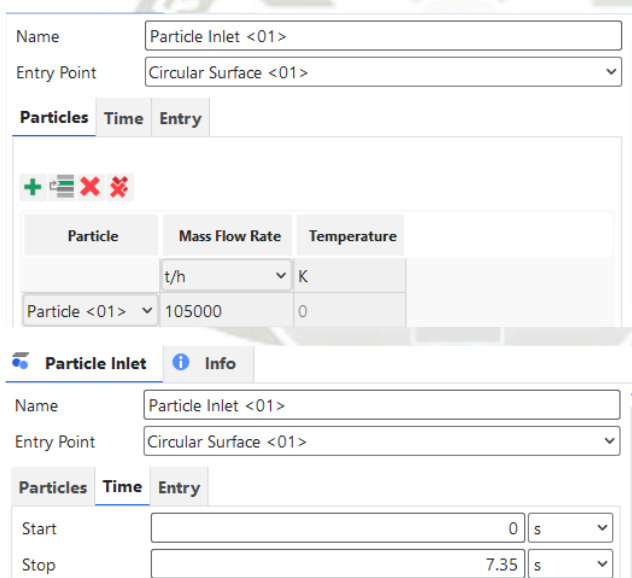


Nota: Elaboración propia

4.1.7. Definición de entrada de material.

El trigo ingresara por la parte superior con una flujo de 105000Ton/hr en un tiempo de 7.35 segundos resultando unca capacidad en peso de 214.38 toneladas, este flujo esta adecuado de tal forma que no sobrepasemos los 10 segundos de simulación por motivos de costo computacional, además que las cargas exportadas corresponderán a un tiempo superior a los 7.35 segundos de esta forma aseguramos que todas las partículas se acomoden correctamente permaneciendo estáticos para ejercer presión sobre las caras del silo y la tolva de este modo tenemos una simulación acelerada. Bajo esa capacidad y tiempo se han generado 40219 partículas

Figura 4-7: Capacidad de ingreso y tiempo



Particle	Mass Flow Rate	Temperature
Particle <01>	105000 t/h	0 K

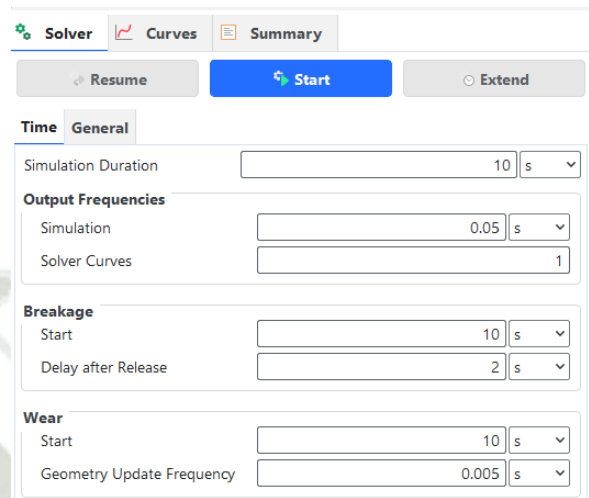
Time	Value	Unit
Start	0	s
Stop	7.35	s

Nota: Elaboración propia

4.1.8. Configuración del Solucionador.

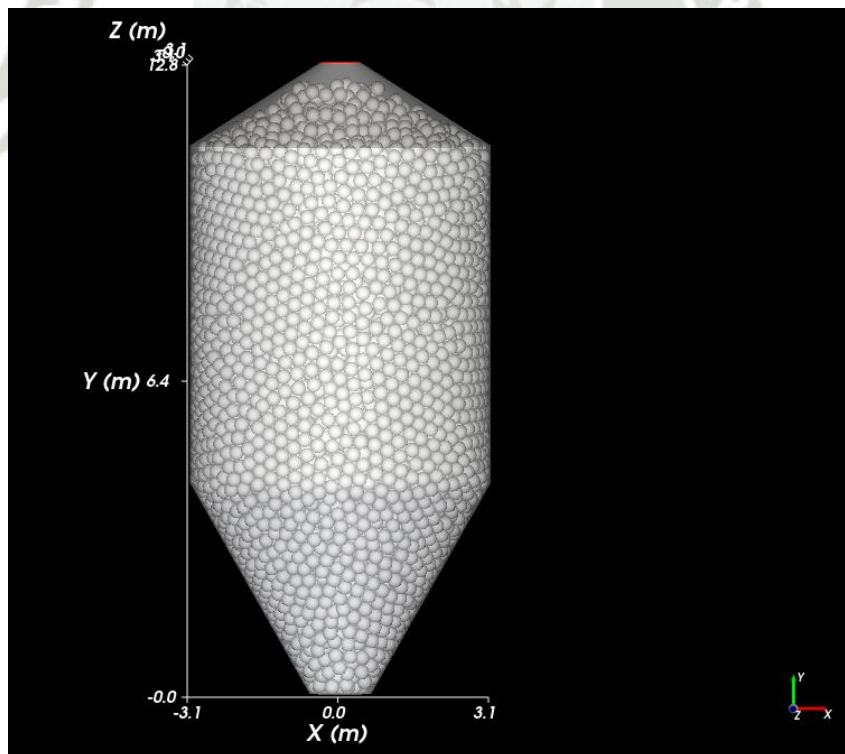
Se tendrá un tiempo total de simulación de 10 segundos de los cuales en 7.35 segundos ingresará el material, se evaluarán rangos de tiempo de 0.05 segundos no se considerará fragmentación del grano o aparición de polvo. El solucionador usara la GPU RTX 4090 una de las tarjetas de video más potentes del mercado.

Figura 4-8: Solucionador Software Rocky Dem.



Nota: Elaboración propia

Figura 4-9: Simulación finalizada silo completamente lleno

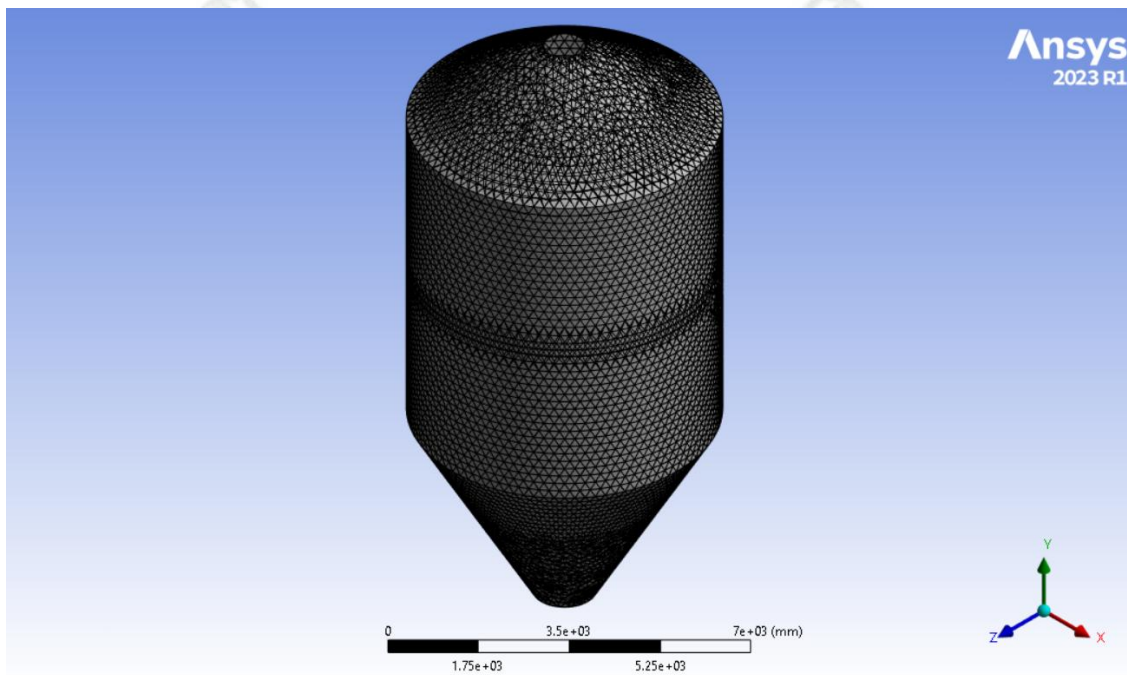


Nota: Elaboración propia

4.1.9. Generación de Malla en ANSYS Static Structural.

El análisis MEF requiere de un propio mallado tal como se muestra en la Figura 4-10 teniendo un total de 83646 nodos y 41624 elementos debido al tamaño del silo el mallado tiene una medida promedio de 200 mm.

Figura 4-10: Mallado del cuerpo del silo y tolva.

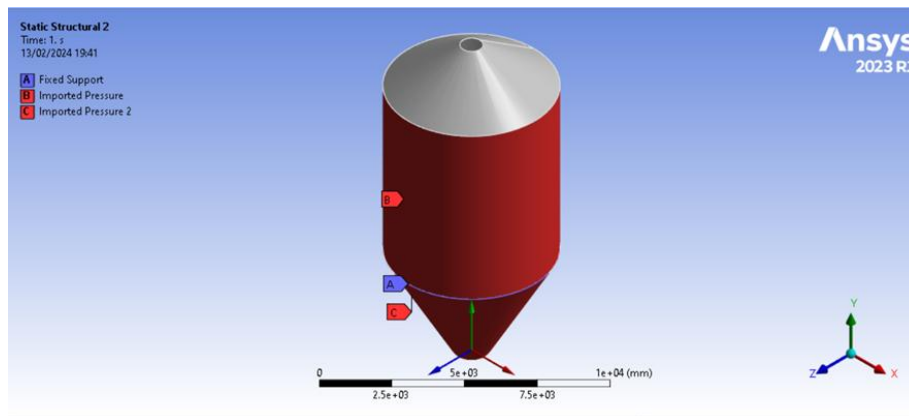


Nota: Elaboración propia

4.1.10. Condiciones de Frontera.

Es importante definir las superficies donde se exportarán las presiones además del soporte que tendrá el silo para el modelo en cuestión se asumirá un soporte fijo en la transición entre silo y tolva es decir no se presentara deformaciones ni rotaciones en esa zona. Esto debe cumplir para el modelo en ANSYS y RSA.

Figura 4-11: Condiciones de frontera y superficies de importación de presiones.

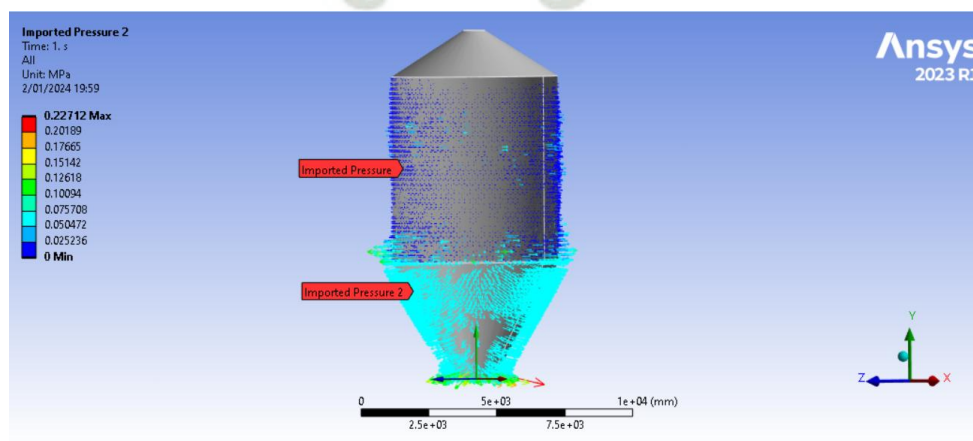


Nota: Elaboración propia

4.1.11. Exportación de Cargas en Entorno Static Structural.

El mallado creado en Rocky Dem tiene como finalidad exportar las presiones generadas por el material almacenado esto se ve reflejado en ANSYS Static Structural como vectores partiendo de la base como vemos en la Figura 4-12 tenemos valores máximos de 220kPa en la base, y valor medio entre 55kPa en la zona de transición esto es consecuente con lo hallado en el apartado caras en el silo 3.3.1.10 y cargas en la tolva 3.3.1.11. además de que las cargas son mayores en la base del silo y se minimizan en la cima esto también es congruente con el modelo de cálculo empleando las normas europeas de forma analítica como se calculó en el capítulo 3 subtítulo 3.

Figura 4-12: Presiones exportadas visualizadas en forma vectorial

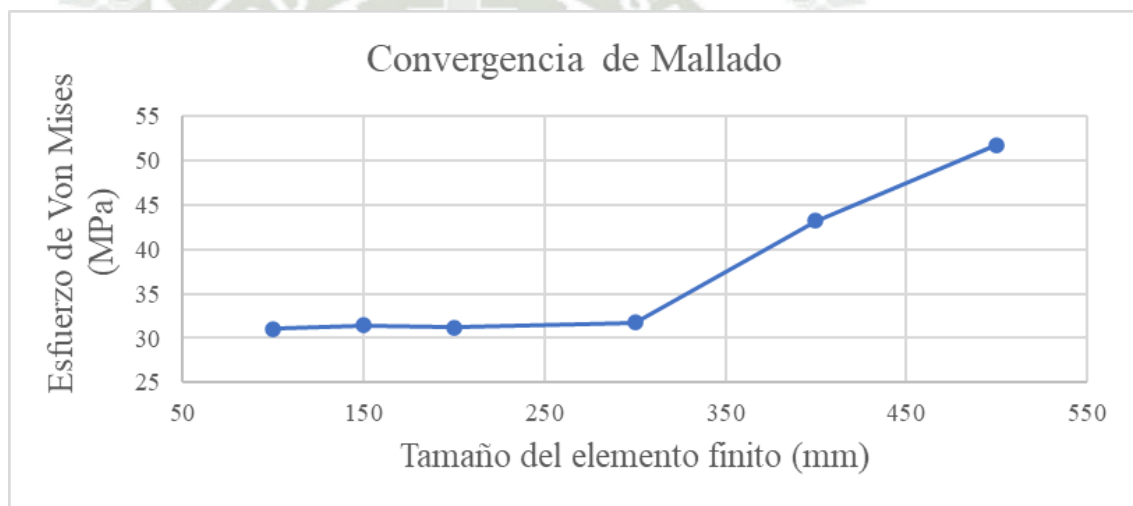


Nota: Elaboración propia

4.1.12. Convergencia de Malla

Para validar los resultados tenemos que realizar una convergencia de malla es decir modificar el tamaño o la geometría de los elementos finitos y contrastar la variación de los resultados en algún punto los resultados tendrán una tendencia y no importara un refinamiento de la malla los resultados no cambiarán. Se iniciará con valores máximos de 500mm como valor promedio de elemento reduciendo, refinando progresivamente hasta encontrar la convergencia los resultados se muestran en la Figura 4-13.

Figura 4-13: Grafica de la convergencia de malla

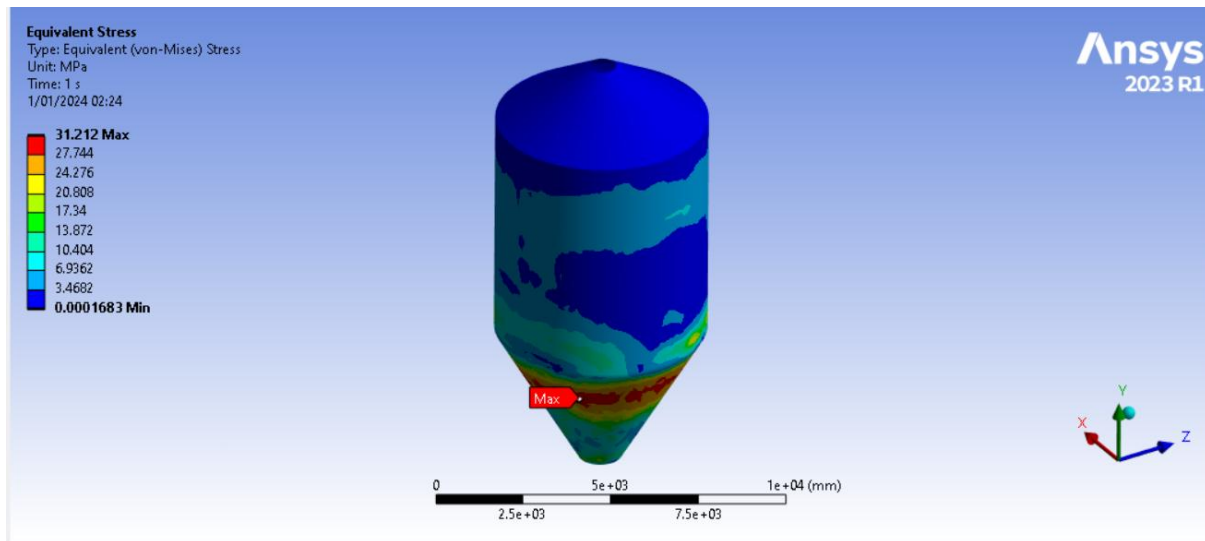


Nota: Elaboración propia

4.1.13. Resultados Esfuerzo de Von Mises.

El esfuerzo de Von Mises converge en un valor máximo de 31.212 MPa se encuentra en la zona de transición entre el silo y tolva como se ve en la Figura 4-14 esto es consecuente ya que la norma (EN-1993-4-1, 2007) indica que los mayores esfuerzos se producen en la zona de transición entre cuerpo del silo y tolva.

Figura 4-14: Resultados esfuerzo de Von Mises.



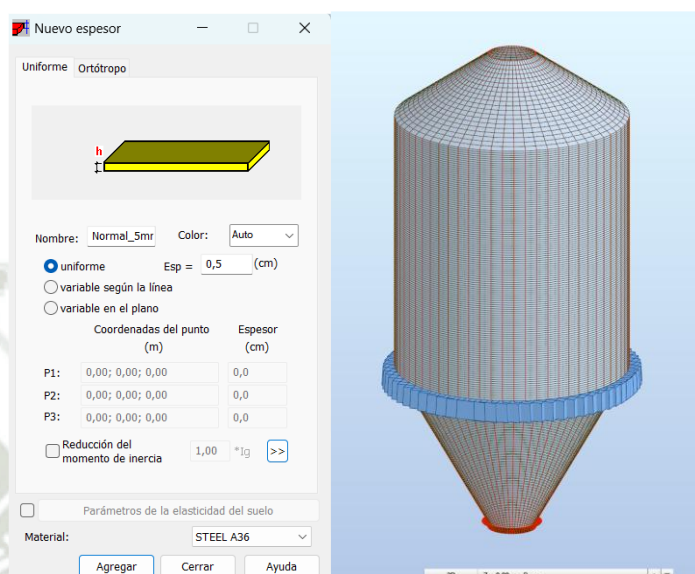
Nota: Elaboración propia

4.2. Creación del Modelo en RSA

No se detallará el procedimiento para el cálculo en software RSA ya que el apartado 3.4 contempla este procedimiento salvo que no se empleara chapa ondulada si no que se usara chapa lisa de 5mm en tolva y cuerpo del silo de esta forma los modelos en ANSYS y RSA tienen las mismas características, geometría y materiales. En la Figura 4-15 se muestra a la izquierda las propiedades de la chapa metálica y el correspondiente material la parte derecha se encuentra el mallado del cuerpo del silo y tolva además la zona de transición está restringida completamente es decir no existen rotaciones ni desplazamientos en los ejes locales de cada uno de los nodos.

Las presiones por cargas de material son las mismas que la Figura 3-23 además los valores corresponden con la tabla 8 y 9 correspondientes a cargas en silo y cargas en tolva respectivamente.

Figura 4-15: Propiedades, geometría, material y condiciones de frontera en RSA

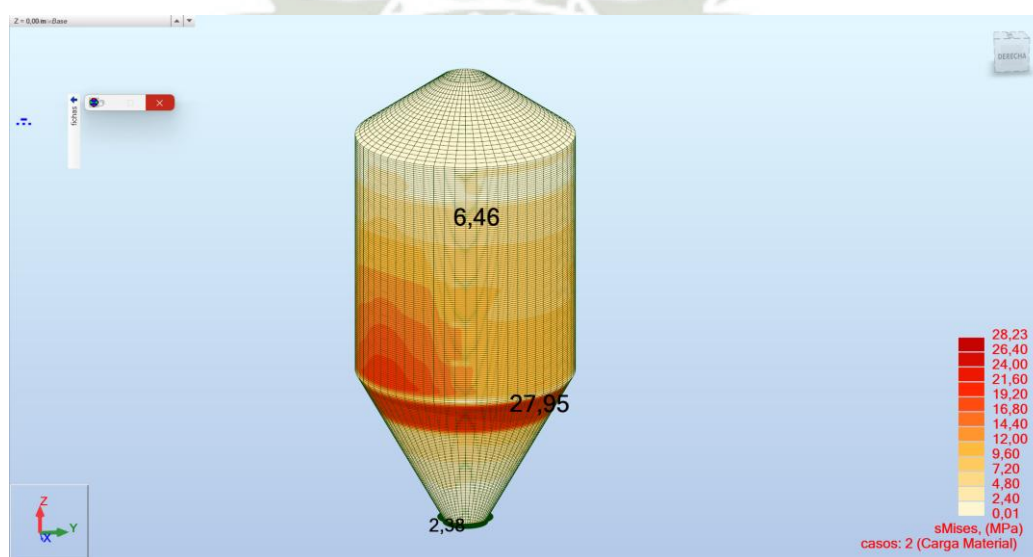


Nota: Elaboración propia

4.2.1. Esfuerzo de Von Mises en RSA.

Los resultados obtenidos en RSA se muestran en la Figura 4-16 se producen entre la zona de transición y la tolva tiene un valor máximo de 27.95MPa.

Figura 4-16: Esfuerzo de Von Mises en RSA

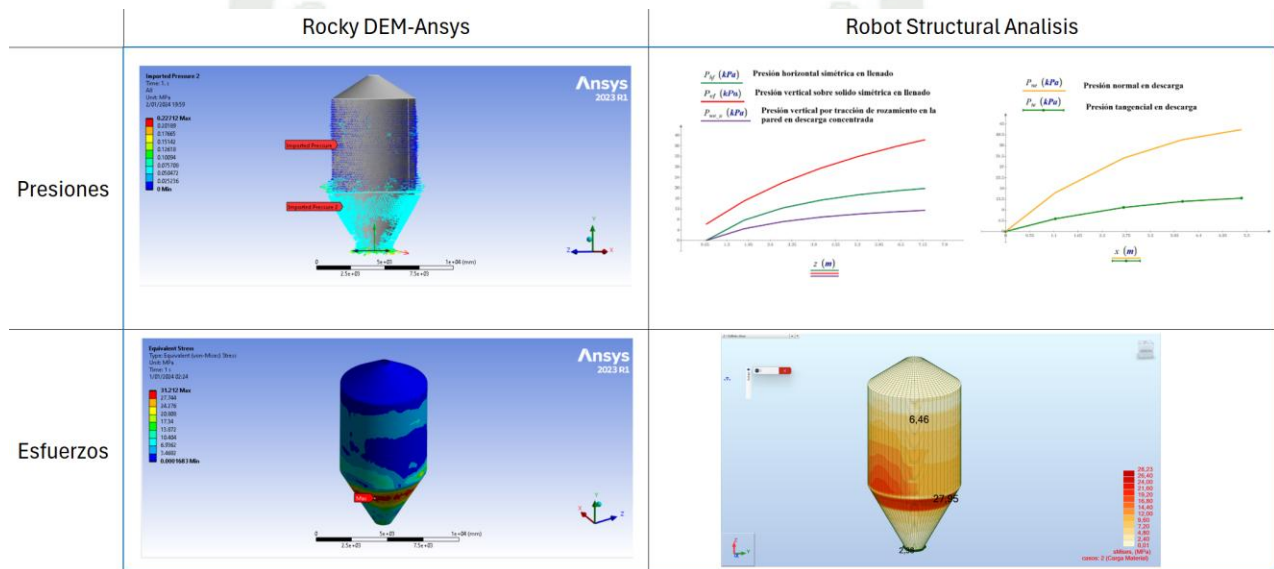


Nota: Elaboración propia

4.3. Resumen y Comparación Entre ANSYS-RockyDem y RSA.

Finalmente, con los resultados obtenidos en ANSYS-Rocky DEM y el método analítico en RSA la Figura 4-17 muestra un resumen de ambos apartados.

Figura 4-17: Comparativa de resultados de presiones entre ANSYS y Rocky.



Nota: Elaboración propia

Para que ambos modelos sean comparables se asumen chapas metálicas de 5mm de espesor en tolva y silo para ambos modelos.

Las presiones calculadas manualmente empleando el Eurocódigo tienen valores máximos en la zona de transición entre cuerpo cilíndrico y la tolva con un valor máximo de 65kPa, según las presiones obtenidas por la simulación en Rocky y ANSYS tenemos un campo de vectores perpendiculares a las paredes con valores en celeste entre los 70kPa y los 25kpa, adema el cuerpo cilíndrico presenta presiones que se reducen con la altura lo cual es compatible con los resultados obtenidos manualmente.

Los esfuerzos de Von Mises se localizan en la zona de transición entre silo y tolva en ambos modelos Rocky-ANSYS presenta un valor máximo de 32.21MPa, por otro lado, el modelo analítico en RSA presenta un esfuerzo de Von Mises de 27.95MPa, el resultado difiere en un 13.49% respecto del análisis inicial.



5. EVALUACIÓN DE COSTOS

5.1. Listas de Materiales

El software Autodesk Advance Steel 2025 nos brinda una lista detallada de los elementos que conforman la estructura base, silo y tolva.

Figura 5-1: Metrados de Silo Tolva y estructura base.

METRADOS									
Marca	Cantidad	Nombre	Material	Longitud (mm)	Ancho (mm)	Peso de la pieza (kg/pieza)	Total Peso (Kg)	Superficie Superficie (m2/pieza)	Total Superficie (m2)
ARRIOSTRES				Estructura mediana					
Ar-001	4	W8X28							
ar-006	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	563		23.5	93.9	0.587	2.347
PL-001	1	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	18.5	0.128	0.513
PL-014	1	PL 12x417x186	ASTM A653 SS GR 40	417	186	7.3	29.2	0.17	0.678
							141.6		3.538
Ar-002	4	W8X28							
ar-003	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	4,326		180.3	721	4.505	18.02
PL-001	2	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	37	0.128	1.026
							758		19.046
Ar-003	4	W8X28							
ar-005	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	842		35.1	140.3	0.877	3.508
PL-004	2	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	216	4.6	37	0.128	1.026
							177.4		4.534
Ar-004	4	W8X28							
ar-001	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	2,486		103.6	414.4	2.589	10.356
PL-001	2	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	37	0.128	1.026
							451.4		11.382
Ar-005	4	W8X28							
ar-004	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	883		36.8	147.2	0.92	3.679
PL-001	1	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	18.5	0.128	0.513
PL-015	1	PL 12x533x266	ASTM A653 SS GR 40	533	266	13.4	53.4	0.303	1.211
							219.1		5.403
Ar-006	4	W8X28							
ar-001	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	2,486		103.6	414.4	2.589	10.356
PL-001	1	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	18.5	0.128	0.513
PL-004	1	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	18.5	0.128	0.513
							451.4		11.382
		Total Area/Peso	0.02514 m2/kg			SUB TOTAL	2198.9	SUB TOTAL	55.285

METRADOS									
Marca	Cantidad	Nombre	Material	Longitud (mm)	Ancho (mm)	Peso de la pieza (kg/pieza)	Total Peso (Kg)	Superficie Superficie (m2/pieza)	Total Superficie (m2)
COLUMNAS				Extra Pesado					
CL-001	4	W24X94							
ar-007	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	439		18.3	73.2	0.458	1.83
ar-010	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	209		8.7	34.8	0.218	0.87
B-001	1	W24X94	ASTM A653 SS GR 40	150		21	83.9	0.316	1.265
c-002	1	W24X94	ASTM A653 SS GR 40	8,200		1,147.10	4,588.30	17.287	69.149
PL-002	8	PL 10x143x109	ASTM A653 SS GR 40	143	109	1.2	38.5	0.036	1.139
PL-004	2	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	37	0.128	1.026
PL-005	4	PL 10x250x120	ASTM A653 SS GR 40	250	120	1.7	27.6	0.051	0.81
PL-007	2	PL 10x250x120	ASTM A653 SS GR 40	250	120	1.6	13.1	0.048	0.387
PL-016	1	PL 19x857x470	ASTM A653 SS GR 40	857	470	60.5	241.8	0.857	3.429
		Total Area/Peso	0.01555 m2/kg			SUB TOTAL	5138.2	SUB TOTAL	79.905

METRADOS									
Marca	Cantidad	Nombre	Material	Longitud (mm)	Ancho (mm)	Peso de la pieza (kg/pieza)	Total Peso (Kg)	Superficie Superficie (m2/pieza)	Total Superficie (m2)
VIGAS			Estructura mediana						
VG-001	4	W12X26							
c-001	2	MC10X28.5	ASTM A653 SS GR 40	200		8.5	67.9	0.174	1.394
PL-003	2	PL 10x294x140	ASTM A653 SS GR 40	294	140	3.2	25.8	0.091	0.728
PL-011	2	PL 8x300x233	ASTM A653 SS GR 40	300	233	4.4	35.1	0.148	1.187
v-001	1	W12X26	ASTM A653 SS GR 40	2,440		94.4	377.6	3.061	12.246
							506.5		15.555
VG-002	2	W12X26							
-001	2	PL 8x300x233	ASTM A653 SS GR 40	300	233	4.4	17.6	0.148	0.594
ar-002	2	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	324		13.5	53.9	0.337	1.348
c-001	2	MC10X28.5	ASTM A653 SS GR 40	200		8.5	33.9	0.174	0.697
PL-001	2	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	18.5	0.128	0.513
PL-003	2	PL 10x294x140	ASTM A653 SS GR 40	294	140	3.2	12.9	0.091	0.364
PL-008	2	PL 10x270x190	ASTM A653 SS GR 40	270	190	4	16.1	0.112	0.447
PL-010	2	PL 8x291x80	ASTM A653 SS GR 40	291	80	1.4	5.8	0.052	0.207
v-002	1	W12X26	ASTM A653 SS GR 40	6,087		235.5	471	7.638	15.275
							629.8		19.445
VG-003	2	W12X26							
-001	2	PL 8x300x233	ASTM A653 SS GR 40	300	233	4.4	17.6	0.148	0.594
ar-002	2	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	324		13.5	53.9	0.337	1.348
c-001	2	MC10X28.5	ASTM A653 SS GR 40	200		8.5	33.9	0.174	0.697
PL-001	2	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	18.5	0.128	0.513
PL-003	2	PL 10x294x140	ASTM A653 SS GR 40	294	140	3.2	12.9	0.091	0.364
PL-008	2	PL 10x270x190	ASTM A653 SS GR 40	270	190	4	16.1	0.112	0.447
PL-010	2	PL 8x291x80	ASTM A653 SS GR 40	291	80	1.4	5.8	0.052	0.207
v-003	1	W12X26	ASTM A653 SS GR 40	5,483		212.1	424.3	6.88	13.759
							583		17.929
VG-004	2	W8X28							
ar-009	2	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	326		13.6	54.3	0.339	1.357
PL-004	2	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	18.5	0.128	0.513
PL-012	2	PL 10x215x166	ASTM A653 SS GR 40	215	166	2.8	11.2	0.079	0.316
v-005	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	5,483		228.5	456.9	5.71	11.42
							540.9		13.606
VG-005	2	W8X28							
ar-008	2	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	384		16	64.1	0.4	1.602
PL-001	2	PL 10x355x166	ASTM A653 SS GR 40	355	166	4.6	18.5	0.128	0.513
PL-006	8	PL 8x50x50	ASTM A653 SS GR 40	50	50	0.2	2.5	0.006	0.103
PL-009	4	PL 8x150x75	ASTM A653 SS GR 40	150	75	0.5	3.9	0.019	0.149
PL-013	2	PL 10x355x266	ASTM A653 SS GR 40	355	266	7.4	29.6	0.201	0.805
v-004	1	W8X28	ASTM A653 SS GR 40	6,087		253.6	507.3	6.339	12.678
							625.8		15.849
		Total Area/Peso		0.02855 m2/kg		SUB TOTAL	2886	SUB TOTAL	82.384

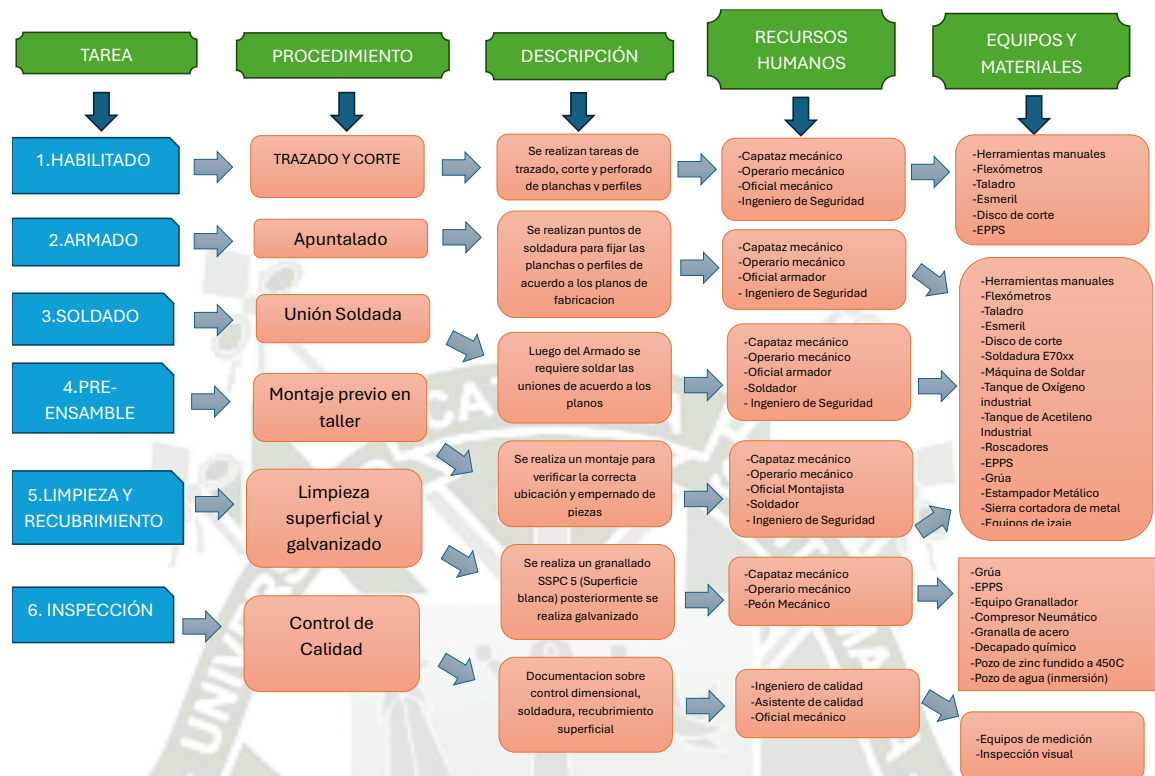
METRADOS										
Marca	Cantidad	Nombre	Material	Longitud (mm)	Ancho (mm)	Peso de la pieza (kg/pieza)	Total Peso (Kg)	Superficie Superficie (m2/pieza)	Total Superficie (m2)	
TOLVA										
TV-001	1	Tronco Conico								
PLP-001	8	PL 6X3043x1313	ASTM A653 SS GR 55	3043	1313	130.7	1045.6	5.59	44.72	
PLP-002	8	PL 6X1960x1313	ASTM A653 SS GR 55	1960	1313	101.8	814.4	4.36	34.88	
PLP-003	8	PL 6X1463x1308	ASTM A653 SS GR 55	1463	1308	71.9	575.2	3.09	24.72	
PLP-004	8	PL 6X992x1308	ASTM A653 SS GR 55	992	1308	43.90	351.2	17.287	138.296	
PLP-005	16	PL 6X400x200	ASTM A653 SS GR 55	400	200	3.77	60.32	0.167	2.672	
AN-0001	16	L4X4X1/4	ASTM A653 SS GR 40	4920		48.51	776.16	0.036	0.576	
		Total Area/Peso	0.06786 m2/kg			SUB TOTAL	3622.88	SUB TOTAL	245.864	
SILLO										
SL-001	1	Cuerpo Cilindrico								
	48	PLO 2x2456x1250	ASTM A653 SS GR 55	2456	1250	50.3	2414.4	6.433	308.784	
	16	MC 10X28.5	ASTM A653 SS GR 55	1546		65.5	1048	1.346	21.536	
	16	C 8x18.75	ASTM A653 SS GR 55	1140		31.6	505.6	0.724	11.584	
	16	MC 6X7	ASTM A653 SS GR 55	4,760		49.30	788.8	2.25	36	
		Total Area/Peso	0.07945 m2/kg			SUB TOTAL	4756.8	SUB TOTAL	377.904	
CUBIERTA										
CU-001	1	Cubierta								
	16	C5X6.7	ASTM A653 SS GR 40	3150		31.4	502.4	1.304	20.864	
	96	PL 6x175x71	ASTM A653 SS GR 40	175	71	0.6	57.6	0.027	2.592	
	16	PL 6x160x84	ASTM A653 SS GR 40	160	84	0.6	9.6	0.03	0.48	
	16	L2X2X3/16	ASTM A653 SS GR 40	453		1.60	25.6	0.092	1.472	
	16	L2X2X3/16	ASTM A653 SS GR 40	799		2.9	46.4	0.162	2.592	
	16	L2X2X3/16	ASTM A653 SS GR 40	1091		4	64	0.222	3.552	
	2	MC6X7(curva)	ASTM A653 SS GR 40	1407		13.5	27	0.65	1.3	
	16	PL 9x242x149	ASTM A653 SS GR 40	242	149	2.1	33.6	0.066	1.056	
	16	MG-40/250 3200x1200	ASTM A653 SS GR 55	3200	1200	30.72	491.52	3.84	61.44	
		Total Area/Peso est	0.04425 m2/kg			SUB TOTAL	1257.72	SUB TOTAL	95.348	
		Total Area/Peso cub	0.12500							
						TOTAL	19860.50	TOTAL	936.69	

Nota: Elaboración propia

5.2. Procedimiento de Construcción

El proceso constructivo detallado se muestra en la Figura 5-2, muchos de estos procesos como el galvanizado y la limpieza superficial son realizados por terceras empresas especializadas en ello.

Figura 5-2: Procedimiento de Construcción de Silo.



Nota: Elaboración propia

5.3. Procedimiento de Montaje.

El silo está conformado por dos estructuras diferenciadas principalmente por su forma y construcción, que son la estructura base conformada por columnas vigas y arriostres con miembros soldados para su posterior ensamblaje empernado en obra.

La siguiente estructura es el cuerpo del silo con la cubierta y tolva esta estructura se ensambla con pernos en la obra a nivel del piso su montaje se hace desde el techo para posteriormente se eleva el techo mediante elevadores hidráulicos o tecles y se construye los anillos superiores hasta llegar a la tolva.

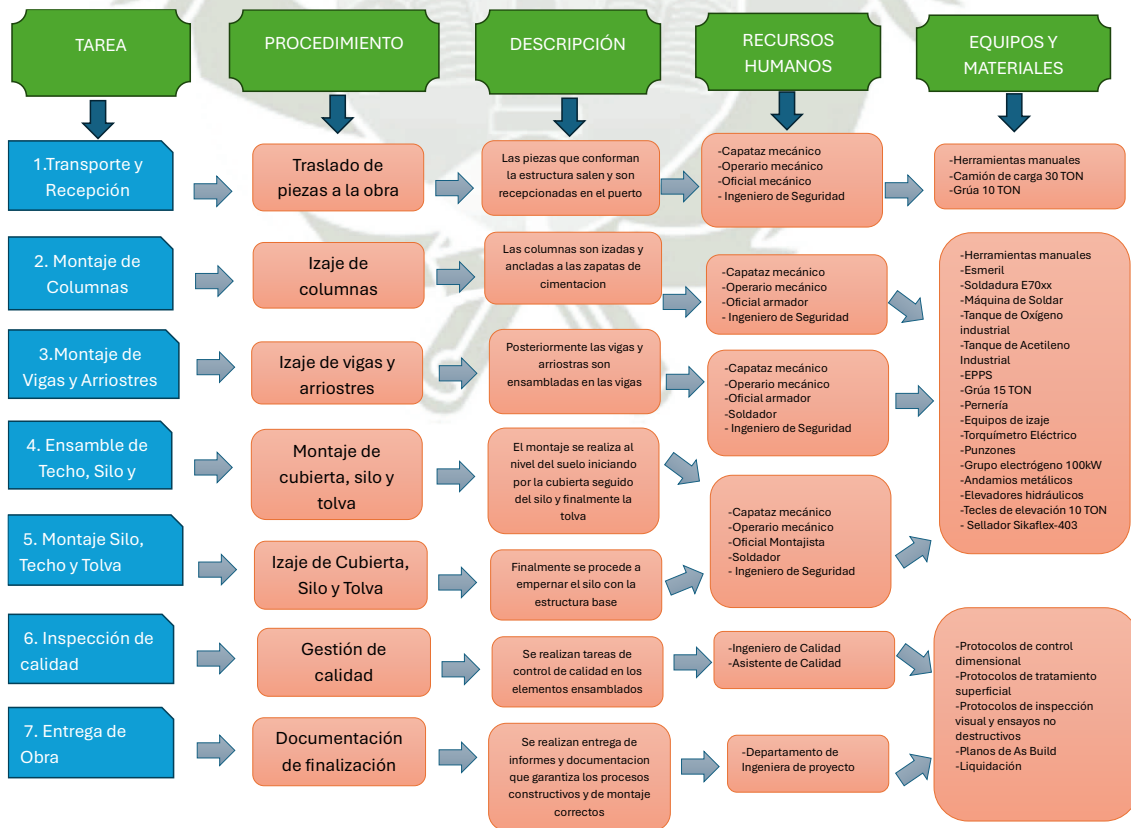
Figura 5-3: Montaje de Silos de granos de 2000 Toneladas Argentina



Nota. Adaptado de Montaje de silos Córdoba (www.siloscordoba.com)

El proceso de montaje se muestra en la Figura 5-4 donde se ve de forma detallada el proceso de montaje con los materiales y los recursos humanos necesarios para efectuar dicha tarea.

Figura 5-4: Procedimiento de montaje de silo.



Nota: Elaboración propia

5.4. Análisis por Precios Unitarios (APU).

El análisis de precios unitarios es una técnica para dividir el costo total de un proyecto en partes más fáciles de manejar. Esto implica evaluar el costo de cada componente del proyecto, incluidos los materiales, la mano de obra y el equipo, para determinar el precio unitario de cada componente. Este método permite una estimación de costos totales más precisa y detallada y es esencial para la planificación y control financiero de proyectos de construcción y manufactura. Gómez, J. (2020).

Para realizar este análisis se recurre a definir rendimientos para procesos de fabricación y montaje con datos referenciales de empresas nacionales estimados en kg o m² de fabricación y/o montaje por hora hombre, esto se ve reflejado en las tablas 18 a 21.

Tabla 5-1: Clasificación de estructuras por peso lineal

Clasificación de estructuras	
TIPO DE ESTRUCTURAS	kg/m
Estructuras Ligeras	0 - 15
Estructuras Livianas	15 - 30
Estructuras Medianas	30 - 60
Estructuras Pesadas	60 - 90
Estructuras Extra Pesadas	90

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-2: Rendimientos de Fabricación

FABRICACIÓN	
TIPO DE ESTRUCTURA PESO POR METRO DE LONGITUD	kg/Hora-Hombre
Estructuras Ligeras	0 - 15
Estructuras Livianas	15 - 30
Estructuras Medianas	30 - 60
Estructuras Pesadas	60 - 90
Estructuras Extra Pesadas	> 90

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-3: Rendimiento de Montaje.

MONTAJE	
TIPO DE ESTRUCTURA PESO POR METRO DE LONGITUD	kg/Hora-Hombre
Estructuras Ligeras	4.5 - 6
Estructuras Livianas	7.5 - 10
Estructuras Medianas	18 - 12
Estructuras Pesadas	19 - 25
Estructuras Extra Pesadas	26 - 35

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-4: Rendimientos de Arenado y/o Granallado

ARENADO GRANALLADO	
TIPO DE ESTRUCTURA PESO POR METRO DE LONGITUD	m2/Hora-Hombre
Superficies Planas	5
Estructuras	4

Nota: Elaboración propia

5.4.1. Análisis de Precios Unitarios.

5.4.1.1. Planilla de Trabajadores

Para realizar las planillas de trabajadores se ha tomado en consideración los beneficios sociales por ley, seguro, gratificaciones, prestaciones vacaciones trucas, horas extras etc., la figura muestra la planilla con las respectivos cargas y sueldos, para ello la se considera un cambio de dólar a sol de 3.74 soles por unidad de sol a fecha de 05/24/2024, además de un mes de 30 días y 8 hr/día de trabajo, además la planilla de montaje tiene costos superiores como se muestran en la tabla 22.

Tabla 5-5: Planilla de trabajadores para fabricación.

MANO DE OBRA FABRICACION									
ITEM	MANO DE OBRA	%	Supervisor de Campo	Ingeniero de Seguridad	Lide Mecanico	Soldador Homologado	Operario Mecanico	Oficial Mecanico	Ayudante
1	Remuneraciones(Mes)	101.50%	5582.50	5500.00	4200.00	3806.25	3501.75	3298.75	2537.50
1.1	Remuneracion Basica	100.00%	5500.00	4500.00	4150.00	3750.00	3450.00	3250.00	2500.00
1.2	Asignacion Familiar	1.50%	82.50	67.50	62.25	56.25	51.75	48.75	37.50
2	Provisiones(Mes)	28.33%	1581.52	1558.15	1189.86	1006.42	934.54	862.65	646.99
2.1	Vacaciones	8.33%	465.02	458.15	349.86	295.92	274.79	253.65	190.24
2.2	Gratificacion	12.00%	669.90	660.00	504.00	426.30	395.85	365.40	274.05
2.3	CTS	8.00%	446.60	440.00	336.00	284.20	263.90	243.60	182.70
3	Contribuciones Sociales(Mes)	20.95%	1169.12	1147.25	879.65	745.24	691.84	638.95	479.53
3.1	ESSALUD	9.00%	502.43	495.00	378.00	319.73	296.89	274.05	205.54
3.2	Seguro Complementario de Trabajo de Riesgo-Salud(%)	0.90%	50.24	49.50	37.80	31.97	29.69	27.41	20.55
3.3	Seguro Complementario de Trabajo de Riesgo-Pensiones(%)	0.50%	27.50	22.50	20.75	18.75	17.25	16.25	12.50
3.4	Seguro Vida Ley	0.55%	30.70	30.25	23.10	19.54	18.14	16.75	12.56
3.5	AFP	10.00%	558.25	550.00	420.00	355.25	329.88	304.50	228.38
	Sub-Total Mano de Obra (USD/HH)	30 dias 8hr/dia	9.28	9.14	6.98	6.19	5.71	5.35	4.08
	TOTAL GENERAL	150.78%	8333.14	8205.40	6269.51	5557.91	5128.13	4800.35	3664.01

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-6: Planilla de trabajadores para montaje.

MANO DE OBRA MONTAJE										
ITEM	MANO DE OBRA	%	Supervisor de Campo	Ingeniero de Seguridad	Lide Mecanico	Soldador Homologado	Operario Mecanico	Oficial Mecanico	Ayudante	Topografo
1	Remuneraciones(Mes)	101.50%	5582.50	5500.00	4200.00	3552.50	3298.75	3045.00	2283.75	4060.00
1.1	Remuneracion Basica	100.00%	5500.00	4500.00	3900.00	3500.00	3250.00	3000.00	2250.00	4000.00
1.2	Asignacion Familiar	1.50%	82.50	67.50	58.50	52.50	48.75	45.00	33.75	60.00
2	Provisiones(Mes)	28.33%	1581.52	1558.15	1189.86	1006.42	934.54	862.65	646.99	1150.20
2.1	Vacaciones	8.33%	465.02	458.15	349.86	295.92	274.79	253.65	190.24	338.20
2.2	Gratificacion	12.00%	669.90	660.00	504.00	426.30	395.85	365.40	274.05	487.20
2.3	CTS	8.00%	446.60	440.00	336.00	284.20	263.90	243.60	182.70	324.80
3	Contribuciones Sociales(Mes)	20.95%	1169.53	1152.25	879.90	744.25	691.09	637.93	478.45	850.57
3.1	ESSALUD	9.00%	502.43	495.00	378.00	319.73	296.89	274.05	205.54	365.40
3.2	Seguro Complementario de Trabajo de Riesgo-Salud(%)	0.90%	50.24	49.50	37.80	31.97	29.69	27.41	20.55	36.54
3.3	Seguro Complementario de Trabajo de Riesgo-Pensiones(%)	0.50%	27.91	27.50	21.00	17.76	16.49	15.23	11.42	20.30
3.4	Seguro Vida Ley	0.55%	30.70	30.25	23.10	19.54	18.14	16.75	12.56	22.33
3.5	AFP	10.00%	558.25	550.00	420.00	355.25	329.88	304.50	228.38	406.00
	Sub-Total Mano de Obra (Unitaria por Hora)	30 dias 8hr/dia	9.28	9.15	6.99	5.91	5.49	5.06	3.80	6.75
	TOTAL GENERAL	150.78%	8333.56	8210.40	6269.76	5303.17	4924.37	4545.58	3409.18	6060.77

Nota: Elaboración propia

Además, el precio del acero en el mercado al mes de abril de 2024 promedio el valor de 1.35 USD/kg.

5.4.1.2. Trabajos Preliminares y Temporales.

Estos trabajos incluyen partidas como la movilización y desmovilización de equipos herramientas y personal, la partida de seguridad equipos de protección personal, trazado y replanteo del lugar del trabajo y finalmente la infraestructura para personal como servicios higiénicos comedor contenedores etc.

Tabla 5-7: Partida Movilización y desmovilización de equipos herramientas y personal.

PARTIDA 1.00								MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS HERRAMIENTAS Y PERSONAL							
RENDIMIENTO	0.16667 kg/día			Costo Unitario Directo/kg		5295.04000 USD/glb		Estructura mediana	18kg/hh						
Código	Descripción de Recursos			Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.						
1.1.0	Mano de Obra							USD/hh	USD						
1.1.1	Capataz-Montaje			8 hh	0.2	10.0000	hh/glb	6.84	68.400000						
1.1.2	Ayudante Mecanico - Campo			8 hh	3	145.0000	hh/glb	4.01	581.450000						
						155.0000	0.006452	Sub Total	649.850000						
1.2.0	Equipos							USD/hm	USD						
1.2.1	Herramientas manuales				1	10%	...	668.4	66.840000						
1.2.2	Minivan 20 personas			1 hm	1	44	hm/glb	9.35	411.400000						
1.2.3	Camion Grua 10 Ton			1 hm	1	41	hm/glb	56.15	2302.150000						
1.2.4	Camion Plataforma 25 Ton			1 hm	1	45	hm/glb	41.44	1864.800000						
								Sub Total	4645.190000						

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-8: Partida Trazado y replanteo.

PARTIDA 3.00								TRAZADO Y REPLANTEO							
RENDIMIENTO	0.5000 glb/día			Costo Unitario Directo glb		478.06550									
Código	Descripción de Recursos			Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.						
3.1.0	Mano de Obra							USD/hh	USD						
3.1.1	Ingeniero Mecanico			8 hh	1	18.0000	hh/glb	9.28	167.116765						
3.1.2	Oficial Mecanico-Montaje			8 hh	1	16.0000	hh/glb	5.06	81.026310						
3.1.3	Topografo - Campo			8 hh	0.5	10.0000	hh/glb	6.75	67.521925						
						44.0000	0.022727	Sub Total	315.67						
3.2.0	Equipos							USD/hm	USD						
3.2.1	Herramientas manuales				1	5%	...	275.41	13.770500						
3.2.2	Equipo Topografico			1 hm	1	18	hm/glb	6.41	115.380000						
3.2.3	Computadora Portatil			1 hm	1.5	25	hm/glb	1.33	33.250000						
								Sub Total	162.40						

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-9: Partida Facilidades temporales.

PARTIDA 4.00								FACILIDADES TEMPORALES							
RENDIMIENTO		0.0333 glb/día		Costo Unitario Directo glb		1365.45000									
Código	Descripción de Recursos			Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.							
4.1.0	Equipos						USD/hm	USD							
4.1.1	Oficinas Temporales			1 mes	1.00	1 und	160.5	160.500000							
4.1.2	Almacenes Temporales			1 mes	1.00	1 und	134.45	134.450000							
4.1.3	Comedor Temporal			1 mes	1.00	1 und	147.65	147.650000							
4.1.4	Servicios Higienicos Temporales			1 mes	1.00	1 und	120.35	120.350000							
4.1.5	Grupo Electrogeno de 40kW			1 mes	1.00	3 und	267.5	802.500000							
							Sub Total	1365.450							

Nota: Elaboración propia

5.4.1.3. Fabricación y Montaje de Columnas

El análisis de precios unitarios se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 5-10:Partida Fabricación de columna.

PARTIDA 5.00										FABRICACIÓN DE COLUMNAS									
RENDIMIENTO		1845 kg/día		Costo Unitario Directo/kg		2.110211 USD/kg		Estructura extra pesada		22.5kg/hh									
Código	Descripción de Recursos			Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.										
5.1.0	Mano de Obra							USD/hh	USD										
5.1.1	Ingeniero de seguridad			8 hh	0.25	0.001084 hh/kg		9.14	0.009909										
5.1.2	Capataz			8 hh	1	0.004336 hh/kg		6.98	0.030286										
5.1.3	Soldador			8 hh	3	0.013008 hh/kg		6.19	0.080546										
5.1.4	Armandor			8 hh	2	0.008672 hh/kg		5.35	0.046378										
5.1.5	Ayudante Mecanico			8 hh	4	0.017344 hh/kg		4.08	0.070799										
						0.044444	22.5	Sub Total	0.237919										
5.2.0	Materiales							USD/kg	USD										
5.2.1	Transporte de Materiales al Taller			1 kg	105.0%	...	%	0.059	0.061950										
5.2.2	Acero ASTM A653 SS GR 40			1 kg	105.0%	...	%	1.35	1.417500										
5.2.3	Soldadura Electrica AWS 7018			1 kg	1.5%	...	%	2.67	0.040050										
5.2.4	Oxigeno Industrial 10m3			1 m3	0.1%	1 und/1500kg	und/kg	133.69	0.083556										
5.2.5	Acetileno Industrial 10kg			1 kg	0.0%	1 und/4500kg	und/kg	80.21	0.017824										
5.2.6	Disco de Corte 7"x1/8"			1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800										
5.2.7	Disco de Desbaste 7"x1/4"			1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133										
								Sub Total	1.632814										
5.3.0	Equipos							USD/hm	USD										
5.3.1	Herramientas manuales			8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500										
5.3.2	Maquina de Soldar			8 hm	3.00	0.013008 hm/kg		0.94	0.012228										
5.3.3	Equipo de Oxicorte			8 hm	1.00	0.004336 hm/kg		0.53	0.002298										
5.3.4	Taladro y Broca			8 hm	0.50	0.002168 hm/kg		1.74	0.003772										
5.3.5	Esmeril Manual de 7"			8 hm	4.00	0.017344 hm/kg		0.67	0.011621										
5.3.6	Grua camion de 15 TON			8 hm	0.25	0.001084 hm/kg		50.5	0.054743										
								Sub Total	0.102161										
5.3.0	Granallado							USD/m2	USD										
5.3.1	Granallado SSPC6			1 m2	1.00	0.015551	m2/kg	3.38	0.052563										
								Sub Total	0.052563										
5.3.0	Galvanizado							USD/m2	USD										
5.3.1	Galvanizado Z650			1 m2	1.00	0.015551	m2/kg	5.45	0.084754										
								Sub Total	0.084754										

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-11: Partida Montaje de Columnas

PARTIDA 6.00								MONTAJE DE COLUMNAS							
RENDIMIENTO		2310 kg/día		Costo Unitario Directo/kg		0.468642 USD/kg		Estructura extra pesada		35kg/hh					
Código	Descripción de Recursos			Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.						
6.1.0	Mano de Obra							USD/hh	USD						
6.1.1	Ingeniero de seguridad			8 hh	0.25	0.000866	hh/kg	9.15	0.007920						
6.1.2	Capataz-Montaje			8 hh	1	0.003463	hh/kg	6.99	0.024191						
6.1.3	Oficial Mecanico-Montaje			8 hh	3	0.010390	hh/kg	5.06	0.052614						
6.1.4	Ayudante Mecanico - Montaje			8 hh	4	0.013853	hh/kg	3.80	0.052614						
						0.028571	35	Sub Total	0.137339						
6.2.0	Materiales							USD/kg	USD						
6.2.1	Transporte de Materiales a Obra			1 kg	105.0%	...	%	0.059	0.061950						
6.2.2	Disco de Corte 7"x1/8"			1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800						
6.2.3	Disco de Desbaste 7"x1/4"			1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133						
6.2.4				1 kg											
6.2.5	Pernería, Tuercas y Arandelas ASTM A325 galvanizado Z650			1 kg	2%		%	10.3	0.154500						
								Sub Total	0.228383						
6.3.0	Equipos							USD/hm	USD						
6.3.1	Herramientas manuales			8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500						
6.3.2	Taladro y Broca			8 hm	1.00	0.003463	hm/kg	1.74	0.006026						
6.3.3	Esmeral Manual de 7"			8 hm	1.00	0.003463	hm/kg	0.67	0.002320						
6.3.4	Grúa camion de 15 TON			8 hm	0.35	0.001212	hm/kg	50.5	0.061212						
6.3.5	Torquimetro 30 a 140 kgf*m			8 hm	4.00	0.013853	hm/kg	1.05	0.014545						
6.3.6	Grupo Electrogenero			8 hm	1.00	0.003463	hm/kg	0.38	0.001316						
								Sub Total	0.102920						

Nota: Elaboración propia

5.4.1.4. Fabricación y Montaje de Vigas.

Tabla 5-12: Partida Fabricación de vigas.

PARTIDA 7.00								FABRICACIÓN DE VIGAS							
RENDIMIENTO		1110 kg/día		Costo Unitario Directo/kg		2.40431 USD/kg		Estructura mediana		10kg/hh					
Código	Descripción de Recursos			Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.						
7.1.0	Mano de Obra							USD/hh	USD						
7.1.1	Ingeniero de seguridad			8 hh	0.25	0.0018	hh/kg	9.14	0.016471						
7.1.2	Capataz			8 hh	1	0.0072	hh/kg	6.98	0.050341						
7.1.3	Soldador			8 hh	3	0.0216	hh/kg	6.19	0.133880						
7.1.4	Armandor			8 hh	2	0.0144	hh/kg	5.35	0.077088						
7.1.5	Ayudante Mecanico			8 hh	3	0.0216	hh/kg	4.08	0.088260						
						0.0667	15	Sub Total	0.366040						
7.2.0	Materiales							USD/kg	USD						
7.2.1	Transporte de Materiales al Taller			kg	105.0%	...	%	0.059	0.061950						
7.2.2	Acero ASTM A653 SS GR 40			kg	105.0%	...	%	1.35	1.417500						
7.2.3	Soldadura Electrica AWS 7018			kg	1.5%	...	%	2.67	0.040050						
7.2.4	Oxigeno Industrial 10m3			m3	0.1%	1 und/1500kg	und/kg	133.69	0.083556						
7.2.5	Acetileno Industrial 10kg			kg	0.0%	1 und/4500kg	und/kg	80.21	0.017824						
7.2.6	Disco de Corte 7"x1/8"			und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800						
7.2.7	Disco de Desbaste 7"x1/4"			und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133						
								Sub Total	1.632814						
7.3.0	Equipos							USD/hm	USD						
7.3.1	Herramientas manuales			8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500						
7.3.2	Maquina de Soldar			8 hm	300.0%	0.021621622	hm/kg	0.94	0.020324						
7.3.3	Equipo de Oxicorte			8 hm	100.0%	0.007207207	hm/kg	0.53	0.003820						
7.3.4	Taladro y Broca			8 hm	50.0%	0.003603604	hm/kg	1.74	0.006270						
7.3.5	Esmeral Manual de 7"			8 hm	300.0%	0.021621622	hm/kg	0.67	0.014486						
7.3.6	Grúa camion de 15 TON			8 hm	25.0%	0.001801802	hm/kg	50.5	0.090991						
								Sub Total	0.153392						
7.3.0	Granallado							USD/m2	USD						
3.3.1	Granallado SSPC6			1 m2	1.00	0.028546	m2/kg	3.38	0.096486						
								Sub Total	0.096486						
7.3.0	Galvanizado							USD/m2	USD						
7.3.1	Galvanizado Z650			1 m2	1.00	0.028546	m2/kg	5.45	0.155576						
								Sub Total	0.155576						

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-13: Partida Montaje de Vigas.

PARTIDA 8.00								MONTAJE DE VIGAS							
RENDIMIENTO		990 kg/día		Costo Unitario Directo/kg		0.76565 USD/kg		Estructura mediana		15kg/hh					
Código	Descripción de Recursos			Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.		Parcial USD.					
8.1.0	Mano de Obra							USD/hh		USD					
8.1.1	Ingeniero de seguridad			8 hh	0.25	0.0020 hh/kg		9.15		0.018479					
8.1.2	Capataz-Montaje			8 hh	1	0.0081 hh/kg		6.99		0.056445					
8.1.3	Oficial Mecanico-Montaje			8 hh	3	0.0242 hh/kg		5.06		0.122767					
8.1.4	Ayudante Mecanico - Montaje			8 hh	4	0.0323 hh/kg		3.80		0.122767					
						0.0667	15	Sub Total		0.320458					
8.2.0	Materiales							USD/kg		USD					
8.2.1	Transporte de Materiales a Obra			1 kg	105.0%	...	%	0.059		0.061950					
8.2.2	Disco de Corte 7"x1/8"			1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.74		0.005800					
8.2.3	Disco de Desbaste 7"x1/4"			1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.84		0.006133					
8.2.4	Pernera, Tuercas y Arandelas			1 kg	2%		%	10.3		0.154500					
								Sub Total		0.228383					
8.3.0	Equipos							USD/hm		USD					
8.3.1	Herramientas manuales			8 hm	5.0%	%	0.35		0.017500					
8.3.2	Taladro y Broca			8 hm	1.00	0.0081 hm/kg		1.74		0.014061					
8.3.3	Esmeral Manual de 7"			8 hm	1.00	0.0081 hm/kg		0.67		0.005414					
8.3.4	Grua camion de 15 TON			8 hm	0.35	0.0028 hm/kg		50.5		0.142828					
8.3.5	Torquimetro 30 a 140 kgf*m			8 hm	4.00	0.0323 hm/kg		1.05		0.033939					
8.3.6	Grupo Electrogeno			8 hm	1.00	0.0081 hm/kg		0.38		0.003071					
								Sub Total		0.216813					

Nota: Elaboración propia

5.4.1.5. Fabricación y Montaje de Arriostres.

Tabla 5-14: Partida Fabricación de Arriostre.

PARTIDA 9.00												FABRICACIÓN DE ARRIOSTRE											
RENDIMIENTO		740 kg/día		Costo Unitario Directo/kg		2.62522 USD/kg		Estructura mediana		10kg/hh													
Código	Descripción de Recursos			Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.		Parcial USD.													
9.1.0	Mano de Obra							USD/hh		USD													
9.1.1	Ingeniero de seguridad			8 hh	0.25	0.0027 hh/kg		9.14		0.024707													
9.1.2	Capataz			8 hh	1	0.0108 hh/kg		6.98		0.075511													
9.1.3	Soldador			8 hh	3	0.0324 hh/kg		6.19		0.200821													
9.1.4	Armandor			8 hh	2	0.0216 hh/kg		5.35		0.115632													
9.1.5	Ayudante Mecanico			8 hh	3	0.0324 hh/kg		4.08		0.132390													
						0.1000	10	Sub Total		0.549060													
9.2.0	Materiales							USD/kg		USD													
9.2.1	Transporte de Materiales al Taller			kg	105.0%	...	%	0.059		0.061950													
9.2.2	Acero ASTM A653 SS GR 40			kg	105.0%	...	%	1.35		1.417500													
9.2.3	Soldadura Electrica AWS 7018			kg	1.5%	...	%	2.67		0.040050													
9.2.4	Oxigeno Industrial 10m3			m3	0.1%	1 und/1500kg	und/kg	133.69		0.083556													
9.2.5	Acetileno Industrial 10kg			kg	0.0%	1 und/4500kg	und/kg	80.21		0.017824													
9.2.6	Disco de Corte 7"x1/8"			und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.74		0.005800													
9.2.7	Disco de Desbaste 7"x1/4"			und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.84		0.006133													
								Sub Total		1.632814													
9.3.0	Equipos							USD/hm		USD													
9.3.1	Herramientas manuales			8 hm	5.0%	%	0.35		0.017500													
9.3.2	Maquina de Soldar			8 hm	300.0%	0.032432432 hm/kg		0.94		0.030486													
9.3.3	Equipo de Oxicopte			8 hm	100.0%	0.010810811 hm/kg		0.53		0.005730													
9.3.4	Taladro y Broca			8 hm	50.0%	0.005405405 hm/kg		1.74		0.009405													
9.3.5	Esmeral Manual de 7"			8 hm	300.0%	0.032432432 hm/kg		0.67		0.021730													
9.3.6	Grua camion de 15 TON			8 hm	25.0%	0.002702703 hm/kg		50.5		0.136486													
								Sub Total		0.221338													
9.3.0	Granallado							USD/hm		USD													
9.3.1	Granallado S5PC6			1 m2	1.00	0.025142	m2/kg	3.38		0.084980													
								Sub Total		0.084980													
9.4.0	Galvanizado							USD/hm		USD													
9.4.1	Galvanizado Z650			1 m2	1.00	0.025142	m2/kg	5.45		0.137025													
								Sub Total		0.137025													

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-15: Partida Montaje de Arriostre.

PARTIDA 10.00 MONTAJE DE ARRIOSTRE								
RENDIMIENTO	864 kg/día	Costo Unitario Directo/kg		0.79233 USD/kg		Estructura mediana	15kg/hh	
Código	Descripción de Recursos	Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.	
10.1.0	Mano de Obra						USD/hh	USD
10.1.1	Ingeniero de seguridad	8 hh	0.2	0.0019	hh/kg	9.15	0.016939	
10.1.2	Capataz-Montaje	8 hh	1	0.0093	hh/kg	6.99	0.064676	
10.1.3	Oficial Mecanico-Montaje	8 hh	3	0.0278	hh/kg	5.06	0.140671	
10.1.4	Ayudante Mecanico - Montaje	8 hh	3	0.0278	hh/kg	3.80	0.105503	
				0.0667	15	Sub Total	0.327789	
10.2.0	Materiales						USD/kg	USD
10.2.1	Transporte de Materiales a Obra	1 kg	105.0%	...	%	0.059	0.061950	
10.2.2	Disco de Corte 7"x1/8"	1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800	
10.2.3	Disco de Desbaste 7"x1/4"	1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133	
10.2.4	Perneria, Tuercas y Arandelas	1 kg	2%		%	10.3	0.154500	
						Sub Total	0.228383	
10.3.0	Equipos						USD/hm	USD
10.3.1	Herramientas manuales	8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500	
10.3.2	Taladro y Broca	8 hm	1.00	0.0093	hm/kg	1.74	0.016111	
10.3.3	Esmerial Manual de 7"	8 hm	1.00	0.0093	hm/kg	0.67	0.006204	
10.3.4	Grua camion de 15 TON	8 hm	0.35	0.0032	hm/kg	50.5	0.163657	
10.3.5	Torquimetro 30 a 140 kgf*m	8 hm	3.00	0.0278	hm/kg	1.05	0.029167	
10.3.6	Grupo Electrogeno	8 hm	1.00	0.0093	hm/kg	0.38	0.003519	
						Sub Total	0.236157	

Nota: Elaboración propia

5.4.1.6. Fabricación y Montaje de Tolva.

Tabla 5-16: Partida Fabricación de Tolva

PARTIDA 11.00 FABRICACIÓN DE TOLVA								
RENDIMIENTO	550 kg/día	Costo Unitario Directo/kg		2.35646 USD/kg		Estructura mediana	11kg/hh	
Código	Descripción de Recursos	Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.	
11.1.0	Mano de Obra						USD/hh	USD
11.1.1	Ingeniero de seguridad	8 hh	0.25	0.0036	hh/kg	9.14	0.033242	
11.1.2	Capataz	8 hh	1	0.0145	hh/kg	6.98	0.101596	
11.1.3	Oficial Mecanico	8 hh	2	0.0291	hh/kg	5.35	0.155578	
11.1.4	Ayudante Mecanico	8 hh	3	0.0436	hh/kg	4.08	0.178124	
				0.0909	11	Sub Total	0.468540	
11.2.0	Materiales						USD/kg	USD
11.2.1	Transporte de Materiales al Taller	1 kg	105.0%	...	%	0.059	0.061950	
11.2.2	Acero ASTM A653 SS GR 55 Z650	1 kg	105.0%	...	%	1.45	1.522500	
11.2.3	Disco de Corte 7"x1/8"	1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800	
11.2.4	Disco de Desbaste 7"x1/4"	1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133	
						Sub Total	1.596383	
11.3.0	Equipos						USD/hm	USD
11.3.1	Herramientas manuales	8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500	
11.3.2	Taladro y Broca	8 hm	50.0%	0.00727	hm/kg	1.74	0.012655	
11.3.3	Esmerial Manual de 7"	8 hm	300.0%	0.04364	hm/kg	0.67	0.029236	
11.3.4	Grua camion de 10 TON	8 hm	15.0%	0.00218	hm/kg	50.5	0.110182	
						Sub Total	0.169573	
11.4.0	Rolado de Chapa						USD/m2	USD
11.4.1	Rolado de Chapa	1 m2		0.06786	m2/kg	0.25	0.016966	
11.4.2	Transporte y Recepcion material	1 kg	105%	...		0.1	0.105000	
						Sub Total	0.121966	

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-17: Partida de Montaje de Tolva.

PARTIDA 12.00 MONTAJE DE TOLVA								
RENDIMIENTO	1180.8 kg/día	Costo Unitario Directo/kg			0.78157 USD/kg		Estructura mediana	18kg/hh
Código	Descripción de Recursos	Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.	
12.1.0	Mano de Obra					USD/hh	USD	
12.1.1	Ingeniero de seguridad	8 hh	0.2	0.0014 hh/kg		9.15	0.012394	
12.1.2	Capataz-Montaje	8 hh	1	0.0068 hh/kg		6.99	0.047324	
12.1.3	Oficial Mecanico-Montaje	8 hh	3	0.0203 hh/kg		5.06	0.102930	
12.1.4	Ayudante Mecanico - Montaje	8 hh	4	0.0271 hh/kg		3.80	0.102930	
				0.0556	18	Sub Total	0.265578	
12.2.0	Materiales					USD/kg	USD	
12.2.1	Transporte de Materiales a Obra	1 kg	105.00%	...	%	0.059	0.061950	
12.2.2	Disco de Corte 7"x1/8"	1 und	0.33%	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800	
12.2.3	Disco de Desbaste 7"x1/4"	1 und	0.33%	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133	
12.2.4	Pernería, Tuercas y Arandelas	1 kg	2.50%		%	10.3	0.257500	
						Sub Total	0.331383	
12.3.0	Equipos					USD/hm	USD	
12.3.1	Herramientas manuales	8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500	
12.3.2	Taladro y Broca	8 hm	1.00	0.0068 hm/kg		1.74	0.011789	
12.3.3	Esmerial Manual de 7"	8 hm	1.00	0.0068 hm/kg		0.67	0.004539	
12.3.4	Grua camion de 15 TON	8 hm	0.35	0.0024 hm/kg		50.5	0.119749	
12.3.5	Torquimetro 30 a 140 kgf*m	8 hm	4.00	0.0271 hm/kg		1.05	0.028455	
12.3.6	Grupo Electrogeno	8 hm	1.00	0.0068 hm/kg		0.38	0.002575	
						Sub Total	0.184607	

Nota: Elaboración propia

5.4.1.7. Fabricación y Montaje de cuerpo Silo.

Tabla 5-18: Partida de Fabricación de Silo.

PARTIDA 13.00 FABRICACIÓN DE SILO								
RENDIMIENTO	870 kg/día	Costo Unitario Directo/kg			2.18662 USD/kg		Estructura mediana	15kg/hh
Código	Descripción de Recursos	Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.	
13.1.0	Mano de Obra					USD/hh	USD	
13.1.1	Ingeniero de seguridad	8 hh	0.25	0.0023 hh/kg		9.14	0.021015	
13.1.2	Capataz	8 hh	1	0.0092 hh/kg		6.98	0.064228	
13.1.3	Oficial Mecanico	8 hh	3	0.0276 hh/kg		5.35	0.147531	
13.1.4	Ayudante Mecanico	8 hh	3	0.0276 hh/kg		4.08	0.112607	
				0.0667	15	Sub Total	0.345380	
13.2.0	Materiales					USD/kg	USD	
13.2.1	Transporte de Materiales al Taller	1 kg	105.0%	...	%	0.059	0.061950	
13.2.2	Acero ASTM A653 SS GR 55 Z650	1 kg	105.0%	...	%	1.45	1.522500	
13.2.3	Disco de Corte 7"x1/8"	1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800	
13.2.4	Disco de Desbaste 7"x1/4"	1 und	0.3%	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133	
						Sub Total	1.596383	
13.3.0	Equipos					USD/hm	USD	
13.3.1	Herramientas manuales	8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500	
13.3.2	Taladro y Broca	8 hm	50.0%	0.004597701 hm/kg		1.74	0.008000	
13.3.3	Esmerial Manual de 7"	8 hm	300.0%	0.027586207 hm/kg		0.67	0.018483	
13.3.4	Grua camion de 10 TON	8 hm	15.0%	0.00137931 hm/kg		50.5	0.069655	
						Sub Total	0.113638	
11.3.0	Ondulado de Chapa					USD/m2	USD	
11.3.1	Ondulado de Chapa	1 m2		0.07945 m2/kg		0.33	0.026217	
11.3.2	Transporte y Recepcion material	1 kg	105.0%	...		0.1	0.105000	
						Sub Total	0.131217	
11.4.0	Rolado de Chapa					USD/m2	USD	
11.4.1	Rolado de Chapa	1 m2		0.07945 m2/kg		0.25	0.019861	
11.4.2	Transporte y Recepcion material	1 kg	105.0%	...		0.1	0.105000	
						Sub Total	0.124861	

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-19: Partida Montaje de Silo

PARTIDA 14.00 MONTAJE DE SILO							
RENDIMIENTO	1180.8 kg/día	Costo Unitario Directo/kg		0.78157 USD/kg		Estructura mediana	18kg/hh
Código	Descripción de Recursos	Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.
14.1.0	Mano de Obra					USD/hh	USD
14.1.1	Ingeniero de seguridad	8 hh	0.2	0.0014 hh/kg		9.15	0.012394
14.1.2	Capataz-Montaje	8 hh	1	0.0068 hh/kg		6.99	0.047324
14.1.3	Oficial Mecanico-Montaje	8 hh	3	0.0203 hh/kg		5.06	0.102930
14.1.4	Ayudante Mecanico - Montaje	8 hh	4	0.0271 hh/kg		3.80	0.102930
				0.0556	18	Sub Total	0.265578
14.2.0	Materiales					USD/kg	USD
14.2.1	Transporte de Materiales a Obra	1 kg	105.00%	...	%	0.059	0.061950
14.2.2	Disco de Corte 7"x1/8"	1 und	0.33%	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800
14.2.3	Disco de Desbaste 7"x1/4"	1 und	0.33%	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133
14.2.4	Pnerria, Tuercas y Arandelas	1 kg	2.50%		%	10.3	0.257500
						Sub Total	0.331383
14.3.0	Equipos					USD/hm	USD
14.3.1	Herramientas manuales	8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500
14.3.2	Taladro y Broca	8 hm	1.00	0.0068 hm/kg		1.74	0.011789
14.3.3	Esmerial Manual de 7"	8 hm	1.00	0.0068 hm/kg		0.67	0.004539
14.3.4	Grúa camion de 15 TON	8 hm	0.35	0.0024 hm/kg		50.5	0.119749
14.3.5	Torquímetro 30 a 140 kgf*m	8 hm	4.00	0.0271 hm/kg		1.05	0.028455
14.3.6	Grupo Electrogeno	8 hm	1.00	0.0068 hm/kg		0.38	0.002575
						Sub Total	0.184607

Nota: Elaboración propia

5.4.1.8. Fabricación y Montaje de Cubierta.

Tabla 5-20:Partida Fabricación de Cubierta

PARTIDA 15.00 FABRICACIÓN DE CUBIERTA							
RENDIMIENTO	870 kg/día	Costo Unitario Directo/kg		3.29399 USD/kg		Estructura mediana	15kg/hh
Código	Descripción de Recursos	Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.
15.1.0	Mano de Obra					USD/hh	USD
15.1.1	Ingeniero de seguridad	8 hh	0.25	0.0023 hh/kg		9.14	0.021015
15.1.2	Capataz	8 hh	1	0.0092 hh/kg		6.98	0.064228
15.1.3	Oficial Mecanico	8 hh	3	0.0276 hh/kg		5.35	0.147531
15.1.4	Ayudante Mecanico	8 hh	3	0.0276 hh/kg		4.08	0.112607
				0.0667	15	Sub Total	0.345380
15.2.0	Materiales					USD/kg	USD
15.2.1	Transporte de Materiales al Taller	1 kg	105.0%	...	%	0.059	0.061950
15.2.2	Acero ASTM A653 SS GR 55 Z650	1 kg	105.0%	...	%	1.45	1.522500
15.2.3	Disco de Corte 7"x1/8"	1 und	0.003	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800
15.2.4	Disco de Desbaste 7"x1/4"	1 und	0.003	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133
						Sub Total	1.596383
15.3.0	Equipos					USD/hm	USD
15.3.1	Herramientas manuales	8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500
15.3.2	Taladro y Broca	8 hm	0.50	0.004597701 hm/kg		1.74	0.008000
15.3.3	Esmerial Manual de 7"	8 hm	3.00	0.027586207 hm/kg		0.67	0.018483
15.3.4	Grúa camion de 10 TON	8 hm	0.15	0.00137931 hm/kg		50.5	0.069655
						Sub Total	0.113638
15.4.0	Ondulado de Chapa					USD/m2	USD
15.4.1	Rolado de Chapa	1 m2	1.00	0.125000	m2/kg	5	0.625000
15.4.2	Transporte y Recepción material	1 kg	1.00	...		0.025	0.025000
						Sub Total	0.650000
15.3.0	Granallado					USD/m2	USD
9.3.1	Granallado SSPC6	1 m2	1.00	0.044255	m2/kg	5.8	0.256678
						Sub Total	0.256678
15.4.0	Galvanizado					USD/m2	USD
9.4.1	Galvanizado Z650	1 m2	1.00	0.044255	m2/kg	7.5	0.331911
						Sub Total	0.331911

Nota: Elaboración propia

Tabla 5-21: Partida Montaje de Cubierta.

PARTIDA 16.00								MONTAJE DE CUBIERTA							
RENDIMIENTO		1036.8 kg/día		Costo Unitario Directo/kg		0.70126 USD/kg		Estructura mediana		18kg/hh					
Código	Descripción de Recursos			Hr/día	Cuadrila	Cantidad (hh/kg)	Unidad	Precio USD.	Parcial USD.						
16.1.0	Mano de Obra							USD/hh	USD						
16.1.1	Ingeniero de seguridad			8 hh	0.2	0.0015	hh/kg	9.15	0.014116						
16.1.2	Capataz-Montaje			8 hh	1	0.0077	hh/kg	6.99	0.053897						
16.1.3	Oficial Mecanico-Montaje			8 hh	3	0.0231	hh/kg	5.06	0.117226						
16.1.4	Ayudante Mecanico - Montaje			8 hh	3	0.0231	hh/kg	3.80	0.087919						
						0.0556	18	Sub Total	0.273157						
16.2.0	Materiales							USD/kg	USD						
16.2.1	Transporte de Materiales a Obra			1 kg	105.00%	...	%	0.059	0.061950						
16.2.2	Disco de Corte 7"x1/8"			1 und	0.33%	1 und/300kg	und/kg	1.74	0.005800						
16.2.3	Disco de Desbaste 7"x1/4"			1 und	0.33%	1 und/300kg	und/kg	1.84	0.006133						
16.2.4	Pernería, Tuercas y Arandelas			1 kg	1.50%		%	10.3	0.154500						
								Sub Total	0.228383						
16.3.0	Equipos							USD/hm	USD						
16.3.1	Herramientas manuales			8 hm	5.0%	%	0.35	0.017500						
16.3.2	Taladro y Broca			8 hm	1.00	0.0077	hm/kg	1.74	0.013426						
16.3.3	Esmeril Manual de 7"			8 hm	1.00	0.0077	hm/kg	0.67	0.005170						
16.3.4	Grua camion de 15 TON			8 hm	0.35	0.0027	hm/kg	50.5	0.136381						
16.3.5	Torquímetro 30 a 140 kgf*m			8 hm	3.00	0.0231	hm/kg	1.05	0.024306						
16.3.6	Grupo Electrogenero			8 hm	1.00	0.0077	hm/kg	0.38	0.002932						
								Sub Total	0.199715						

Nota: Elaboración propia

5.5. Resumen de Presupuesto.

Luego de tener el análisis de precios unitarios del silo tolva y estructura base, tenemos los precios totales en cada partida esto se muestra en la Tabla 5-22.

Además, tenemos los costos indirectos detallados en la tabla 39, estos costos serán hallados mediante un porcentaje del costo directo, los gastos generales presentan un 15%, los gastos generales un 15%, además de presentar un financiamiento del 2% finalmente tenemos una utilidad del 10%, El costo total del proyecto sin utilidades haciende a 336,923.53 soles.

Tabla 5-22: Resumen del Presupuesto.

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD BRUTA	PRECIO UNITARIO	TOTAL	TOTAL
	FABRICACIÓN Y MONTAJE DE SILO, TOLVA Y ESTRUCTURA BASE					
1	TRABAJOS PRELIMINARES Y TEMPORALES					9,407.81 USD
1.0.0	Movilización Y Desmovilización De Equipos Herramientas Y Personal	glb	1.00	5,295.04	5,295.04 USD	
2.0.0	Seguridad	glb	1.00	2,269.25	2,269.25 USD	
3.0.0	Trazado Y Replanteo	glb	1.00	478.07	478.07 USD	
4.0.0	Facilidades Temporales	glb	1.00	1,365.45	1,365.45 USD	
2	ESTRUCTURA Y FABRICACION DE SILO					
1.2.1.0	Fabricación Y Montaje De Columnas				USD	13,250.66 USD
5.0.0	Fabricación De Columnas	kg	5,138.20	2.11	10,842.69 USD	
6.0.0	Montaje De Columnas	kg	5,138.20	0.47	2,407.98 USD	
3	Fabricación Y Montaje De Vigas				USD	9,148.51 USD
7.0.0	Fabricación De Vigas	kg	2,886.00	2.40	6,938.83 USD	
8.0.0	Montaje De Vigas	kg	2,886.00	0.77	2,209.68 USD	
4	Fabricación Y Montaje De Arriostres				USD	7,514.84 USD
9.0.0	Fabricación De Arriostres	kg	2,198.90	2.63	5,772.59 USD	
10.0.0	Montaje De Arriostres	kg	2,198.90	0.79	1,742.25 USD	
5	Fabricación Y Montaje De Tolva				USD	11,368.71 USD
11.0.0	Fabricación De Tolva	kg	3,622.88	2.36	8,537.18 USD	
12.0.0	Montaje De Tolva	kg	3,622.88	0.78	2,831.53 USD	
6	Fabricación Y Montaje De Silo				USD	14,119.07 USD
13.0.0	Fabricación De Silo	kg	4,756.80	2.19	10,401.31 USD	
14.0.0	Montaje De Silo	kg	4,756.80	0.78	3,717.76 USD	
7	Fabricación Y Montaje De Cobertura				USD	5,024.90 USD
15.0.0	Fabricación De Cobertura	kg	1,257.72	3.29	4,142.92 USD	
16.0.0	Montaje De Cobertura	kg	1,257.72	0.70	881.98 USD	
					COSTO DIRECTO TOTAL	69,834.50 USD
	COSTOS INDIRECTOS					
	GASTOS GENERALES				15%	10,475.17 USD
	GASTOS DE SUPERVISION				12%	8,380.14 USD
	FINANCIAMIENTO				2%	1,396.69 USD
	UTILIDAD				10%	6,983.45 USD
					SUB TOTAL COSTO INDIRECTO	27,235.45 USD
					TOTAL DEL PROYECTO USD SIN IGV	97,069.95 USD
					TOTAL DEL PROYECTO S/. SIN IGV	363,041.63 S/.

Nota: Elaboración propia.

Tabla 5-23: Costos directos e indirectos detallados.

TOTAL COSTOS DIRECTOS USD						TOTAL COSTOS INDIRECTOS USD					TOTAL USD
MANO DE OBRA	MATERIAL	EQUIPOS DE CONSTRUCCION	ROLADO Y/O ONDULADO	GRANALLADO GALVANIZADO	COSTO DIRECTO	GASTOS GENERALES	GASTOS DE SUPERVISIÓN	FINANCIAMIENTO	UTILIDAD	COSTO INDIRECTO	
						15%	12%	2%	10%	39%	
649.85	0.00	4,645.19	0.00	0.00	5,295.04	794.26	635.40	105.90	529.50	2,065.07	7,360.11
0.00	0.00	2,269.25	0.00	0.00	2,269.25	340.39	272.31	45.39	226.93	885.01	3,154.26
315.67	0.00	162.40	0.00	0.00	478.07	71.71	57.37	9.56	47.81	186.45	664.51
0.00	0.00	1,365.45	0.00	0.00	1,365.45	204.82	163.85		136.55	532.53	1,897.98
1,222.47	8,389.73	524.92	0.00	705.56	10,842.69	1,626.40	1,301.12	216.85	1,084.27	4,228.65	15,071.33
705.68	1,173.48	528.82	0.00	0.00	2,407.98	361.20	288.96	48.16	240.80	939.11	3,347.09
1,056.39	4,712.30	442.69	0.00	727.45	6,938.83	1,040.82	832.66	138.78	693.88	2,706.14	9,644.98
924.84	659.11	625.72	0.00	0.00	2,209.68	331.45	265.16	44.19	220.97	861.77	3,071.45
1,207.33	3,590.39	486.70	0.00	488.17	5,772.59	865.89	692.71	115.45	577.26	2,251.31	8,023.90
720.77	502.19	519.29	0.00	0.00	1,742.25	261.34	209.07	34.85	174.23	679.48	2,421.73
1,697.46	5,783.51	614.34	441.87	0.00	8,537.18	1,280.58	1,024.46	170.74	853.72	3,329.50	11,866.68
962.16	1,200.56	668.81	0.00	0.00	2,831.53	424.73	339.78	56.63	283.15	1,104.30	3,935.82
1,642.91	7,593.68	540.55	624.17	0.00	10,401.31	1,560.20	1,248.16	208.03	1,040.13	4,056.51	14,457.82
1,263.30	1,576.32	878.14	0.00	0.00	3,717.76	557.66	446.13	74.36	371.78	1,449.93	5,167.69
434.39	2,007.80	142.92	817.52	740.28	4,142.92	621.44	497.15	82.86	414.29	1,615.74	5,758.65
343.56	287.24	251.18	0.00	0.00	881.98	132.30	105.84	17.64	88.20	343.97	1,225.96
13,146.77	37,476.32	14,666.39	1,883.56	2,661.46	69,834.50	10,475.17	8,380.14	1,369.38	6,983.45	27,235.45	97,069.95

Nota: Elaboración propia

5.6. Cronograma de Construcción y Montaje.

Para la fabricación y montaje del silo, tolva y estructura base se requiere determinar los tiempos de ejecución para fabricación y montaje, estos valores son obtenidos de los rendimientos cada partida tiene un rendimiento en kg de acero construido o montado en campo por día de trabajo, además se considera una jornada laboral de 8hr diarias, 48 horas semanales, 6 días a la semana la siguiente tabla muestra los días requeridos para cada tarea asignada sea construcción montaje y/o otros trabajos presentes.

Tabla 5-24: Tiempo Requerido para la fabricación y Montaje de Silo Tolva y Estructura Base.

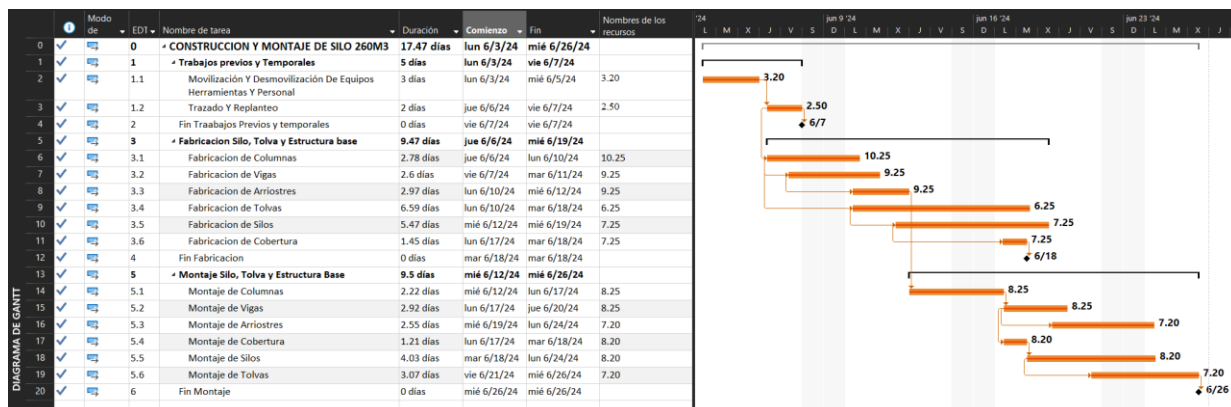
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD BRUTA	RENDIMIENTO	NUMERO DE CUADRILLAS	CUADRILLA	TIEMPO REQUERIDO
FABRICACIÓN Y MONTAJE DE SILO, TOLVA Y ESTRUCTURA BASE							
1 TRABAJOS PRELIMINARES Y TEMPORALES							
1.0.0	Movilización Y Desmovilización De Equipos Herramientas Y Personal	glb	1.00	0.17 glb/día	1	3.20	6.00 Días
2.0.0	Seguridad	glb	1.00	0.03 glb/día	1	2.50	
3.0.0	Trazado Y Replanteo	glb	1.00	0.50 glb/día			2.00 Días
4.0.0	Facilidades Temporales	glb	1.00	0.03 glb/día			
2 FABRICACION Y MONTAJE DE SILO							
1.2.1.0	Fabricación Y Montaje De Columnas						Días
5.0.0	Fabricación De Columnas	kg	5,138.20	1845.00 kg/día	1	10.25	2.78 Días
6.0.0	Montaje De Columnas	kg	5,138.20	2310.00 kg/día	1	8.25	2.22 Días
3 Fabricación Y Montaje De Vigas							
7.0.0	Fabricación De Vigas	kg	2,886.00	1110.00 kg/día	1	9.25	2.60 Días
8.0.0	Montaje De Vigas	kg	2,886.00	990.00 kg/día	1	8.25	2.92 Días
4 Fabricación Y Montaje De Arriostres							
9.0.0	Fabricación De Arriostres	kg	2,198.90	740.00 kg/día	1	9.25	2.97 Días
10.0.0	Montaje De Arriostres	kg	2,198.90	864.00 kg/día	1	7.20	2.55 Días
5 Fabricación Y Montaje De Tolva							
11.0.0	Fabricación De Tolva	kg	3,622.88	550.00 kg/día	1	6.25	6.59 Días
12.0.0	Montaje De Tolva	kg	3,622.88	1180.80 kg/día	1	8.20	3.07 Días
6 Fabricación Y Montaje De Silo							
13.0.0	Fabricación De Silo	kg	4,756.80	870.00 kg/día	1	7.25	5.47 Días
14.0.0	Montaje De Silo	kg	4,756.80	1180.80 kg/día	1	8.20	4.03 Días
7 Fabricación Y Montaje De Cobertura							
15.0.0	Fabricación De Cobertura	kg	1,257.72	870.00 kg/día	1	7.25	1.45 Días
16.0.0	Montaje De Cobertura	kg	1,257.72	1036.80 kg/día	1	7.20	1.21 Días

Nota: Elaboración propia

5.7. Diagrama de Gantt.

Para obtener un diagrama de Gantt con las tareas respectivas y la distribución temporal del proyecto desde el inicio fecha 06/04/2023 hasta la finalización 06/26/2024, para ello se empleó la herramienta Project 2021 idea para hacer distribuciones de recursos duración costos entre otros de cualquier tipo de proyecto, algunas tareas empiezan de forma simultánea como el montaje de silo y tolva que empieza con el montaje de los arriostres en el silo, debido a que la estructura base se monta al mismo tiempo que el silo y tolva para finalmente unir ambas estructuras y finalizar el proyecto.

Figura 5-5: Diagrama de Gantt Construcción y Montaje de Silo 260m3



Nota: Elaboración propia

CONCLUSIONES.

- Se determino las cargas producidas por el material siguiendo para ello la norma europea, además de los efectos de viento y las cargas de sismo teniendo en cuenta para ello la ubicación geográfica y los factores de amplificación.
- Los cálculos analíticos y los cálculos por simulación DEM efectuados tienen una diferencia del 8% en cuanto a los esfuerzos, además la zona de esfuerzo crítica se encuentra en la transición entre tolva y cuerpo de silo, esta zona crítica corresponde con la teoría recomendada por la norma europea, los valores de las presiones analíticas y las presiones obtenidas por la simulación DEM tienen una diferencia del 10%
- Se diseñó el cuerpo del silo y la tolva con sus rigidizadores correspondientes, también la estructura base compuesta por columnas, vigas y arriostres, de forma analítica empleando hojas de cálculo en Mathcad y el software Autodesk Robot Structural teniendo una diferencia de menos del 2% entre los resultados analíticos y por software. Por otro lado, luego de verificar y seleccionar los miembros estructurales y optimizarlo con ratios de diseños de 98%, se han calculado las uniones soldadas y emperradas, analíticamente y utilizando para ello el Software Idea Statica, los resultados entre software y el cálculo analítico no supera el 5% de error.
- El costo total del silo que incluye fabricación y montaje excluyendo los trabajos civiles de movimientos de tierras y cimentaciones o zapatas asciende a un total de 97,069.95 USD o 363,041.63 nuevo soles con un cambio de dólar a sol de 3.74 unidades, este precio fue contrastado con fabricantes internacionales de silos de descarga a camión ofrecen precios entre 75,000 a 125,00 USD, los metrados fueron realizados en base al modelo BIM generado en el software Autodesk Advance Steel, que proporciona planos de presentación, ensamble y fabricación, siguiendo las normas de dibujo técnico peruanas.

RECOMENDACIONES.

- Usualmente los software comerciales estructurales como SAP2000, ETABS o RSA no contemplan el uso de cargas en forma de funciones esto dificulta la colocación de cargas de silo ya que no son lineales como lo sería un fluido, tienen una forma parabólica esto se puede solucionar discretizando las virolas para emplear cargas del tipo hidrodinámicas de tal modo que se consiga asemejar a un carga parabólica otra forma de lograrlo es emplear extensiones desarrolladas en Python para colocar cargas en forma de funciones. De este modo se ahorra tiempo en la colocación de cargas.
- Para agilizar los tiempos de simulación se puede escalar los modelos, si el silo es demasiado grande o supera las 1000 toneladas.
- Otra forma de agilizar los tiempos de simulación es emplear un poder computacional alto, esto se logra mediante una granja de Tarjetas de Video como NVIDIA serie RTX o Ampere, aunque presenta limitaciones ya que estas tarjetas tienen costos monetarios elevados debido a su demanda para entrenar modelos de inteligencia artificial.
- Debido a la simetría del silo y la tolva se puede reducir el costo computacional simplemente simulando una de las porciones simétricas.
- Se debe ser cuidadoso al momento de simular las cargas ya que las condiciones de frontera definen la solución del problema o pueden llevar a problemas de singularidad.
- Los materiales como las chapas onduladas se pueden simular como materiales ortótropos esto evitaría tener una malla compleja por las ondulaciones en cambio solo se tendría que definir un material con las propiedades equivalentes a una chapa ondulada sinusoidalmente.
- Se pueden escalar los elementos discretos siempre y cuando las propiedades como material a granel no difieran del material real, debido a que solo buscamos las presiones de

almacenamiento con el silo lleno y en reposo, esto permite aislar los resultados propios del impacto del material a granel con las paredes del silo debido al gran caudal que se produce.

- Los precios obtenidos en el mercado de silos con las mismas características son de fabricantes con más de 40 años de experiencia en el mercado lo cual les permite una economía de escala y ofrecer precios competitivos este factor es importante si se va a fabricar o compra el silo.



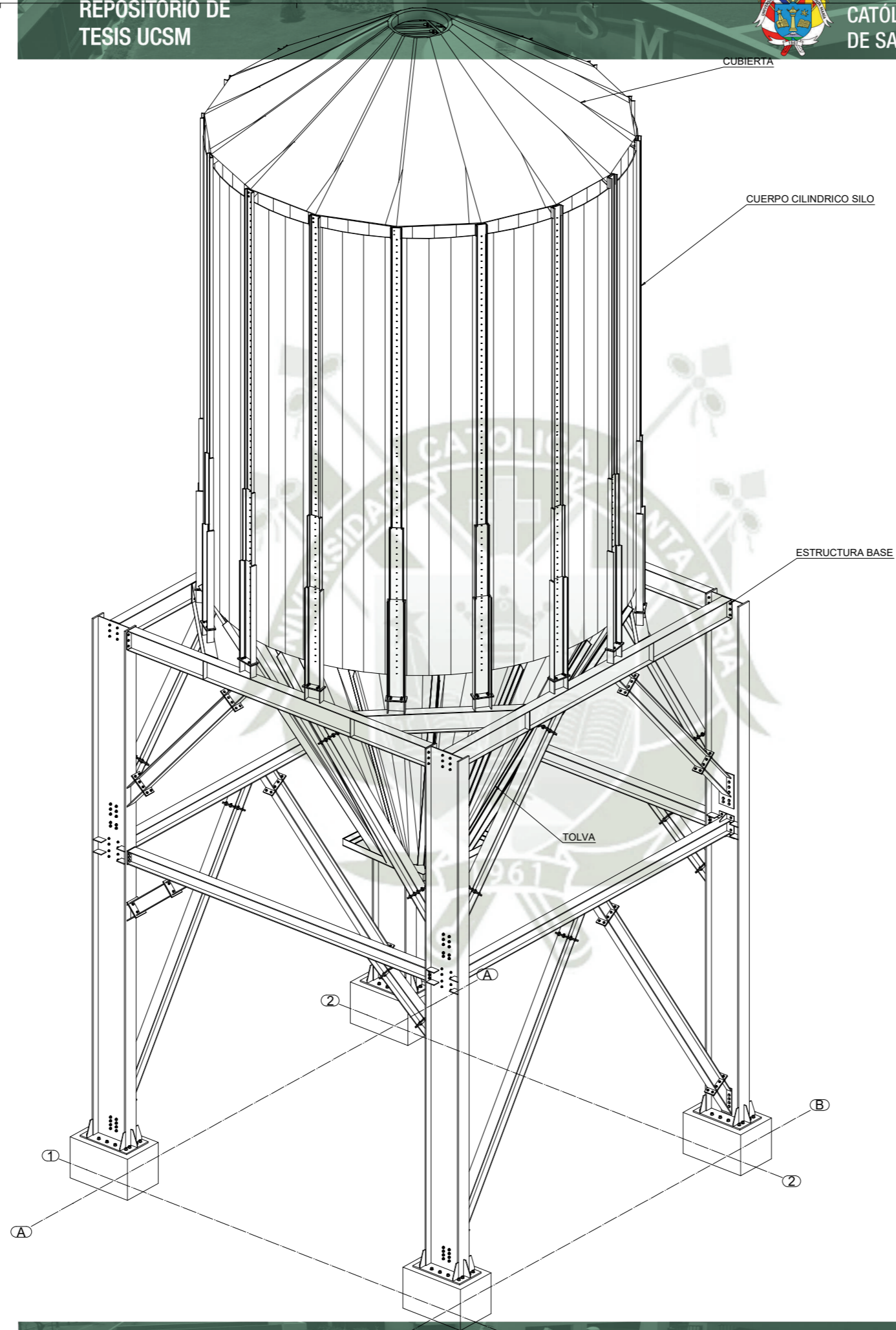
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.


- American Institute of Steel Construction. (2016). Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-16). American Institute of Steel Construction.
- American Society of Civil Engineers. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16). American Society of Civil Engineers.
- ASTM International. (Año de publicación). ASTM A653/A653M-YY: Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process. ASTM International.
- Castillo Pérez, M. (2021). Análisis y Diseño de Silos Metálicos de Almacenamiento (Tesis de maestría en Ingeniería Industrial). Universidad Politécnica de Cartagena.
- Donayre, J. (2021). Ingeniería de Costos y Presupuestos Metal Mecánicos. Arequipa, Arequipa: Universidad Católica de Santa María.
- E.030, C. T. (2018). NORMA TECNICA DE EDIFICACIONES E.030. LIMA.
- EN-1993-4-1. (2007). Eurocode 3 Design of steel structures-Part 4-1:Silos.
- García-Teruel, P., & Gómez-Hernández, J. A. (2019). Design and Construction of Metal Silos for Storing Grain. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 1(1), 25-38.
- Gutiérrez, L. M., & Martínez, E. (2015). Considerations for the Design of Metal Silos for Industrial Applications. *International Journal of Industrial Engineering*, 9(3), 214-227.
- Idastec. (2017). Diseño y Cálculo de Silos Metalicos. España: Idastec Ediciones Tecnicas .
- Medeiros, D. B., Silva, J. A., & Silva, F. A. (2017). Structural Design and Analysis of Metal Silos for Bulk Storage. *Journal of Structural Engineering*, 43(2), 167-178.
- Perú Construye. (2025). Ampliación del muelle norte en el Puerto del Callao. Recuperado de <https://peruconstruye.net/2025/01/14/ampliacion-muelle-norte-puerto-del-callao/>

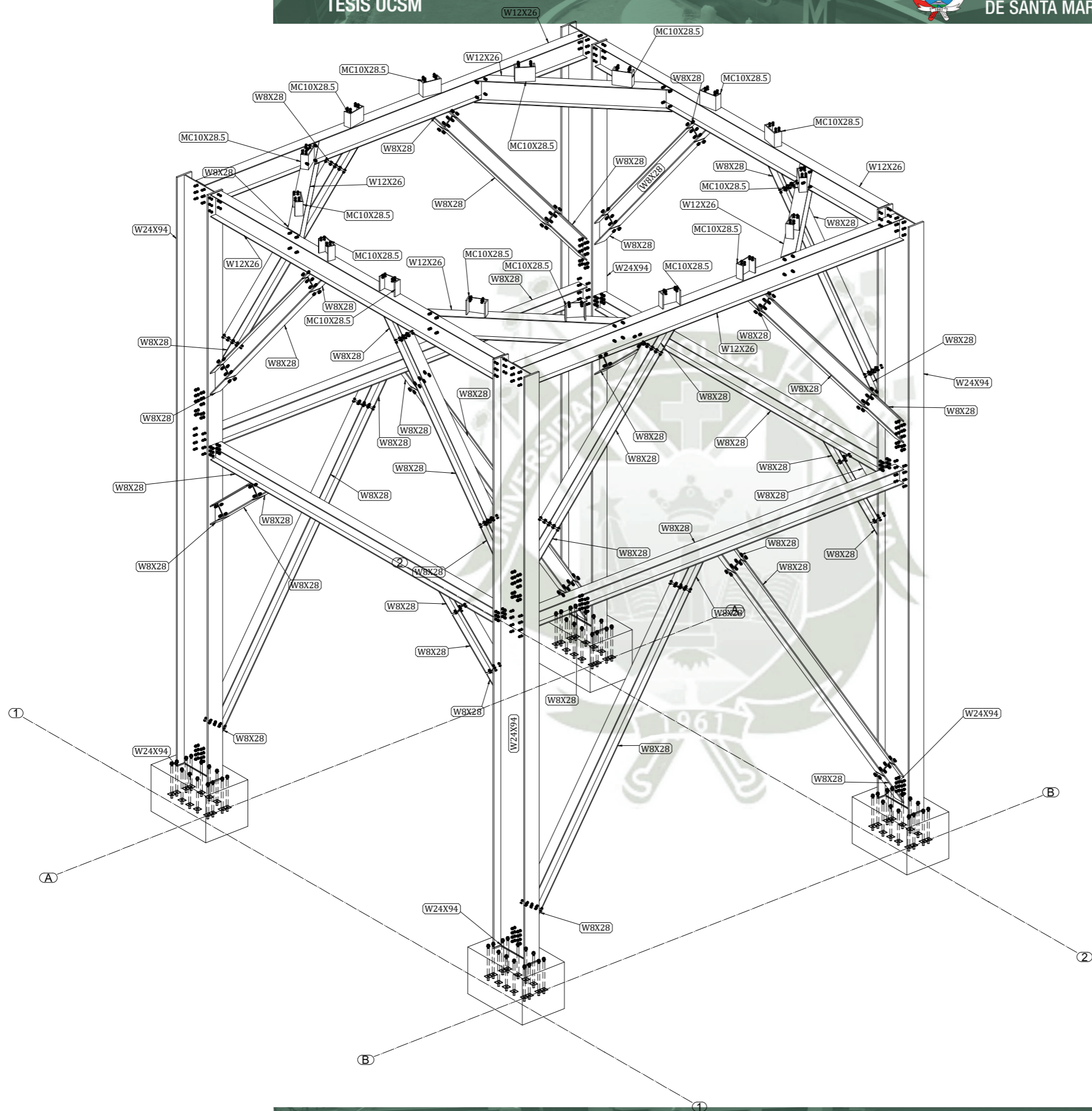
- Ramos Gangas, A. (2018). Diseño de la Estructura de un Silo de Acero para Almacenar 1000 Toneladas de Cemento (Tesis de Titulación, Universidad de Cantabria).
- Ravenet, J. (1977). Silos: Teoría investigación construcción Vol 1. Barcelona : ETA.
- Ronceros, L. M. (2018). SIMULACIONES DEL PROCESO DE LIMPIEZA DE LA MAQUINA AERODINAMICA LIMPIADORA DE TRIGO MEDIANTE ACOPLE DEM-CFD. LIMA.
- TISUR. (2018). PROCEDIMIENTO PARA EL USO DE EQUIPOS DE ESTIBA Y DESESTIBA. Islay-Matarani: TISUR.
- Toledo de Vasconcelos, B., Candido de Vasconcelos, A., Chammas Uzan, K., & Prado, F. S. (s.d.). Modelagem Hierárquica em Elementos Finitos de Silos de Concreto para Armazenamento de Soja. Instituto Mauá de Tecnologia / Escola de Engenharia Mauá / Engenharia Civil.
- Torres, R., & López, M. (2020). Analysis and Design Criteria for Metal Silos in Agroindustrial Facilities. *Journal of Construction Engineering and Management*, 146(6), 1-12
- UNE-EN 1991-4. (2011). Eurocodigo 1: Acciones en Estructuras Parte 4 Silos y Depositos.

PLANOS.

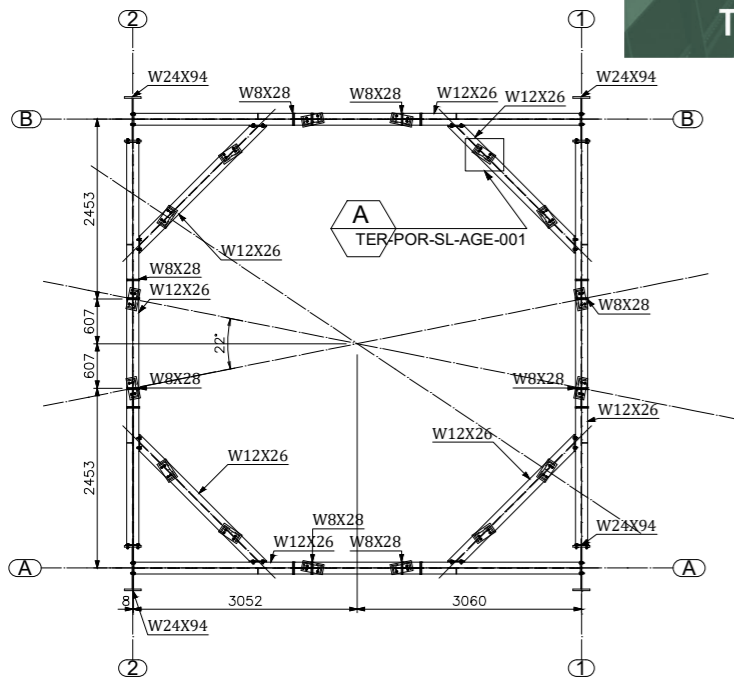




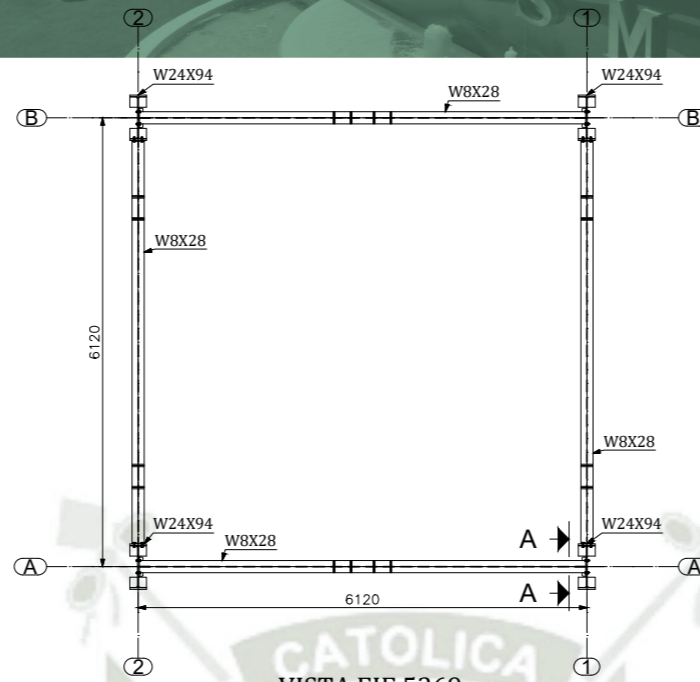
Cliente:	UCSM	
	TITULO DE PLANO: VISTA ISOMÉTRICO SILO, TOLVA Y ESTRUCTURA BASE	
	SILO 260 M3 ZONA DE SILOS C TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ	Escala: INDICADA Contratista: TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ
Ingeniero: M. BUSTAMANTE		
Fecha: 5/11/2024		
Inspector: J. DONAYRE		
Fecha Const.: 15/06/2024	N° Plano:	TER-POR-SL-ISO-001



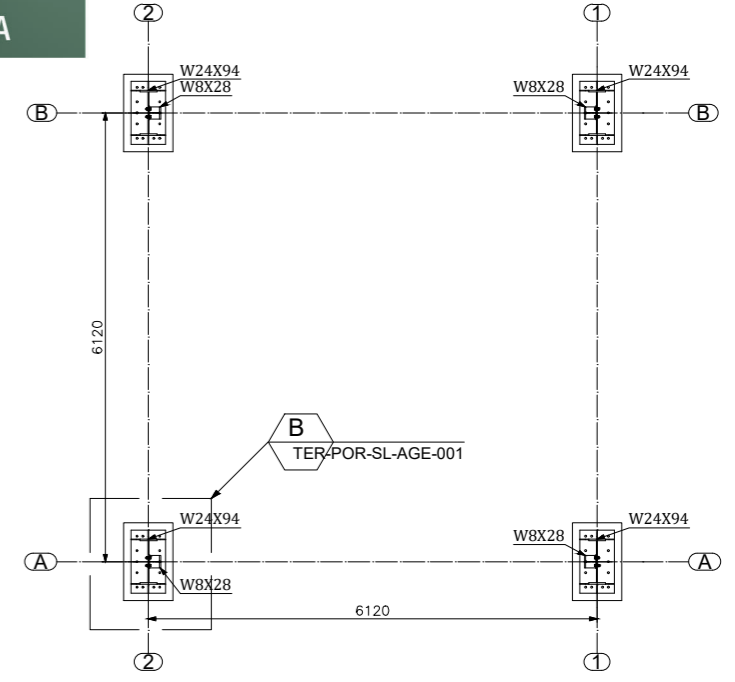
Ciente:	UCSM	
	TITULO DE PLANO: VISTA ISOMÉTRICO ESTRUCTURA BASE	
	SILO 260 M3 ZONA DE SILOS C TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ	Escala: 1:25 Contratista: TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ
Ingeniero: M. BUSTAMANTE Fecha: 4/23/2024	N° Plano: TER-POR-SL-ISO-002	
Inspector: J. DONAYRE Fecha Const.: 15/06/2024		



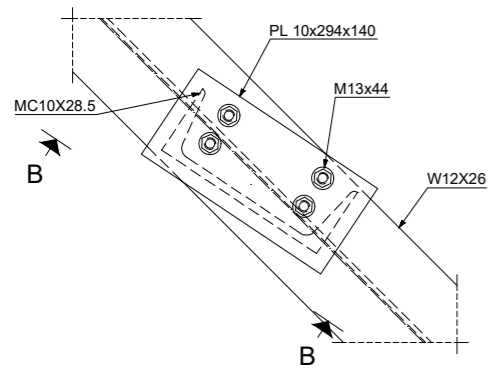
VISTA PLANTA NIVEL 9089 ESC(1:50)



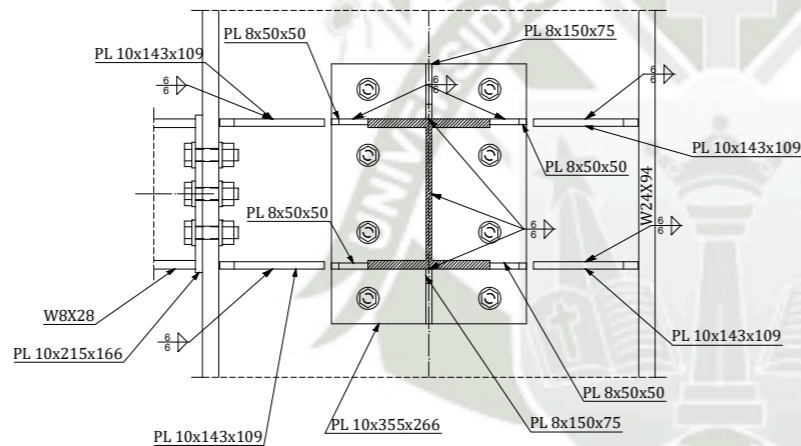
VISTA EJE 5369 ESC(1:50)



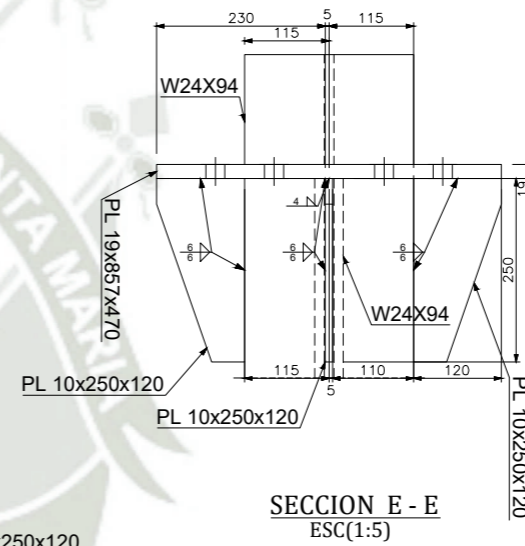
VISTA EJE 919 ESC(1:50)



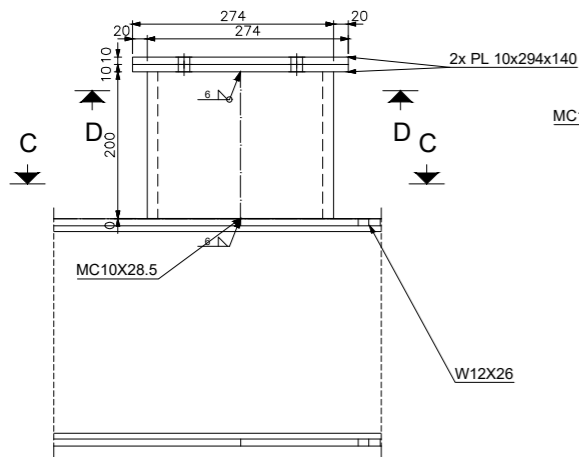
DETALLE A TER-POR-SL-AGE-001 1:5



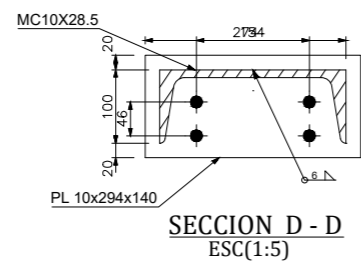
SECCION A-A ESC(1:5)



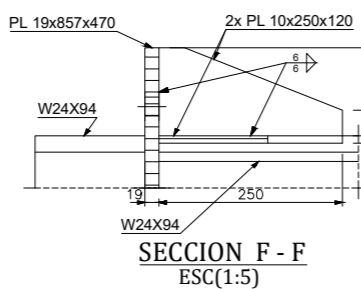
SECCION E-E ESC(1:5)



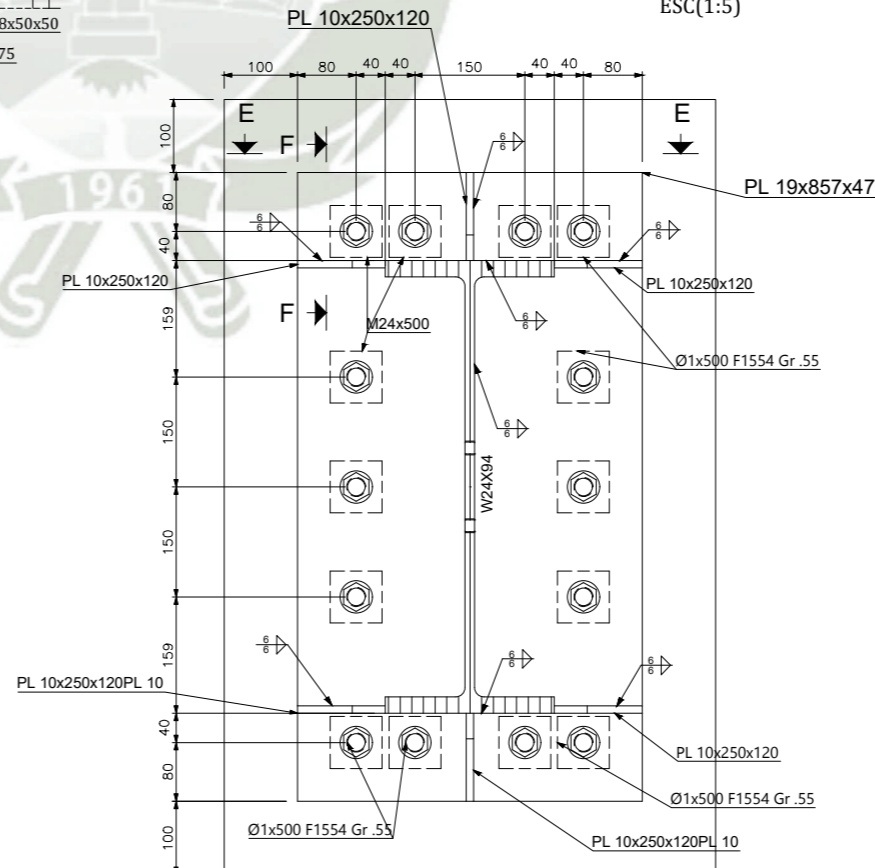
SECCION B-B ESC(1:5)



SECCION D-D ESC(1:5)



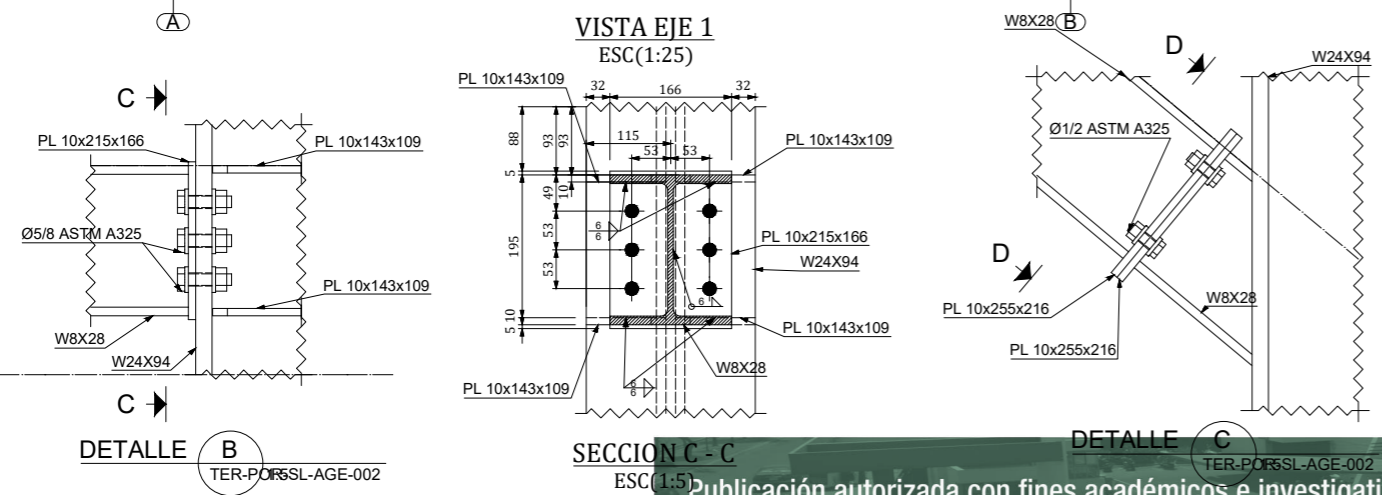
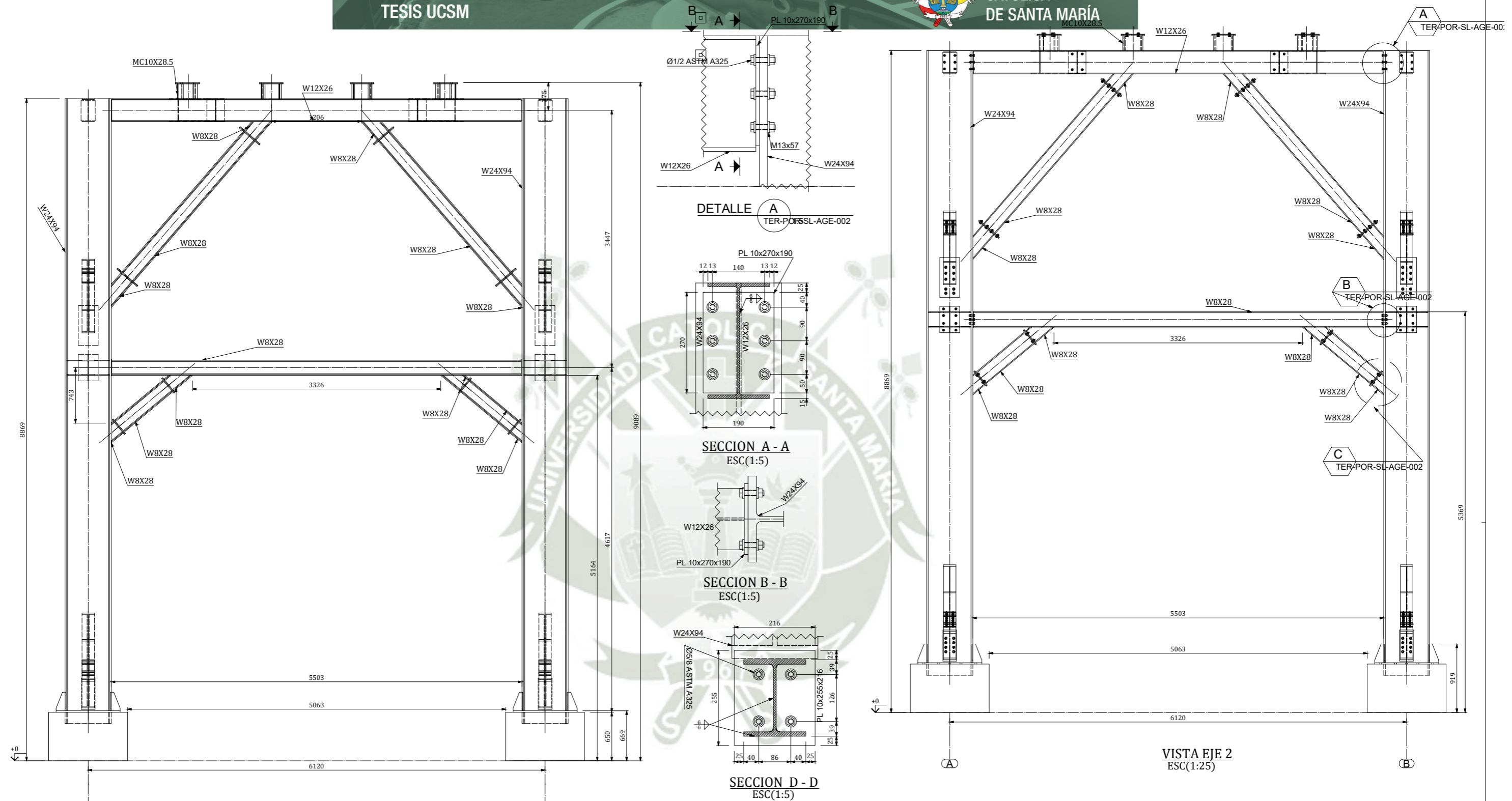
SECCION F-F ESC(1:5)



DETALLE B TER-POR-SL-AGE-001 1:5

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS – ESTRUCTURAS	
1. FACTORES SÍSMICOS SEGUN NTP E0.30	Z=0.45
• Factor de Zona 4	S=1.05
• Factor de Suelo S2	TP=0.6
• Período Tp para suelo S2	TP=2
• Período TL para suelo S2	U=1.5
• Factor de uso de estructura	Rx=6 Ry=6
• Coeficiente de Reducción de Fuerza Eje para sistema estructural OMF	Cx=2.5 Cy=2.5
• Factor de amplificación sísmica	g=9.81m/s ²
• Aceleración de la gravedad	αx=2.897m/s ²
• Aceleración Sísmica α=g*Z*U*Cx*S/Rx	αy=2.897m/s ²
• Aceleración Sísmica α=g*Z*U*Cy*S/Ry	
El espectro Sísmico para la simulación integral esta detallado en la memoria de cálculo del proyecto.	
3. CONDICIONES DE VIENTO	Vx=Vy=85km/hr
• Velocidad de Viento para Arequipa	
4. MATERIALES	
ACERO ESTRUCTURAL:	
• PERFILES LAMINADOS	ASTM A653 SS GR40 fy=2812 kg/cm ²
• PLANCHAS DE CONEXIONES	ASTM A653 SS GR40 fy=2812 kg/cm ²
SOLDADURA Y CONEXIONES	
• ELECTRODO E70XX	fy=2530 kg/cm ²
• PERNOS DE ALTA RESISTENCIA ASTM A325	fu=8400 kg/cm ²
CONCRETO	
• PEDESTAL f'c=210 kg/cm ²	
5. RECUBRIMIENTOS.	
GALVANIZADO SE REALIZARA EN TODOS LOS PERFILES ESTRUCTURALES PREVIAMENTE ENSAMBLADOS Y EN LOS PERNOS Y ARANDELAS	
• GRANALLADO SSPC-6	
• INMERSIÓN EN CALIENTE ZINC A 450 °C CON UNA DENSIDAD DE 600 gr/m ² , ESPESOR DE CARA 42 MICRAS	

Ciente:	UCSM	
	TITULO DE PLANO:	
	VISTA PLANTA, DETALLES Y SECCIONES	
Ingeniero: M. BUSTAMANTE Fecha: 4/22/2024	SILO 260 M3	Escala: INDICADA
	ZONA DE SILOS C	Contratista: TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERU
Inspector: J. DONAYRE	TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERU	
Fecha Const.: 15/06/2024	N° Plano:	TER-POR-SL-AGE-001



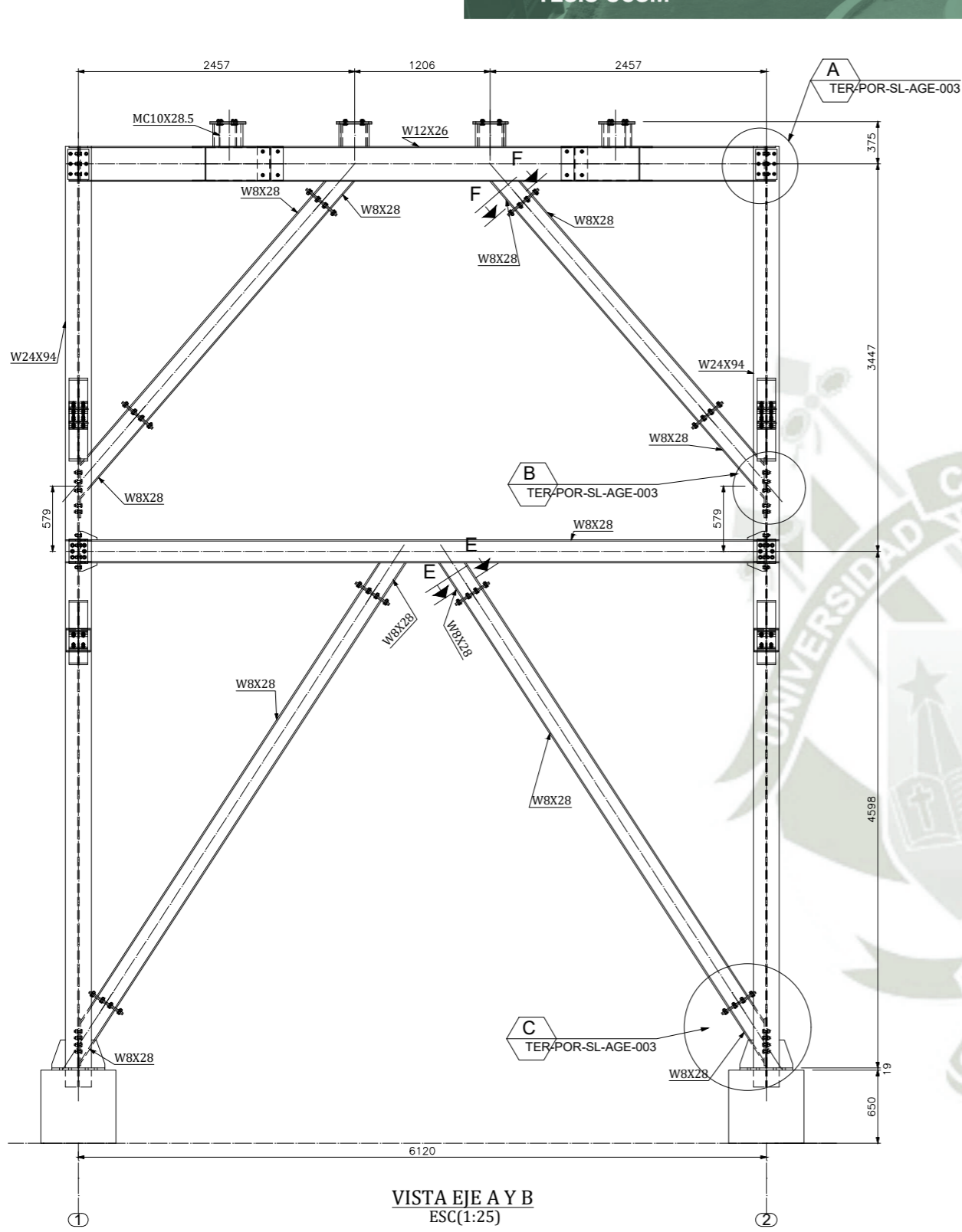
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS – ESTRUCTURAS

1. MATERIALES
 ACERO ESTRUCTURAL:
 • PERFILES LAMINADOS ASTM A653 SS GR40 $f_y=2812 \text{ kg/cm}^2$
 • PLANCHAS DE CONEXIONES ASTM A653 SS GR40 $f_y=2812 \text{ kg/cm}^2$

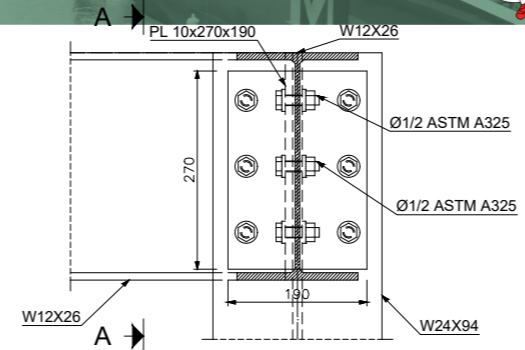
SOLDADURA Y CONEXIONES
 • ELECTRODO E70XX $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$
 • PERNOS DE ALTA RESISTENCIA ASTM A325 $f_u=8400 \text{ kg/cm}^2$

GALVANIZADO
 SE REALIZARA EN TODOS LOS PERFILES ESTRUCTURALES PREVIAMENTE ENSAMBLADOS Y EN LOS PERNOS Y ARANDELAS
 • GRANALLADO SSPC-6
 • INMERSION EN CALIENTE ZINC A 450 °C CON UNA DENSIDAD DE 600 gr/m², ESPESOR DE CARA 42 MICRAS

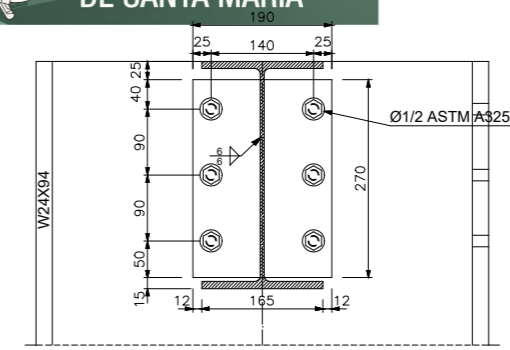
Ciente:	UCSM	
 Ingeniero: M. BUSTAMANTE Fecha: 4/18/2024 Inspector: J. DONAYRE Fecha Const: 15/06/2024	TITULO DE PLANO:	ELEVACIONES SECCIONES Y DETALLES
	SILO 260 M3 ZONA DE SILOS C TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ	Escala: INDICADA Contratista: TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ
N° Plano:	TER-POR-SL-AGE-002	



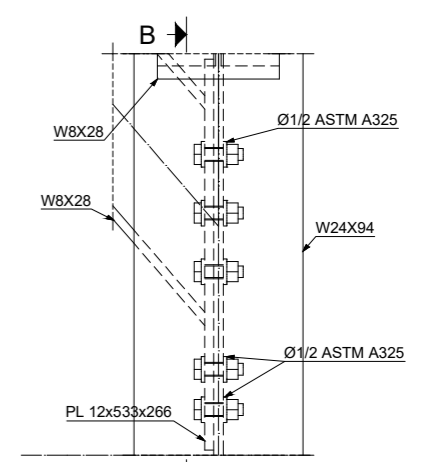
VISTA EJE A Y B
ESC(1:25)



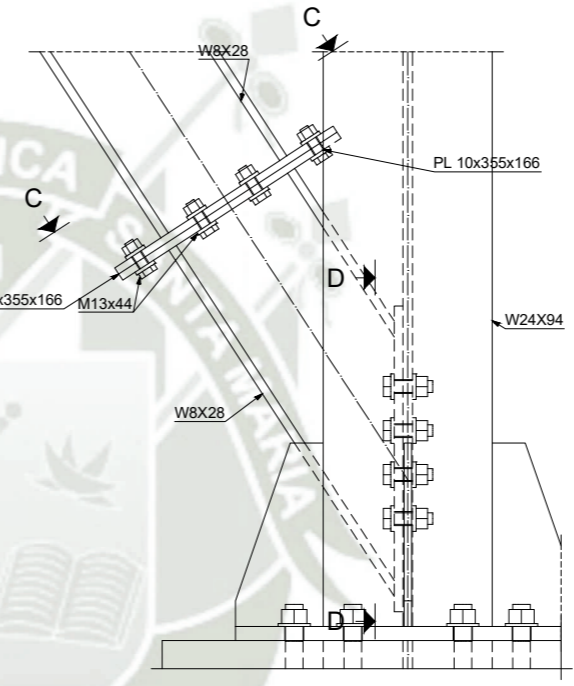
DETALLE A
TER-POR-SL-AGE-003
1:5



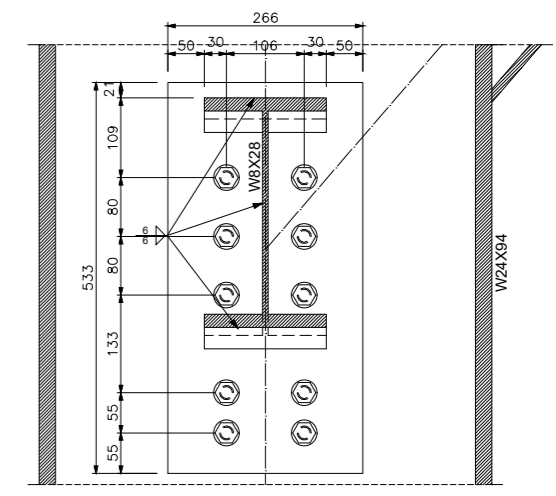
SECCION A - A
ESC(1:5)



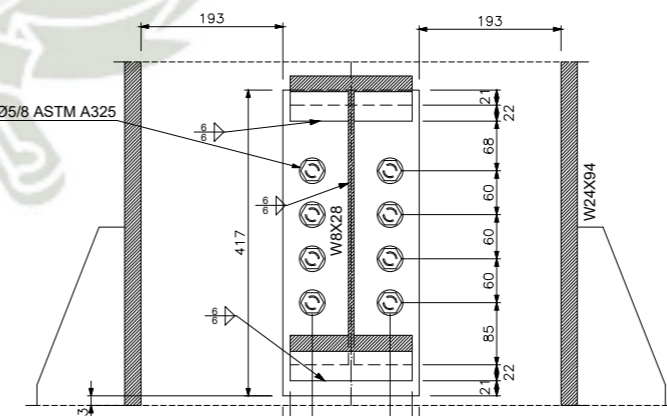
DETALLE B
TER-POR-SL-AGE-003
1:5



DETALLE C
TER-POR-SL-AGE-003
1:5

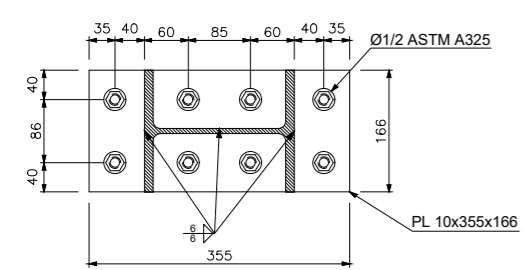


SECCION B - B
ESC(1:5)

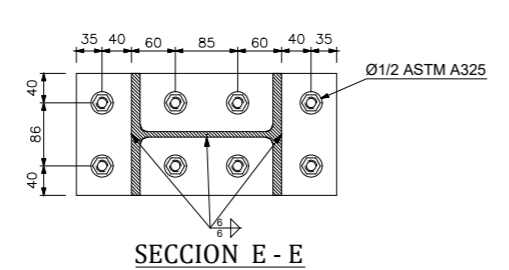


SECCION D - D
ESC(1:5)

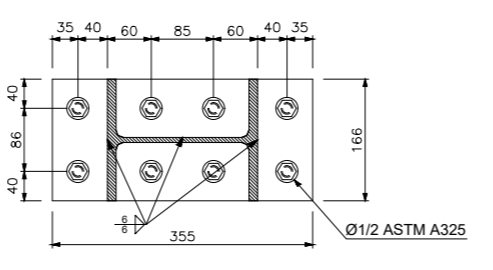
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS – ESTRUCTURAS	
1. MATERIALES	
ACERO ESTRUCTURAL:	
• PERFILES LAMINADOS	ASTM A653 SS GR40
• PLANCHAS DE CONEXIONES	ASTM A653 SS GR40
SOLDADURA Y CONEXIONES	
• ELECTRODO E70XX	f _y =2530
• PERNOS DE ALTA RESITENCIA	ASTM A325
GALVANIZADO	
SE REALIZARA EN TODOS LOS PERFILES ESTRUCTURALES PREVIAMENTE ENSAMBLADOS Y EN LOS PERNOS Y ARANDELAS	
• GRANALLADO SSPC-6	
• INMERSION EN CALIENTE ZINC A 450 °C CON UNA DENSIDAD DE 600 gr/m ² , ESPESOR DE CARA 42 MICRAS	



SECCION C - C
ESC(1:5)

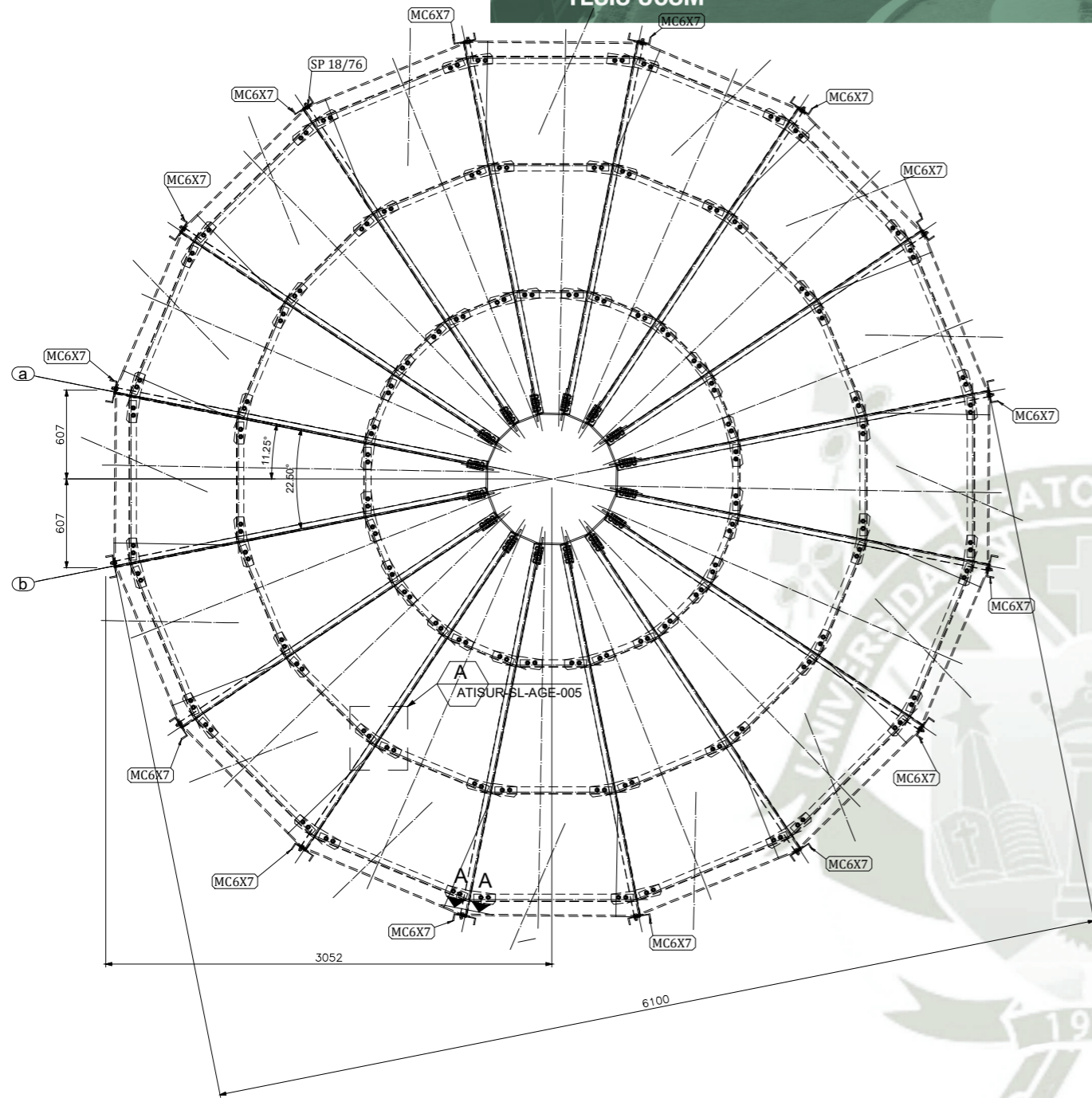


SECCION E - E
ESC(1:5)

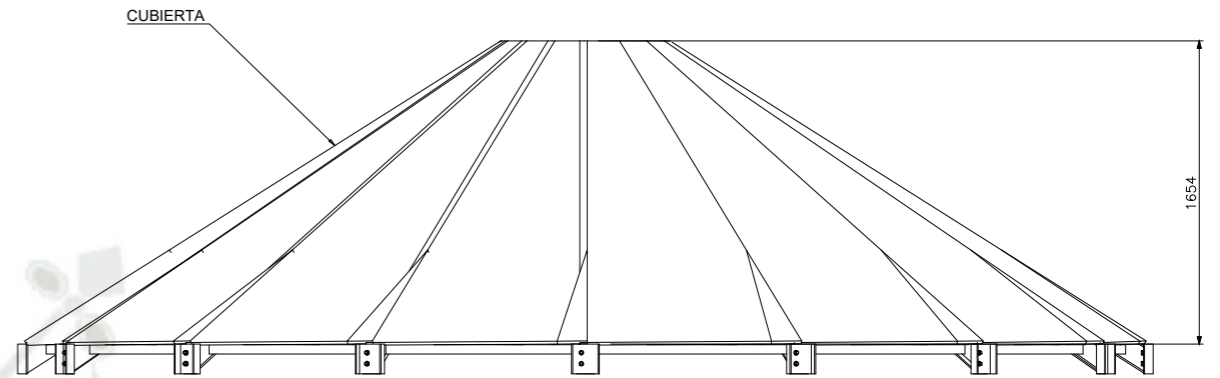


SECCION F - F
ESC(1:5)

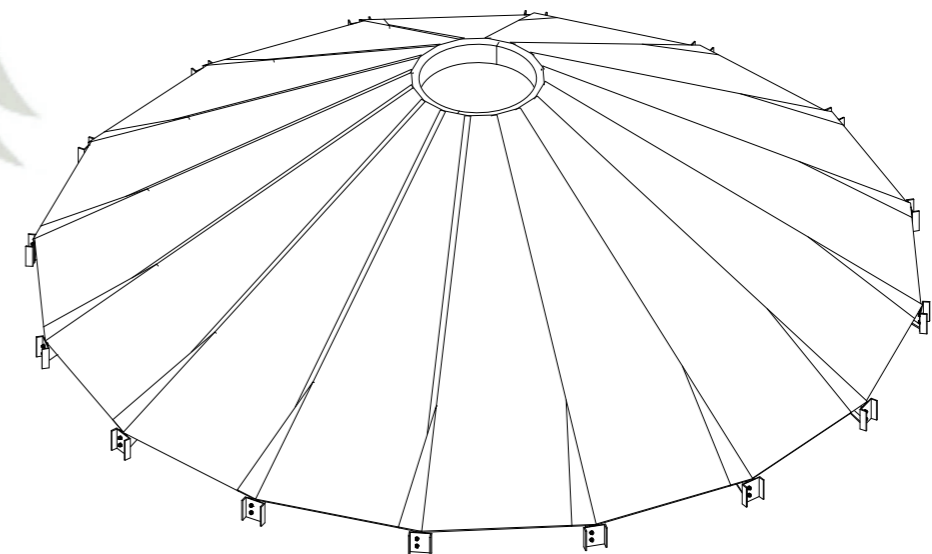
Cliente:	UCSM	
	TITULO DE PLANO: ELEVACIONES SECCIONES, DETALLES	
	SILO 260 M3 ATISUR-ZONA DE SILOS C TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ	Escala: INDICADA
Ingeniero: M. BUSTAMANTE Fecha: 4/21/2024	Inspector: J. DONAYRE Fecha Const.: 15/06/2024	N° Plano: TER-POR-SL-AGE-003



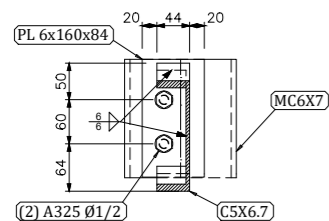
VISTA PLANTA
ESC(1:20)



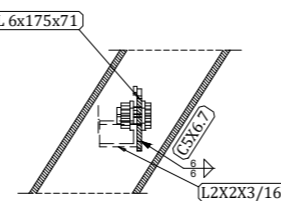
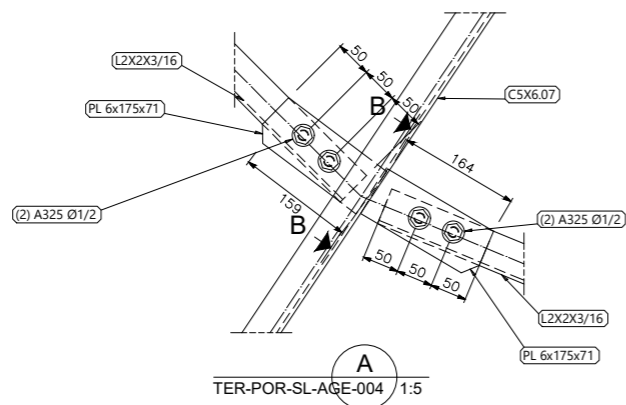
VISTA FRONTAL CUBIERTA
ESC(1:20)



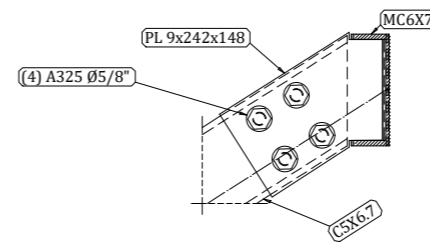
VISTA ISOMETRICO CUBIERTA
ESC(1:25)



SECCION A - A
ESC(1:5)

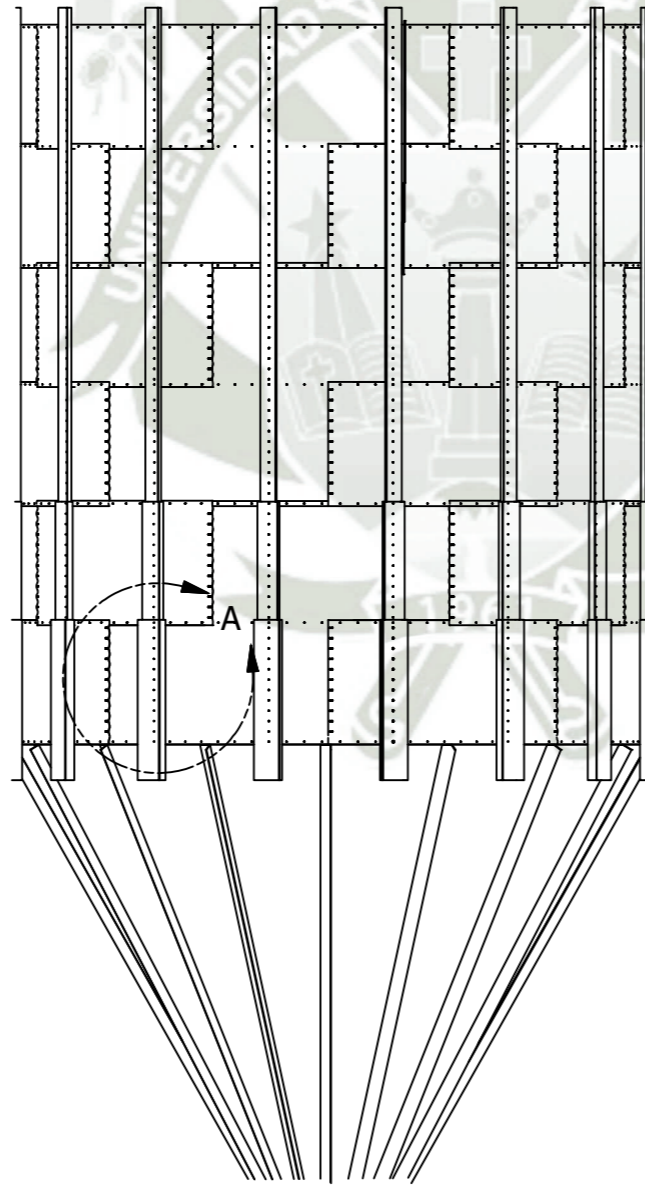
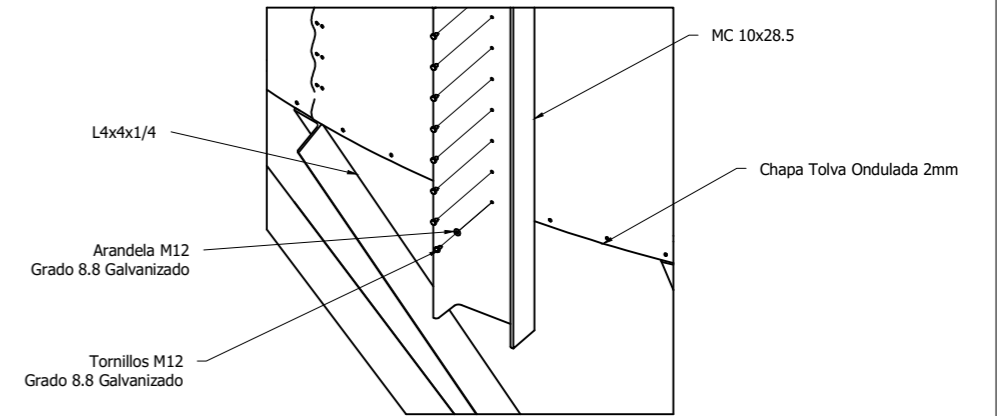
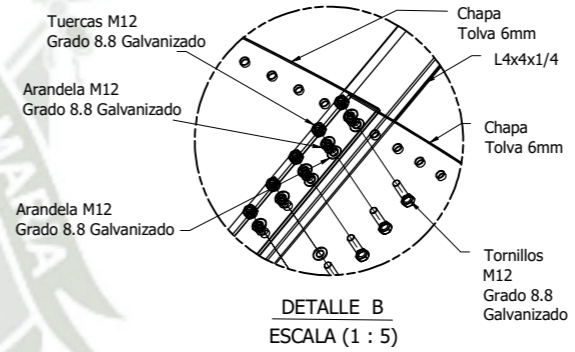
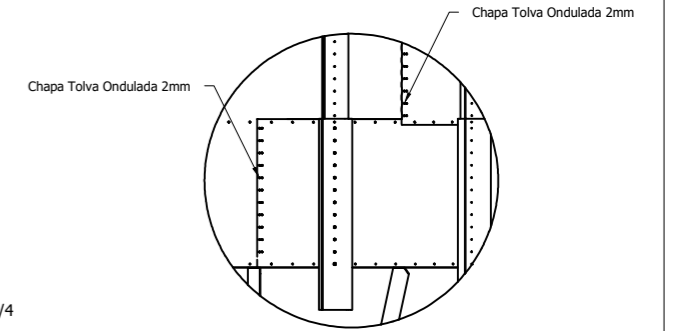
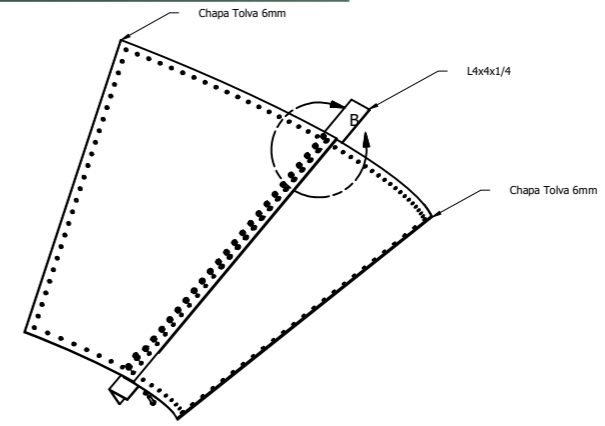
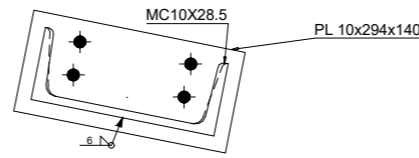
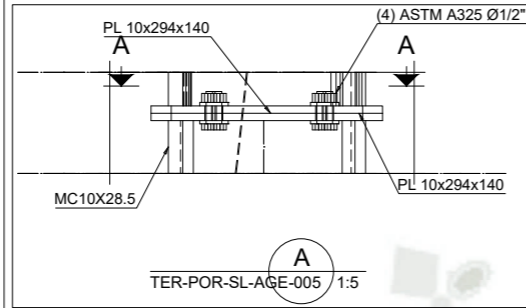
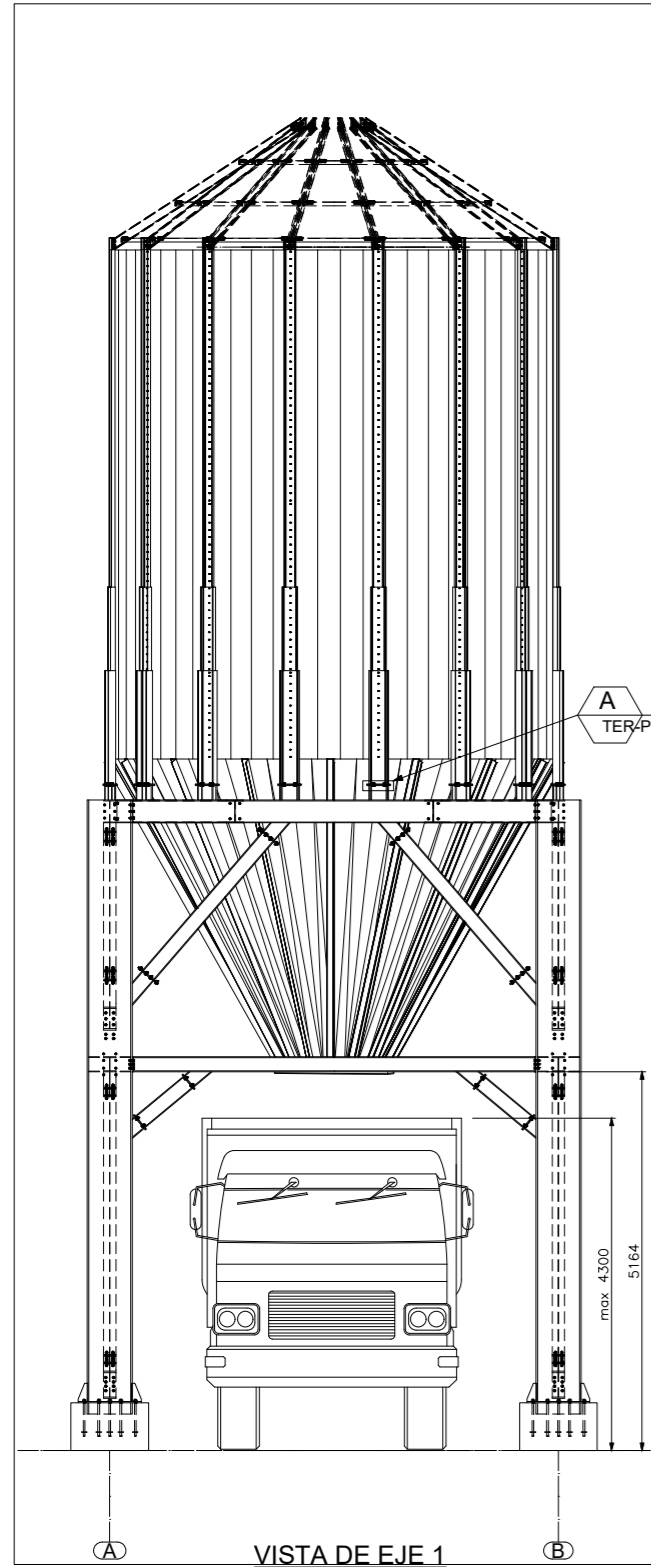


SECCION B - B
ESC(1:5)



TIPICO COLLAR DE CUBIERTA
ESC(1:5)

Cliente:	UCSM	
	TITULO DE PLANO: VISTA, DETALLE SECCIONES DE TECHO	
	SILO 260 M3 ZONA DE SILOS C TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ	Escala: INDICADA
Ingeniero: M. BUSTAMANTE Fecha: 5/11/2024	Contratista: TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ	
Inspector: J.DONAYRE Fecha Const.: 5/15/2024	N° Plano:	TER-POR-SL-AGE-004



Cliente:	UCSM	
	TITULO DE PLANO: DETALLES, SECCIONES CUERPO DEL SILO Y TOLVA	
	SILO 260 M3 ZONA DE SILOS C TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ	Escala: INDICADA Contratista: TERMINAL PORTUARIO DEL SUR DEL PERÚ
Ingeniero: M. BUSTAMANTE	N° Plano: TER-POR-SL-AGE-005	
Fecha: 4/21/2024	Inspector: J. DONAYRE	
Fecha Const.: 15/06/2024		

ANEXOS



ANEXO 1
Calculo Medidas silo

- Diámetro de silo

$$d_{silo} := 6.10 \text{ m}$$

- Altura del silo cara recta

$$h_{recta} := 6.84 \text{ m}$$

- Altura fondo de tolva o silo

$$h_{tronco_cono} := 4.28 \text{ m}$$

- Diámetro salida de Tolva

$$d_2 := 1250 \text{ mm}$$

- Peso Especifico Inferior del trigo

$$\gamma_f := \frac{765 \text{ kg}}{\text{m}^3}$$

- Angulo Vertical Tronco Cono

$$\beta := \text{atan} \left(\frac{\frac{d_{silo}}{2} - \frac{d_2}{2}}{h_{tronco_cono}} \right) = 29.535 \text{ deg}$$

- Angulo de talud natural

$$\phi_r := 34 \text{ deg}$$

- Altura desde transición a punta de cono

$$h_h := \frac{\frac{d_{silo}}{2}}{\tan(\beta)} = 5.383 \text{ m}$$

- Altura de Talud Natural

$$h_{tp} := \frac{d_{silo}}{2} \cdot \tan(\phi_r) = 2.057 \text{ m}$$

- Profundidad desde superficie equivalente de la base del cono superior (punto mas bajo de la pared que no esta en contacto con el solido almacenado)

$$h_o := \frac{1}{3} \cdot h_{tp} = 0.686 \text{ m}$$

- Angulo de inclinación del techo cónico.

$$\phi_i := 30 \text{ deg}$$

- Altura desde superficie equivalente a transición

$$h_c := h_{recta} - \left(h_{tp} - h_o - \frac{d_{silo}}{2} \cdot \tan(\phi_i) \right)$$

$$h_c = 7.229 \text{ m}$$

- Altura desde superficie equivalente a punta de cono

$$h_b := h_c + h_h = 12.613 \text{ m}$$

- Volumen del Silo (parte cilíndrica)

$$V_{cilindro} := \frac{\pi \cdot d_{silo}^2}{4} \cdot h_c = 211.277 \text{ m}^3$$

- Volumen del fondo de silo o tolva (parte tronco cónico)

$$V_{cono_tronco} := \frac{h_{tronco_cono} \cdot \pi}{3} \cdot \left(\left(\frac{d_{silo}}{2} \right)^2 + \left(\frac{d_2}{2} \right)^2 + \frac{d_{silo}}{2} \cdot \frac{d_2}{2} \right) = 51.988 \text{ m}^3$$

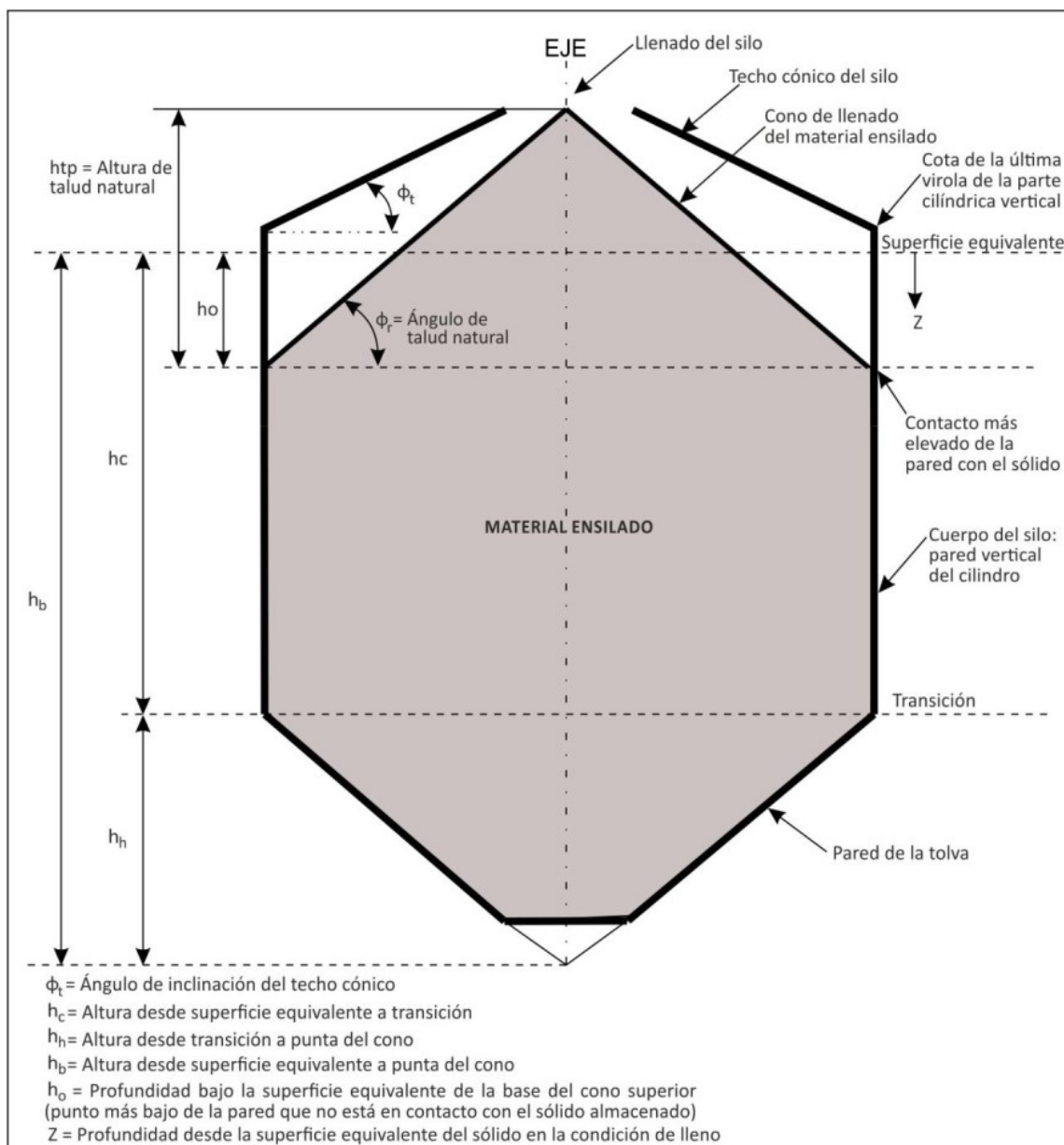
- Volumen total silo y tolva

$$V_{Total} := V_{cilindro} + V_{cono_tronco} = 263.266 \text{ m}^3$$

- Peso total

$$C_{SR} := V_{Total} \cdot \gamma_f = 201.398 \text{ tonne}$$

Figura 1A Medidas del silo y Fondo con tolva

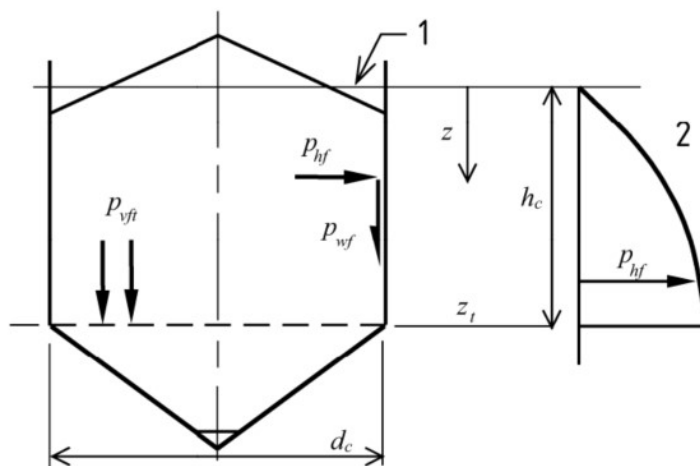


Nota: Adaptado de Idastec 2017

ANEXO 2
CARGAS PROCESO DE LLENADO

1. CARGAS DE LLENADO SIMÉTRICAS

Figura 1B: Presiones simétricas en el llenado en el segmento de pared vertical en silos esbeltos

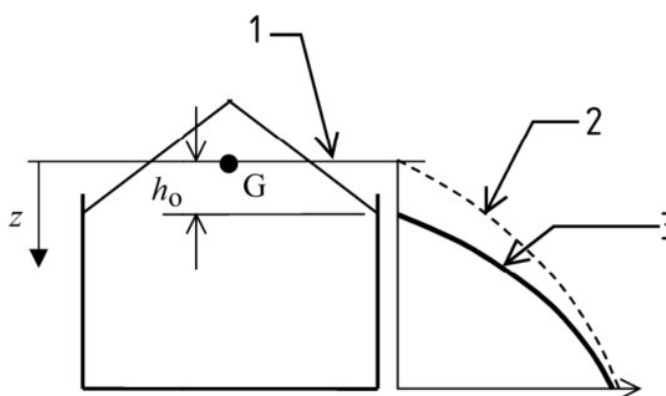


Leyenda

- 1 Superficie equivalente
- 2 Presiones en el segmento de pared vertical

Nota: Norma Europea UNE-EN 1991-4

Figura 2B: Presiones simétricas en el llenado en el segmento de pared vertical en silos esbeltos



Leyenda

- 1 Superficie equivalente
- 2 Ley de presiones de un silo esbelto
- 3 Presiones de un silo poco esbelto

Nota: Norma Europea UNE-EN 1991-4

Se puede apreciar que la distancia z en los silos de esbeltez media o poco esbeltos inicia a una distancia

$$h_o = 0.686 \text{ m}$$

1.1 Área de sección circular del cilindro

$$A := \frac{\pi \cdot d_{\text{silos}}^2}{4} = 29.225 \text{ m}^2$$

1.2 Perímetro del interior del silo (cilindro)

$$U := \pi \cdot d_{\text{silos}} = 19.164 \text{ m}$$

1.3 Profundidad Característica de Janssen

1.3.1 Profundidad Característica de Janssen para Presión Horizontal después del llenado "Phf" y coeficiente de presiones "nhf"

$$Z_{o_Phf} := \frac{1}{K_s \cdot \mu_i} \cdot \frac{A}{U} = 4.973 \text{ m}$$

$$n_{hf} := -\left(1 + \tan(\phi_r)\right) \cdot \left(1 - \frac{h_o}{Z_{o_Phf}}\right) = -1.444$$

1.3.2 Profundidad Característica de Janssen para Presión Presión de Tracción por rozamiento en la pared "Pwf" y coeficiente de presiones "nwf"

$$Z_{o_Pwf} := \frac{1}{K_s \cdot \mu_s} \cdot \frac{A}{U} = 4.973 \text{ m}$$

$$n_{wf} := -\left(1 + \tan(\phi_r)\right) \cdot \left(1 - \frac{h_o}{Z_{o_Pwf}}\right) = -1.444$$

1.3.3 Profundidad Característica de Janssen para Tensión vertical en el solido después del llenado "Pvf" y coeficiente de presiones "nvf"

$$Z_{o_Pvf} := \frac{1}{K_i \cdot \mu_i} \cdot \frac{A}{U} = 6.128 \text{ m}$$

$$n_{vf} := -\left(1 + \tan(\phi_r)\right) \cdot \left(1 - \frac{h_o}{Z_{o_Pvf}}\right) = -1.487$$

1.4 Variación de la presión de Janssen con la profundidad mediante la siguiente función $Y_j(z)$, este cálculo se deberá realizar 3 veces, el silo se discretiza en 6 partes de 1.14 metros de altura

$$z := \begin{bmatrix} h_o \\ 1.826 \text{ m} \\ 2.966 \text{ m} \\ 4.106 \text{ m} \\ 5.246 \text{ m} \\ 6.386 \text{ m} \\ 7.229 \text{ m} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.69 \\ 1.83 \\ 2.97 \\ 4.11 \\ 5.25 \\ 6.39 \\ 7.23 \end{bmatrix} \text{ m}$$

1.4.1 Variación de la presión de Janssen con la profundidad para Presión Horizontal después del llenado "Phf"

$$Y_{j_Z_{hf}} := \left(1 - \left(\left(\frac{z - h_o}{Z_o_P_{hf} - h_o} \right) + 1 \right)^{n_{hf}} \right) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.289 \\ 0.46 \\ 0.571 \\ 0.649 \\ 0.705 \\ 0.738 \end{bmatrix}$$

1.4.2 Variación de la presión de Janssen con la profundidad para Presión de Tracción por rozamiento en la pared "Pwf"

$$Y_{j_Z_{wf}} := \left(1 - \left(\left(\frac{z - h_o}{Z_o_P_{wf} - h_o} \right) + 1 \right)^{n_{wf}} \right) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.289 \\ 0.46 \\ 0.571 \\ 0.649 \\ 0.705 \\ 0.738 \end{bmatrix}$$

1.4.2 Variación de la presión de Janssen con la profundidad para Tensión vertical en el sólido después del llenado "Pvf"

$$Y_{j_Z_{vf}} := \left(1 - \left(\left(\frac{z - h_o}{Z_o_P_{vf} - h_o} \right) + 1 \right)^{n_{vf}} \right) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.246 \\ 0.406 \\ 0.516 \\ 0.596 \\ 0.656 \\ 0.691 \end{bmatrix}$$

1.5 Presión Horizontal Asintótica : "Pho" este cálculo se deberá realizar 3 veces.

$$\gamma_u := 9 \frac{kN}{m^3} \quad \text{Peso específico superior trigo}$$

1.5.1 Presión Horizontal Asintótica : "Pho" para Presión Horizontal después del llenado "Phf"

$$P_{ho_Phf} := \gamma_u \cdot K_s \cdot Z_{o_Phf} = 26.829 \text{ kPa}$$

1.5.2 Presión Horizontal Asintótica : "Pho" para Presión Presión de Tracción por rozamiento en la pared "Pwf"

$$P_{ho_Pwf} := \gamma_u \cdot K_s \cdot Z_{o_Pwf} = 26.829 \text{ kPa}$$

1.5.3 Presión Horizontal Asintótica : "Pho" para Tensión vertical en el solido después del llenado "Pvf"

$$P_{ho_Pvf} := \gamma_u \cdot K_i \cdot Z_{o_Pvf} = 26.829 \text{ kPa}$$

1.6 Presión Horizontal en llenado "Phf"

$$P_{hf} := P_{ho_Phf} \cdot Y_j \cdot Z_{hf} = \begin{bmatrix} 0 \\ 7.741 \\ 12.334 \\ 15.324 \\ 17.401 \\ 18.915 \\ 19.788 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

1.7 Presión de Tracción por rozamiento en la pared en el llenado "Pwf"

$$P_{wf} := \mu_s \cdot P_{ho_Pwf} \cdot Y_j \cdot Z_{wf} = \begin{bmatrix} 0 \\ 3.96 \\ 6.309 \\ 7.839 \\ 8.902 \\ 9.676 \\ 10.123 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

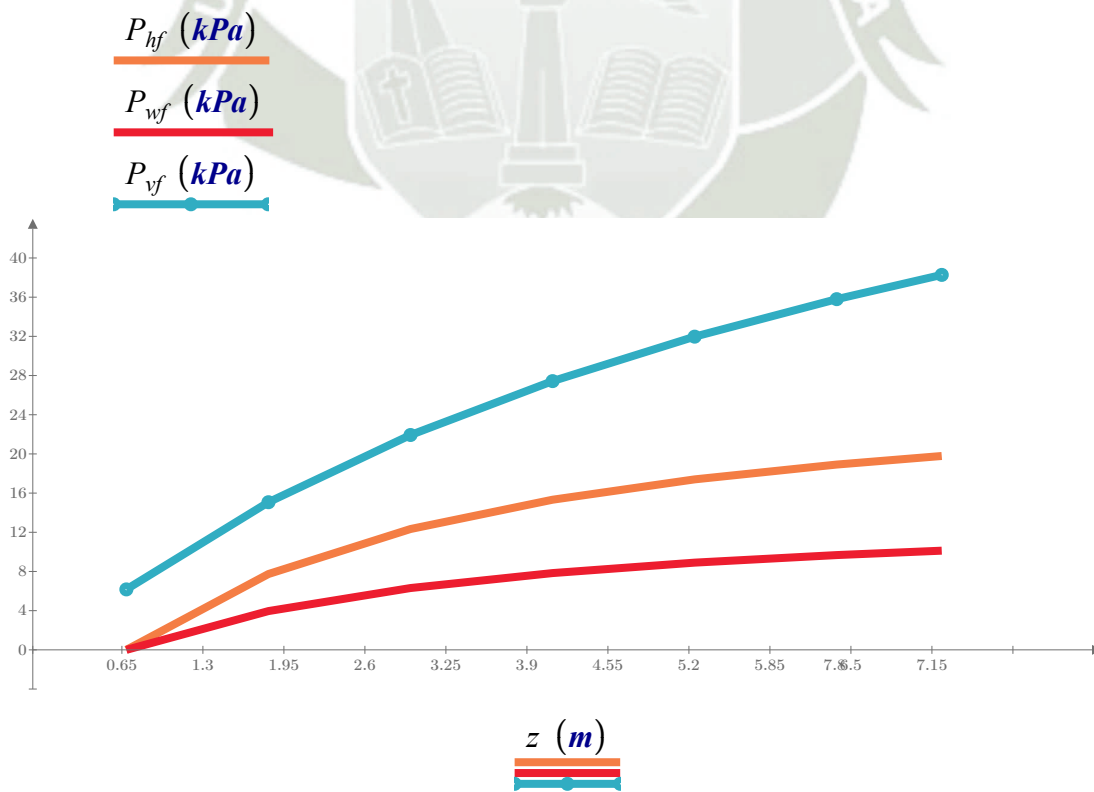
1.8 Tensión vertical en el sólido en llenado "Pvf"

Zv: Medida de profundidad usada en la evaluación de la tensión vertical de silos poco esbeltos

$$Z_v := h_o - \frac{1}{n_{vf} + 1} \cdot \left(Z_{o_Pvf} - h_o - \frac{(z + Z_{o_Pvf} - 2 \cdot h_o)^{n_{vf} + 1}}{(Z_{o_Pvf} - h_o)^{n_{vf}}} \right) = \begin{bmatrix} 0.686 \\ 1.674 \\ 2.437 \\ 3.048 \\ 3.552 \\ 3.978 \\ 4.253 \end{bmatrix} m$$

$$P_{vf} := \gamma_u \cdot Z_v = \begin{bmatrix} 6.172 \\ 15.07 \\ 21.931 \\ 27.431 \\ 31.97 \\ 35.798 \\ 38.273 \end{bmatrix} kPa$$

Grafico 3B: Graficas de presiones en llenado



Nota: Elaboración propia

2. Cargas de Llenado Concentradas

La norma europea indica que los silos de esbeltez media deben cumplir dos condiciones para aplicar el calculo de cargas en llenado concentradas donde:

$$e_f := 0 \text{ m} \quad \text{excentricidad de descarga}$$

$$e_{f_cr} := 0.25 \cdot d_{silos} = 1.525 \text{ m} \quad \text{excentricidad critica de descarga}$$

$$C_{Llenado_Concentradas} := \begin{cases} \text{if } 1 < \frac{h_c}{d_{silos}} \leq 2 \wedge e_f > e_{f_cr} & = \text{"No aplica"} \\ \text{else} & \\ \quad \text{|| } a \leftarrow \text{"Aplicar Procemiento"} & \\ \quad \text{|| } a \leftarrow \text{"No aplica"} & \end{cases}$$

3. Cargas de descarga Simétricas

3.1 Presión horizontal durante descarga . "Phe"

$$C_s := \frac{h_c}{d_{silos}} = 1.185 \quad \text{Coeficiente de corrección de esbeltez}$$

$$C_h := 0 + 0.15 \cdot C_s = 0.178 \quad \text{Coeficiente de mayoración de cargas de la presión horizontal en descarga}$$

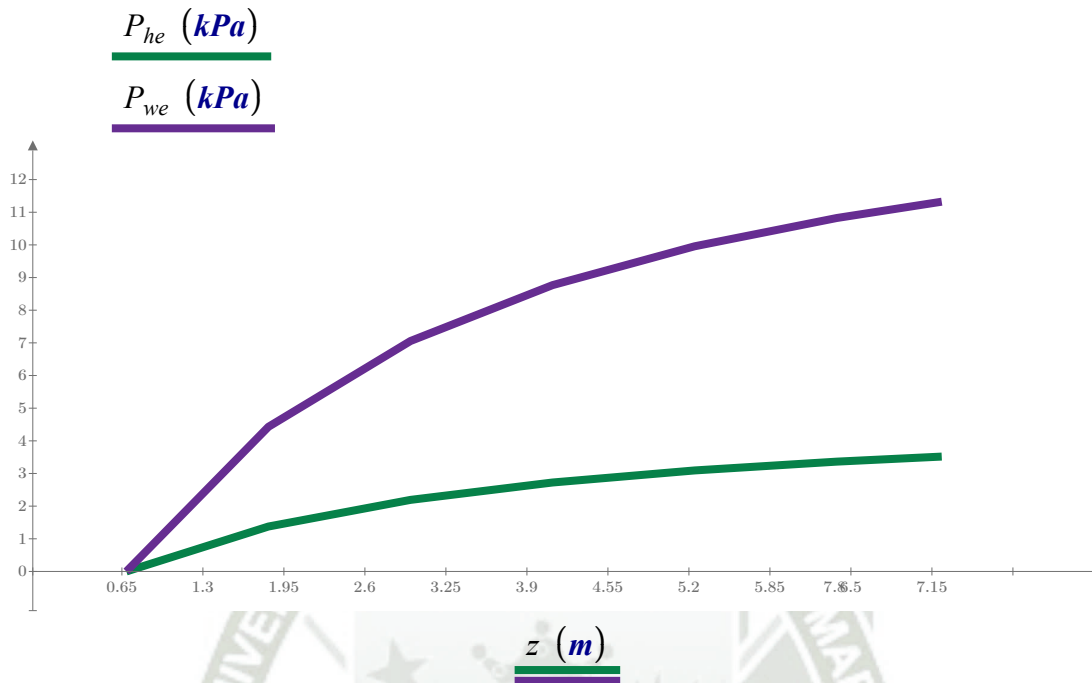
$$P_{he} := P_{hf} \cdot C_h = \begin{bmatrix} 0 \\ 1.376 \\ 2.193 \\ 2.724 \\ 3.093 \\ 3.363 \\ 3.518 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

3.2 Presión de tracción por rozamiento en la pared en descarga . "Pwe"

$$C_w := 1 + 0.1 \cdot C_s = 1.119 \quad \text{Coeficiente de mayoración de cargas de la presión de tracción por rozamiento que toma el siguiente valor.}$$

$$P_{we} := P_{wf} \cdot C_w = \begin{bmatrix} 0 \\ 4.429 \\ 7.057 \\ 8.768 \\ 9.957 \\ 10.823 \\ 11.323 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

Grafico 4B: Graficas de presiones en descarga



Nota: Elaboración propia

4. Cargas en descarga concentradas.

Para aplicar el procedimiento de la norma debe cumplir la siguiente condición, donde:

$e_o := 0 \text{ m}$ Excentricidad en descarga

$e_{o_cr} := 0.25 \cdot d_{silo} = 1.525 \text{ m}$ Excentricidad crítica en descarga

$$\text{Condicion} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1 < \frac{h_c}{d_{silo}} < 2 \wedge e_o \leq e_{o_cr} \\ \quad \left\| a \leftarrow \text{"Cumple"} \right. \\ \quad \text{else} \\ \quad \left\| a \leftarrow \text{"No Cumple"} \right. \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

Al cumplir la normativa aplicamos el procedimiento de Incremento Uniforme de Presión, las cargas concentradas en descarga

4.1 Presión Horizontal en descarga concentrada.

$$C_{op} := 0.5$$

Coefficiente de referencia del sólido para cargas concentradas (adimensional), se halla directamente en la tabla de propiedades solido disgregado trigo 0.5

$$e := \max(e_f, e_o) = 0 \text{ m}$$

Máximo valor de las excentricidades

$$E := \frac{2 \cdot e}{d_{silo}} = 0$$

Relación de la excentricidad del canal de flujo y el radio del silo

$$C_{pe} := \max\left(0.272 \cdot C_{op} \cdot \left(\frac{h_c}{d_{silo}} - 1 + E\right), 0\right) = 0.025$$

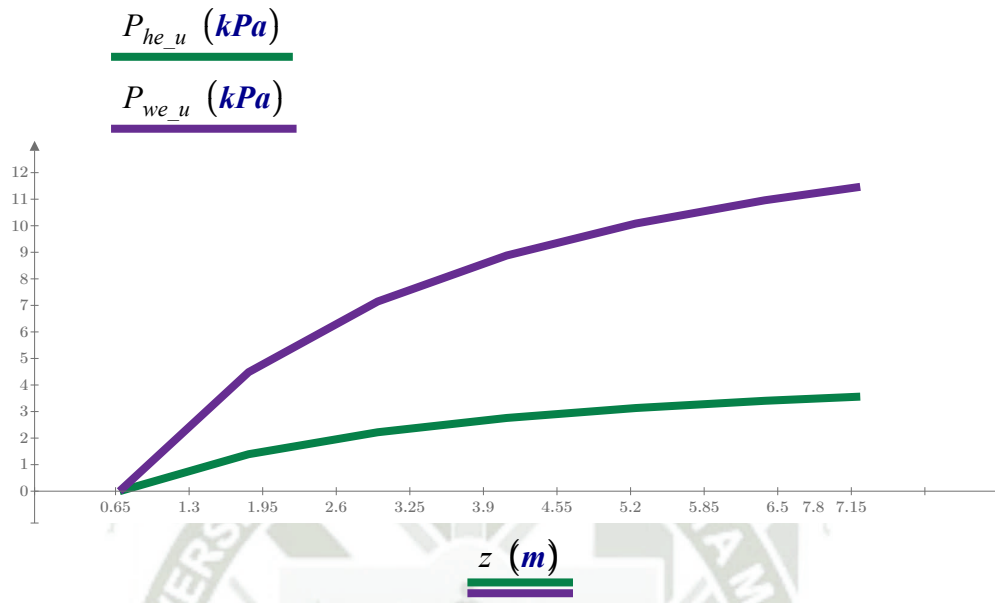
Coefficiente de mayoración de las cargas concentradas en descarga (adimensional)

$$P_{he_u} := P_{he} \cdot (1 + 0.5 \cdot C_{pe}) = \begin{bmatrix} 0 \\ 1.393 \\ 2.22 \\ 2.759 \\ 3.132 \\ 3.405 \\ 3.562 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

4.2 Presión de Tracción por rozamiento en descarga concentrada.

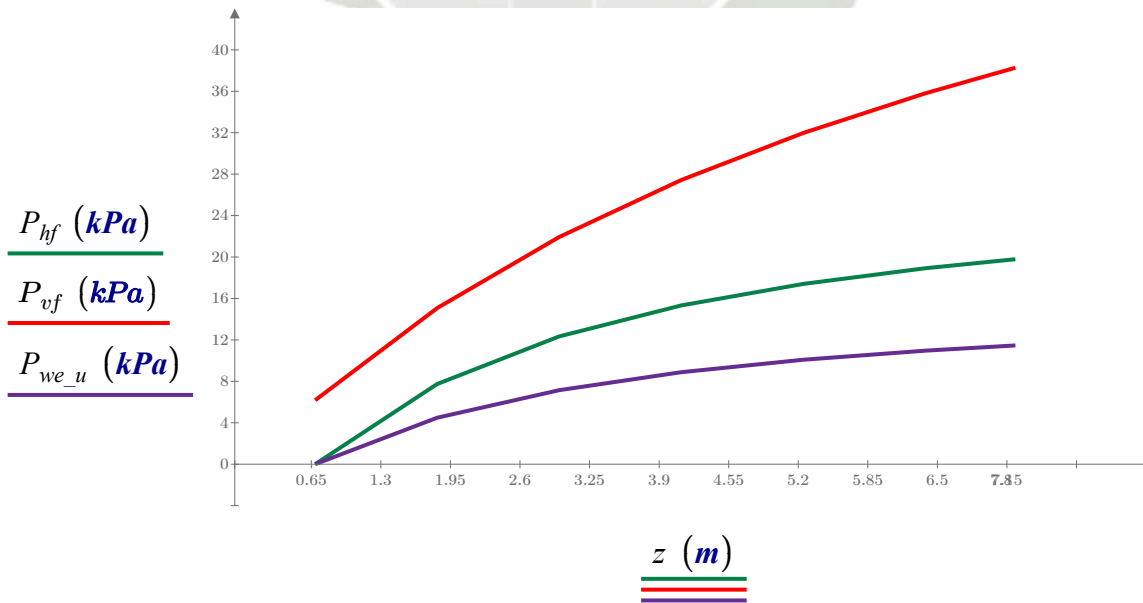
$$P_{we_u} := P_{we} \cdot (1 + 0.5 \cdot C_{pe}) = \begin{bmatrix} 0 \\ 4.485 \\ 7.146 \\ 8.879 \\ 10.082 \\ 10.959 \\ 11.465 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

Grafico 5B: Graficas de presiones en llenado



Nota: Elaboración propia

Grafico 6B: Resumen de presiones máximas tanto en llenado como en descarga

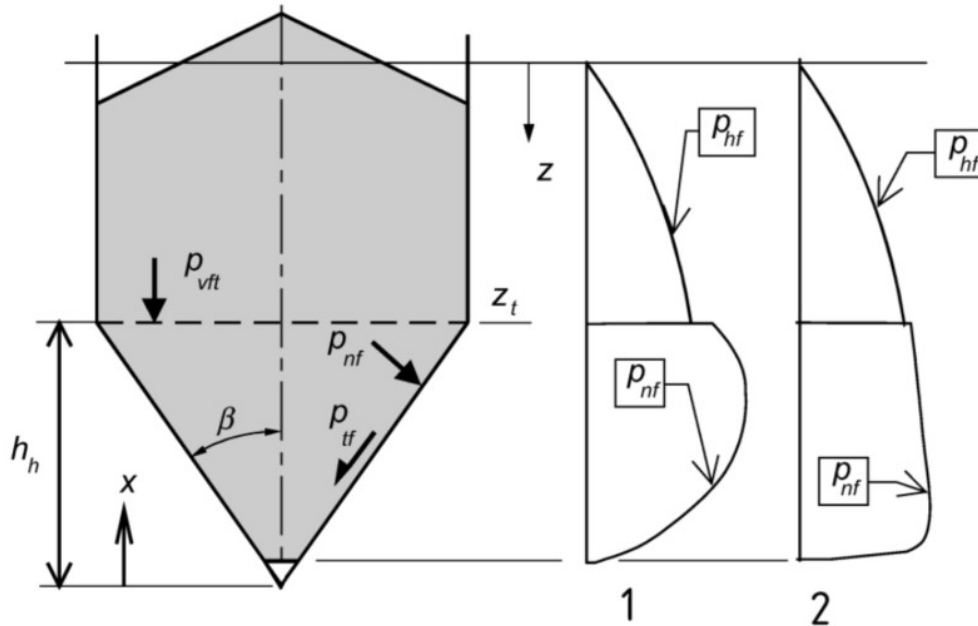


Nota: Elaboración propia

ANEXO 3
CÁLCULO DE CARGAS EN TOLVA

1. Cargas en llenado tolva aguda.

Figura 1C: Distribución de presiones de llenado en tolvas agudas y aplanadas



- Leyenda
1 Aplanada
2 Aguda

Nota: Norma Europea UNE-EN 1991-4

- $C_b := 1$ Coeficiente de mayoración de cargas , al no tener problemas de cohesión ni problemas de flujo de vaciado
- $b := 0.2$ Coeficiente empírico Norma
- $S := 2$ Coeficiente tolva cónica y piramidal de base cuadrada
- $n_{llenado} := S \cdot (1 - b) \cdot \mu_h \cdot \cot(\beta)$ Potencia en el coeficiente de presiones tolva aguda en llenado
- $n_{llenado} = 0.925$

$$F_f := 1 - \frac{b}{1 + \frac{\tan(\beta)}{\mu_h}}$$

Valor característico del coeficiente de presiones de llenado en tolva aguda

$$F_f = 0.927$$

$$x := \begin{bmatrix} 0 \\ 1.1346 \\ 2.692 \\ 4.037 \\ 5.383 \end{bmatrix} \text{ m}$$

Distancia vertical se muestra en la figura 1c

1.1 Presión vertical de llenado.

$$P_{vft} := C_b \cdot P_{vf_6} = 38.273 \text{ kPa}$$

$$\mu_{heff} := \mu_h = 0.328$$

Coefficiente de Rozamiento medio con la pared tipo 2

$$P_{v_f} := \frac{\gamma_u \cdot h_h}{n_{llenado} - 1} \cdot \left(\frac{x}{h_h} - \left(\frac{x}{h_h} \right)^{n_{llenado}} \right) + P_{vft} \cdot \left(\frac{x}{h_h} \right)^{n_{llenado}}$$

Presión vertical de llenado

$$P_{v_f} = \begin{bmatrix} 0 \\ 25.929 \\ 37.393 \\ 39.897 \\ 38.274 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

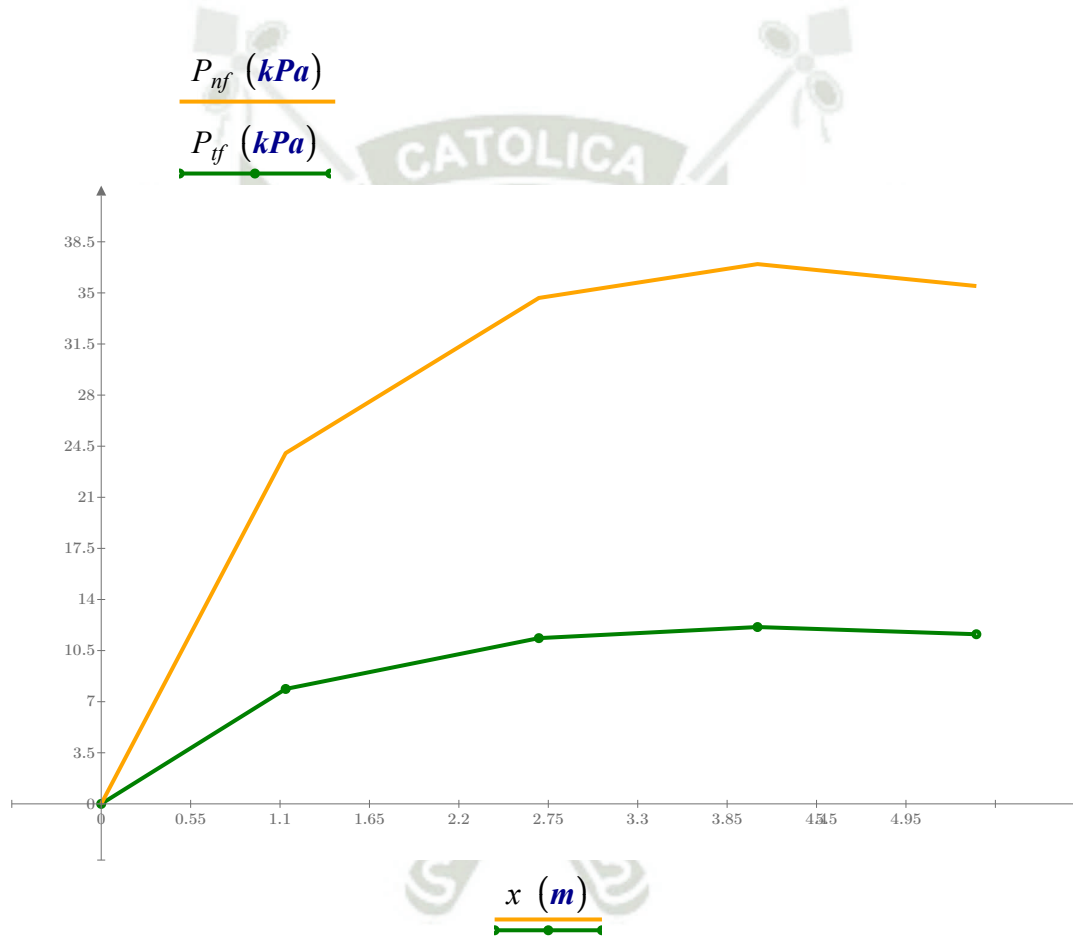
1.2 Presión normal en llenado tolva aguda

$$P_{nf} := F_f \cdot P_{v_f} = \begin{bmatrix} 0 \\ 24.029 \\ 34.653 \\ 36.974 \\ 35.469 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

1.3 Presión tangencial en llenado tolva aguda

$$P_{tf} := \mu_h \cdot F_f \cdot P_{v_f} = \begin{bmatrix} 0 \\ 7.871 \\ 11.352 \\ 12.112 \\ 11.619 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

Figura 2C: Graficas de presiones Normales y Tangenciales en llenado tolva aguda



Nota: Elaboración propia 2.

Cargas de descarga tolva aguda

$$\phi_{wh} := \text{atan}(\mu_h) = 18.138 \text{ deg}$$

Angulo de rozamiento con la pared de la tolva entre solido disgregado y la pared de la tolva

$$\varepsilon := \phi_{wh} + \text{asin}\left(\frac{\sin(\phi_{wh})}{\sin(\phi_{is})}\right) = 0.914$$

Factor de para la teoría de Walker

$$F_e := \frac{1 + \sin(\phi_{is}) \cdot \cos(\varepsilon)}{1 - \sin(\phi_{is}) \cdot \cos(2 \cdot \beta + \varepsilon)} = 1.113$$

Valor característico del coeficiente de presiones de descarga en tolva aguda

$$n_{descarga} := S \cdot (F_e \cdot \mu_h \cdot \cot(\beta) + F_e) - 2 = 1.512$$

Potencia en el coeficiente de presiones tolva aguda en descarga

2.1 Presión vertical en descarga.

$$P_{v_e} := \frac{\gamma_u \cdot h_h}{n_{descarga} - 1} \cdot \left(\frac{x}{h_h} - \left(\frac{x}{h_h} \right)^{n_{descarga}} \right) + P_{vft} \cdot \left(\frac{x}{h_h} \right)^{n_{descarga}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 14.588 \\ 27.553 \\ 34.49 \\ 38.273 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

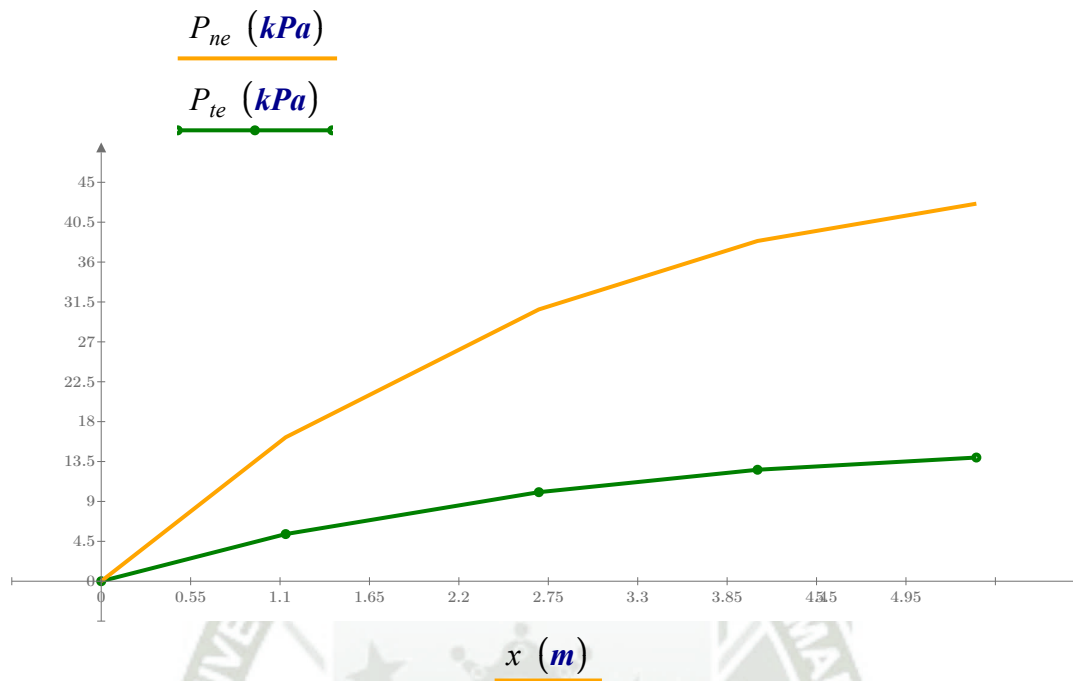
2.1 Presión normal en descarga tolva aguda

$$P_{ne} := F_e \cdot P_{v_e} = \begin{bmatrix} 0 \\ 16.233 \\ 30.66 \\ 38.379 \\ 42.59 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

2.2 Presión tangencial en descarga tolva aguda

$$P_{te} := \mu_h \cdot F_e \cdot P_{v_e} = \begin{bmatrix} 0 \\ 5.318 \\ 10.044 \\ 12.572 \\ 13.952 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

Figura 3C: Graficas de presiones Normales y Tangenciales en descarga tolva aguda



Nota: Elaboración propia

ANEXO 4
CARGAS DE VIENTO

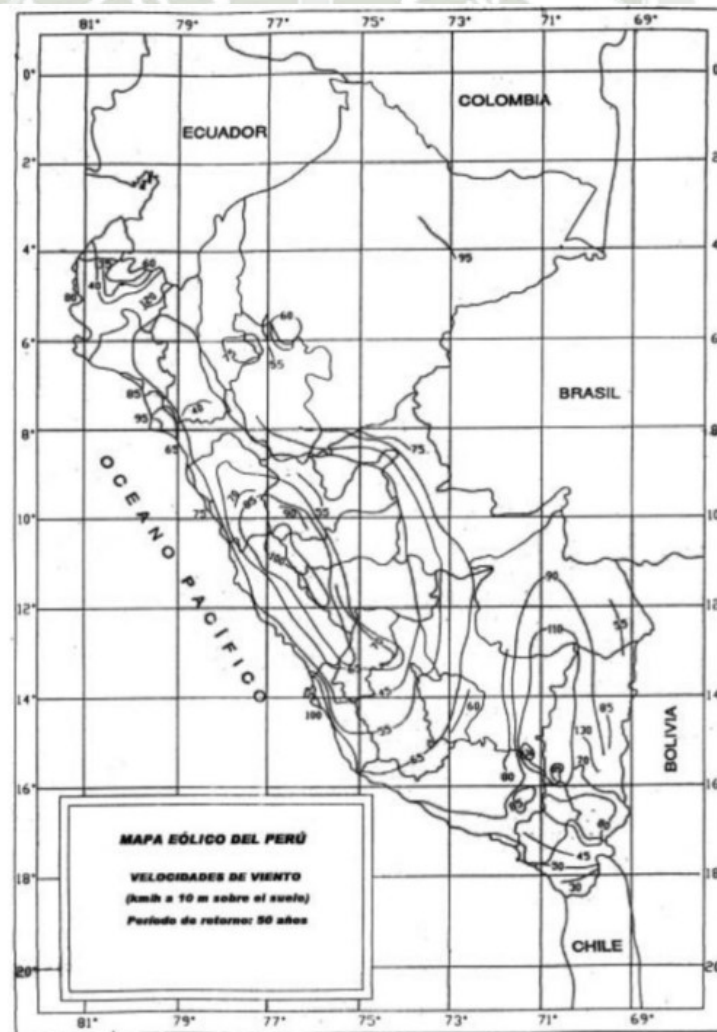
1. CARGA DE VIENTO EN "X" Y "Y"

Corresponde a carga efectuada por el viento en el eje "Y" y "X", para viento paralelo a la superficie de accion, esto aplica porque el silo tiene simetría con respecto a los ejes x y y

- Velocidad de diseño hasta 10m de altura, según mapa eólico del Peruano N.T.P E.020

$$V := 85 \frac{km}{hr} = 23.611 \frac{m}{s}$$

Figura 4D: Mapa Eólico del Perú



Nota: N.T.P. E.020

- Velocidad de diseño a la altura h , vemos que conforme aumenta la altura las cargas de viento también incrementan:

$$h := 0 \text{ m}, 0.5 \text{ m} \dots 18.5 \text{ m} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.5 \\ 1 \\ 1.5 \\ 2 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ m}$$

- Velocidad de diseño en la altura h .

$$V_h := V \cdot \left(\frac{h}{10 \text{ m}} \right)^{0.22} = \begin{bmatrix} 0 \\ 12.215 \\ 14.227 \\ 15.555 \\ 16.571 \\ 17.405 \\ 18.117 \\ \vdots \end{bmatrix} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Calculo de la presión de viento según características de techo o superficie:

$$C_b := 0.7$$

Tabla 1: Factores de forma (C)

FACTORES DE FORMA (C) *

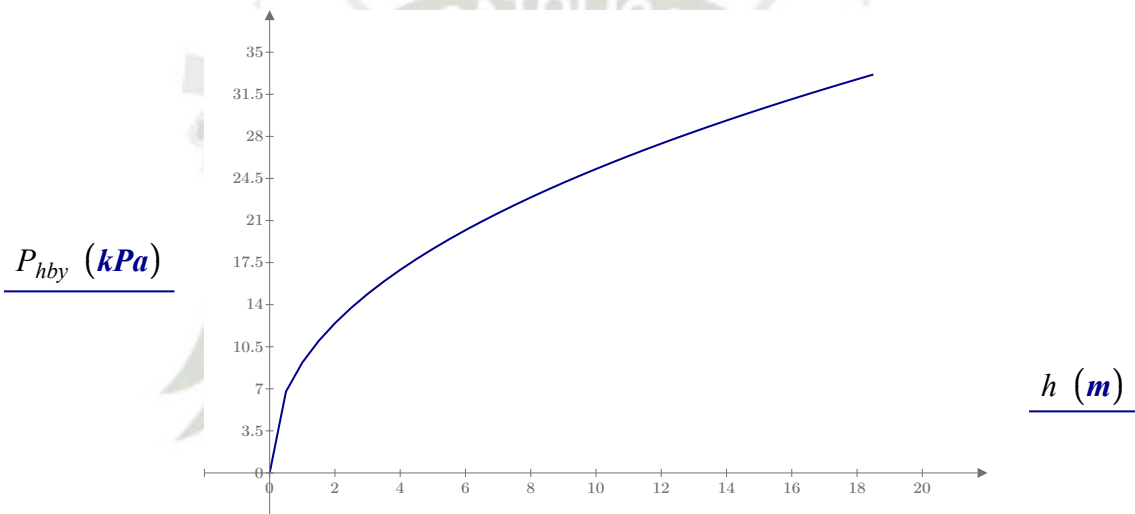
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3	-0.6

Nota: Adaptado N.T.P. E.020

$$P_{hby} := 0.005 \cdot C_b \cdot \left(\frac{V_h}{\frac{km}{hr}} \right)^2 \cdot kPa = \begin{bmatrix} 0 \\ 6.768 \\ 9.181 \\ 10.975 \\ \vdots \end{bmatrix} kPa$$

$$P_{hby} = \begin{bmatrix} 0 \\ 6.768 \\ 9.181 \\ \vdots \end{bmatrix} kPa$$

Figura 2: Grafica de presiones con respecto a la altura



Nota: Adaptado N.T.P. E.020

ANEXO 5
CARGAS SÍSMICAS

1. CARGA SÍSMICA DINÁMICA HORIZONTAL EN "X" y "Y"

Para las cargas sísmicas se empleara la norma E0.30 Sismorresistente solo las estructuras de Zona sísmica 1 se analizan por sismo estático , no será una carga empleada en el análisis pero nos permite saber la fuerza cortante en la base, además compartes ciertos parámetros con el calculo de sismo dinámico.

- Zona Sísmica 4, Región y Provincia Arequipa Distrito de Islay, Anexo II N.T.P. E.030

Tabla 1E: Factores de zona Z

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

Nota: Adaptado N.T.P. E.030 Sismorresistente

$Z := 0.45$

- Tipo de suelo, según el estudio de suelos nos encontramos en el tipo suelo de 2

Tabla 2E: Factores de suelo S

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

Nota: Adaptado N.T.P. E.030 Sismorresistente S

$S := 1.05$

- Parámetros de Sitios (Tp y TL)

Tabla 3E: Factores de Periodos Tp y TL

PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,8

Nota: Adaptado N.T.P. E.030 Sismorresistente

$$T_p := 0.6$$

$$T_l := 2.0$$

- Factor de Uso Estructura Amplificado (U)

Por tratarse de un edificación portuaria nos encontramos en la categoría A de edificaciones esenciales.

Tabla 4E: Factores de Periodos T_p y T_l

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota: Adaptado N.T.P. E.030 Sismorresistente

$$U := 1.5$$

- Coeficiente Básico de Reducción de fuerzas Sísmicas (R)

Tabla 5E: Factores de Periodos T_p y T_L

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Nota: Adaptado N.T.P. E.030 Sismorresistente

Los pórticos serán elementos estructurales importante para la estructura base del silo, por ello tomamos un coeficiente de 4 correspondiente a un sistema OMF

$R_x := 6$ Coeficiente de Reducción Sistema Estructural en x

$R_y := 6$ Coeficiente de Reducción Sistema Estructural en y

$T_x := 0.56$ Periodo de Estructura dirección x

- Factor de Amplificación Sísmica en X

$$C_x := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } T_x \leq T_p \\ \quad \left\| \begin{array}{l} C_x \leftarrow 2.5 \end{array} \right. \\ \text{if } T_p \leq T_x \leq T_l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} C_x \leftarrow 2.5 \cdot \frac{T_p}{T_x} \end{array} \right. \\ \text{if } T_x \geq T_l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} C_x \leftarrow 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_l}{T_x^2} \end{array} \right. \end{array} \right. = 2.5$$

$$C_x = 2.5$$

- Factor de Amplificación Sísmica en Y

$$T_y := 0.30$$

$$C_y := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } T_y \leq T_p \\ \quad \left\| \begin{array}{l} C_x \leftarrow 2.5 \end{array} \right. \\ \text{if } T_p \leq T_y \leq T_l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} C_x \leftarrow 2.5 \cdot \frac{T_p}{T_y} \end{array} \right. \\ \text{if } T_y \geq T_l \\ \quad \left\| \begin{array}{l} C_x \leftarrow 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_l}{T_y^2} \end{array} \right. \end{array} \right. = 2.5$$

$$C_y = 2.5$$

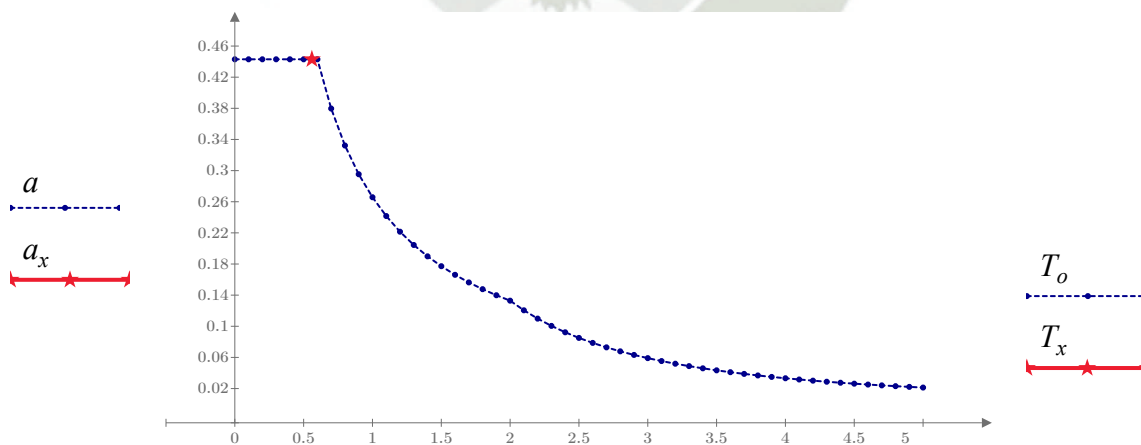
- Aceleración Espectral en X y Y

$$a_x := \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_x} = 0.443$$

$$a_y := \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R_y} = 0.443$$

$$T_o := 0, 0.1 \dots 5 = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad a := \begin{bmatrix} CM_x \leftarrow T_o \\ \text{for } i \in 0 \dots (\text{length}(T_o)) - 1 \\ \quad \text{if } T_{o_i} \leq T_p \\ \quad \quad C_x \leftarrow 2.5 \\ \quad \text{if } T_p < T_{o_i} \leq T_l \\ \quad \quad C_x \leftarrow 2.5 \cdot \frac{T_p}{T_{o_i}} \\ \quad \text{if } T_{o_i} > T_l \\ \quad \quad C_x \leftarrow 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_l}{T_{o_i}^2} \\ \quad Sa_x \leftarrow \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_X} \\ \quad CM_{x_i} \leftarrow Sa_x \\ CM_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.443 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

Figura 1E: Espectro de Periodo vs Aceleración Horizontal en X y Y



Nota: Elaboración Propia

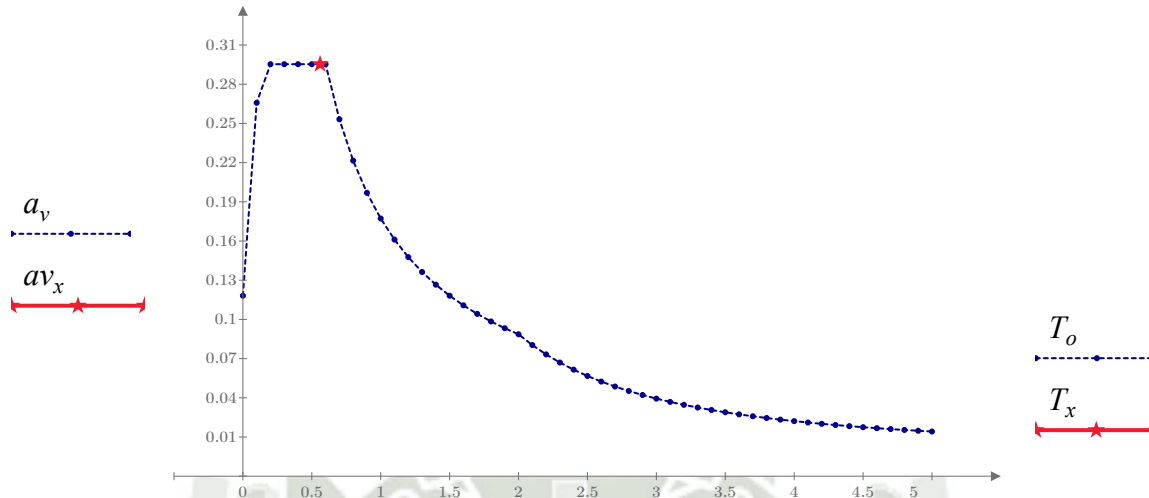
2. CARGA SÍSMICA DINÁMICA VERTICAL EN "X" Y "Y"

Se procede a calcular el espectro dinámico de aceleraciones para diferentes periodos en la dirección ortogonal al plano horizontal considerando el facto de 2/3 según norma E.030, los parámetros del sismo dinámico en X tales como Z,U, y S se mantienen constantes para el sismo dinámico Vertical en X

$$av_x := \frac{2}{3} \cdot \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_X} = 0.295 \qquad av_y := \frac{2}{3} \cdot \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R_Y} = 0.295$$

$$T_o := 0, 0.1 \dots 5 = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \end{bmatrix} \qquad a_v := \begin{array}{l} CM_x \leftarrow T_o \\ \text{for } i \in 0 \dots (\text{length}(T_o)) - 1 \\ \quad \left| \begin{array}{l} \text{if } T_{o_i} \leq 0.2 \cdot T_p \\ \quad \left| \begin{array}{l} C_{VX} \leftarrow 1 + 7.5 \cdot \frac{T_{o_i}}{T_p} \\ \text{if } 0.2 \cdot T_p < T_{o_i} < T_p \\ \quad \left| C_{VX} \leftarrow 2.5 \\ \text{if } T_p < T_{o_i} \leq T_l \\ \quad \left| C_{VX} \leftarrow 2.5 \cdot \frac{T_p}{T_{o_i}} \\ \text{if } T_{o_i} > T_l \\ \quad \left| C_{VX} \leftarrow 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_l}{T_{o_i}^2} \end{array} \right. \\ \quad VSa_x \leftarrow \frac{2}{3} \cdot \frac{Z \cdot U \cdot C_{VX} \cdot S}{R_Y} \\ \quad CM_{x_i} \leftarrow VSa_x \end{array} \right. \\ CM_x \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 0.118 \\ 0.266 \\ 0.295 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

Figura 2E: Espectro de Periodo vs Aceleración Vertical en X y Y

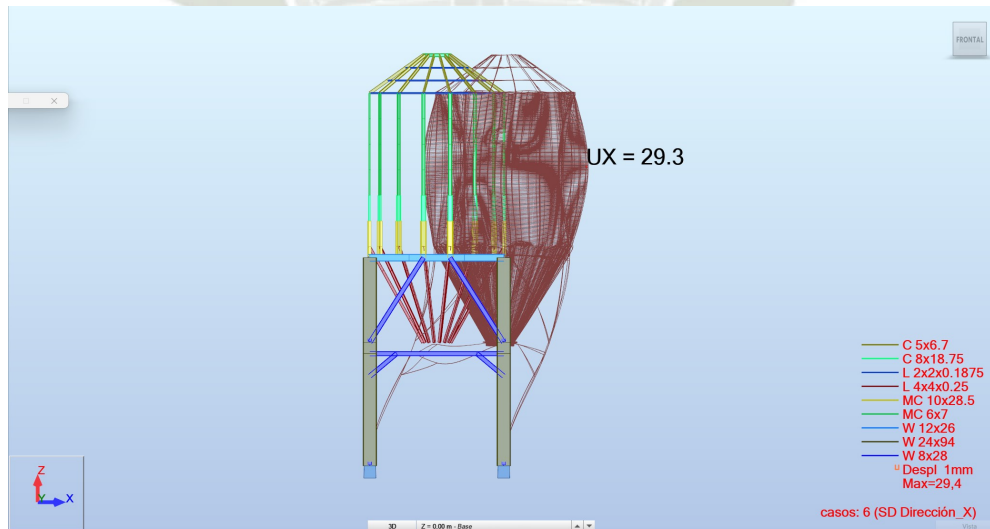


Nota: Elaboración Propia

3. DERIVAS O DISTORSIONES SÍSMICAS.

3.1 Distorsión en eje "X"

Figura 3E: Deformación bajo sismo dinámico en eje "X"



Nota: Elaboración Propia

$D_x := 29.3 \text{ mm}$ Deformación por sismo en el eje "X".

$h_{dis} := 18.03 \text{ m}$ Altura del silo.

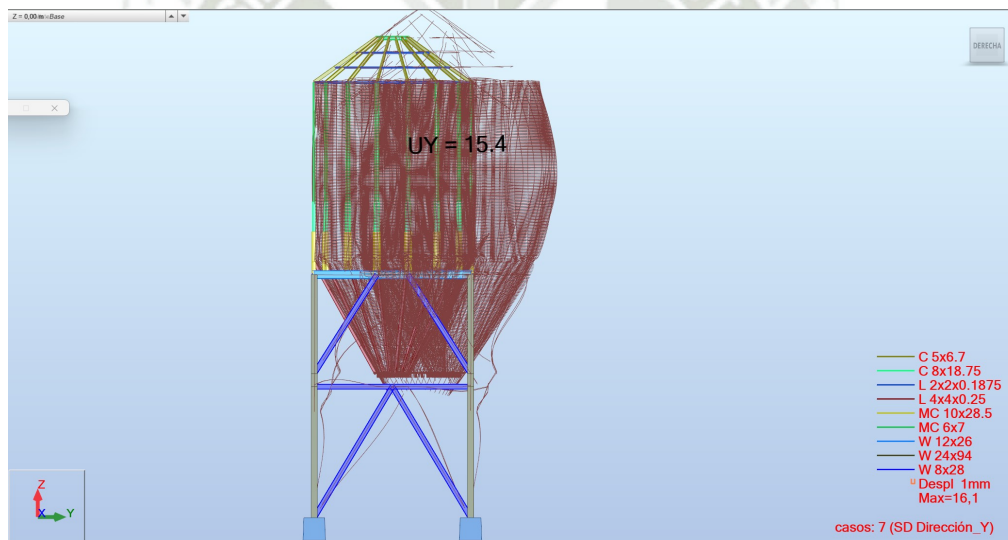
$$D_{entrepiso_x} := \frac{D_x}{h_{dis}} \cdot R_X \cdot 0.75 = 0.0049 \quad \text{Distorsión entre piso}$$

$$D_{com_x} := \begin{cases} \text{if } D_{entrepiso_x} \leq 0.01 \\ \quad a \leftarrow \text{“Cumple la distorsion entre piso”} \\ \text{else} \\ \quad a \leftarrow \text{“Reducir la Distorsion”} \end{cases}$$

$$D_{com_x} = \text{“Cumple la distorsion entre piso”}$$

3.2 Distorsión en eje "Y"

Figura 4E: Deformación bajo sismo dinámico en eje "Y"



Nota: Elaboración Propia

$$D_y := 15.4 \text{ mm} \quad h_{dis} = 18.03 \text{ m} \quad D_{entrepiso_y} := \frac{D_y}{h_{dis}} \cdot R_X \cdot 0.75 = 0.003$$

$$D_{com_y} := \begin{cases} \text{if } D_{entrepiso_y} \leq 0.01 \\ \quad \parallel a \leftarrow \text{“Cumple la distorsion entre piso”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel a \leftarrow \text{“Reducir la Distorsion”} \end{cases}$$

$$D_{com_y} = \text{“Cumple la distorsion entre piso”}$$

La tabla de distorsión de entrepiso se encuentra en la tabla numero 11 del a N.T.P E.030 con los valores limites y tolerancias máximas a estas distorsiones, en la ecuación para hallar la distorsión entre pisos la misma norma recomienda un valor de 0.75 para estructuras regulares, el diseño en ambos ejes es correcto por lo tanto no se agregaran elementos como arriostres que aporten rigidez.

Figura 5E: Artículo 29 de la norma E.030 referente a las distorsiones entre pisos

NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

Artículo 29.-Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el artículo 28, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11.

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

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla.

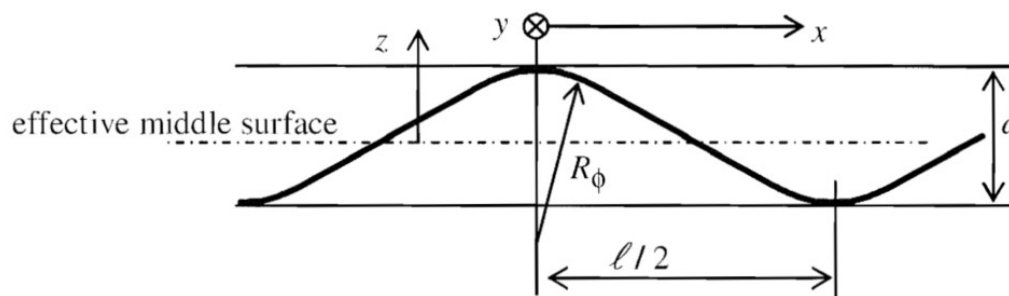
Nota: Adaptado de la N.T.P. E.030

ANEXO 6
PANDEO POR CARGAS AXIALES Y PRESIONES DE VIENTO

1. PROPIEDADES DE CHAPA CORRUGADA COMO MATERIAL ORTOTROPICO

Al emplear chapas metálicas corrugadas como parte de los silos requerimos hallar las propiedades como materiales ortotrópicos equivalentes .

Figura 1F: Chapa corrugada parámetros y dimensiones.



Nota: Adaptado Eurocodigo 3. Diseño en estructuras de Acero - Parte 4-1: Silos EN 1993-4-1: 2007

$E := 199947.97 \text{ MPa} = 199.948 \text{ GPa}$ Modulo de Young del Acero

$\nu := 0.28$ Coeficiente de Poisson

Estas propiedades fueron definidas en el apartado 3.4.1

$t := 2 \text{ mm}$ Espesor de chapa metálica ondulada

$d := 14 \text{ mm}$ Dimensiones entre crestas

$l := 100 \text{ mm}$ Longitud de onda corrugada

$G := \frac{E}{2(1+\nu)} = 78.105 \text{ GPa}$ Modulo Cortante

Propiedades equivalentes de rigidez axial de membrana en las direcciones "X" y "Y"

$C_x := E \cdot \frac{2 \cdot t^3}{3 \cdot d^2} = 5.441 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$

$$C_y := E \cdot t \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot d^2}{4 \cdot l^2} \right) = 419.235 \frac{kN}{mm}$$

$$C_{xy} := \frac{G \cdot t}{1 + \frac{\pi^2 \cdot d^2}{4 \cdot l^2}} = 149.003 \frac{kN}{mm}$$

Propiedades equivalentes de rigidez a flexión de membrana en las direcciones "X" y "Y"

$$D_x := \frac{E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot d^2}{4 \cdot l^2}} = 0.138 kN \cdot m$$

$$D_y := 0.13 \cdot E \cdot t \cdot d^2 = 10.189 kN \cdot m$$

$$D_{xy} := \frac{G \cdot t^3}{12} \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot d^2}{4 \cdot l^2} \right) = 0.055 kN \cdot m$$

Figura 2F: Rigidizadores de chapa corrugada horizontal y rigidizadores verticales.

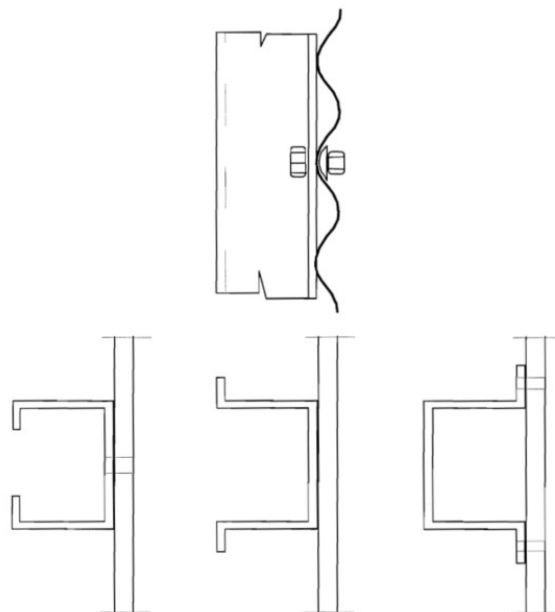
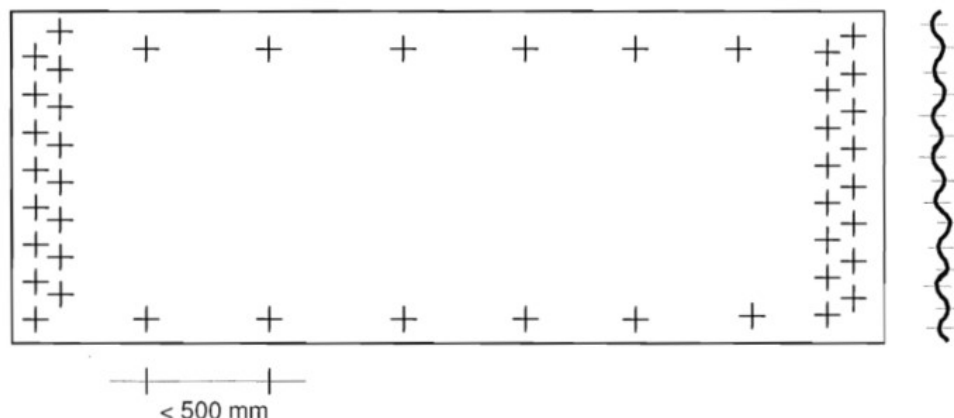


Figure 5.3: Common arrangements for vertical stiffeners on horizontally corrugated shells

Nota: Adaptado Eurocodigo 3. Diseño en estructuras de Acero - Parte 4-1: Silos EN 1993-4-1: 2007

Figura 3F: Distribuciones típicas de agujeros para tornillos en chapas onduladas.



Nota: Adaptado Eurocodigo 3. Diseño en estructuras de Acero - Parte 4-1: Silos EN 1993-4-1: 2007

Propiedades mecánicas de chapas onduladas rigidizadas verticalmente.

$j := 5$ Factor crítico de onda

$l_i := 1140 \text{ mm}$ Altura de virola de silo

$r := 3.05 \text{ m}$ Radio del silo

2. PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LA FUERZA POR UNIDAD DE LONGITUD CAPAZ DE SOPORTAR EL SILO

$$w := \frac{\pi \cdot r}{j \cdot l_i} = 1.681$$

$C_\phi := C_x$ Rigidez a tracción en dirección axial de la lamina eje "x"

$C_\theta := C_y$ Rigidez a tracción en dirección circunferencial de la lamina eje "y"

$C_{\phi\theta} := C_{xy}$ Rigidez cortante en dirección de la lamina eje "xy"

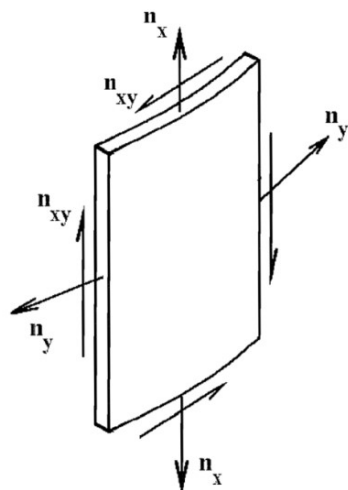
$D_\phi := D_x$ Rigidez a flexión en dirección axial en la lamina eje "x"

$D_\theta := D_y$ Rigidez a flexión en dirección circunferencial de la lamina eje "y"

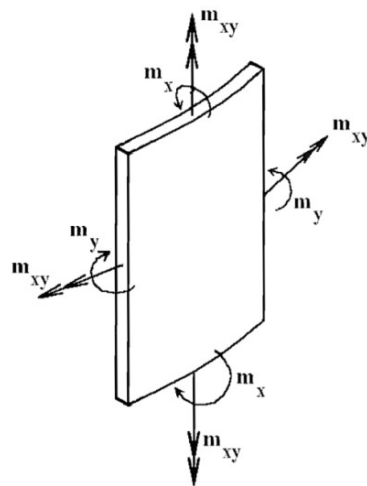
$$D_{\phi\theta} := D_{xy}$$

Rigidez a flexión en dirección torsional de la lamina eje "xy"

Figura 4F: Dirección de los esfuerzos actuantes en las chapas metálicas bajo la teoría de la membrana .



Tensiones de membrana resultantes



Tensiones de flexión resultantes

Nota: Adaptado Eurocodigo 3. Diseño en estructuras de Acero - Parte 4-1: Silos EN 1993-4-1: 2007

$$A_s := 53.99 \text{ cm}^2$$

Área de la sección transversal del rigidizador

$$I_s := 32.92 \text{ cm}^4$$

Segundo momento de Inercia del rigidizador con respecto del eje circunfería

$$d_s := 1190 \text{ mm}$$

Separación entre rigidizadores verticales

$$e_s := 20.7 \text{ mm}$$

Excentricidad del refuerzo medida del armazón del rigidizador vertical

$$A_r := 0 \text{ mm}^2$$

Área de sección transversal de un anillo rigidizador

$$I_r := 0 \text{ cm}^4$$

Segundo momento de Inercia del anillo rigidizador con respecto del eje circunfería

$$d_r := 0.1 \text{ mm}$$

Separación entre refuerzos anulares

$$e_r := 0 \text{ mm}$$

Excentricidad del refuerzo medida del armazón del Anillo rigidizador

$$I_{ts} := 470.34 \text{ cm}^4$$

Constante de torsión uniforme de un refuerzo de rigidizador vertical

$$I_{tr} := 0 \text{ cm}^4$$

Constante de torsión uniforme de un anillo rigidizador vertical

La ecuación para hallar el esfuerzo de compresión axial es un procedimiento engorroso dependiendo principalmente de A1, A2, A3, j, w a continuación se muestra el procedimiento detallado.

$$C_{11} := C_{\phi} + \frac{E \cdot A_s}{d_s} = 912.6 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$C_{12} := V \cdot \sqrt{C_{\phi} \cdot C_{\theta}} = 13.373 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$C_{14} := \frac{e_s \cdot E \cdot A_s}{r \cdot d_s} = 6.157 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$C_{44} := \frac{D_{\phi} + \frac{E \cdot I_s}{d_s} + \frac{E \cdot A_s \cdot e_s^2}{d_s}}{r^2} = 0.048 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$C_{45} := \frac{V \cdot \sqrt{D_{\phi} \cdot D_{\theta}}}{r^2} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$C_{22} := C_{\theta} + \frac{E \cdot A_r}{d_r} = 419.235 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$C_{33} := C_{\phi\theta} = 149.003 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$C_{25} := \frac{e_r \cdot E \cdot A_r}{r \cdot d_r} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$C_{55} := \frac{D_{\phi} + \frac{E \cdot I_r}{d_r} + \frac{E \cdot A_r \cdot e_s^2}{d_r}}{r^2} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$C_{66} := \frac{D_{\phi\theta} + 0.5 \left(G \cdot \frac{I_{ts}}{d_s} + G \cdot \frac{I_{tr}}{d_r} \right)}{r^2} = 0.017 \frac{kN}{mm}$$

$$A_1 := j^4 \cdot (w^4 \cdot C_{44} + 2 \cdot w \cdot (C_{45} + C_{66}) + C_{55}) + C_{22} + 2 \cdot j^2 \cdot C_{25}$$

$$A_1 = 692494.776 \frac{kN}{m}$$

$$A_2 := 2 \cdot w \cdot (C_{12} + C_{33}) \cdot (C_{22} + j^2 \cdot C_{25}) \cdot (C_{12} + j^2 \cdot w^2 \cdot C_{14}) \downarrow \\ - (w^2 \cdot C_{11} + C_{33}) \cdot (C_{22} + j^2 \cdot C_{25})^2 - w^2 \cdot (C_{22} + w^2 \cdot C_{33}) \cdot (C_{12} + j^2 \cdot w^2 \cdot C_{14})^2$$

$$A_2 = -854118154554107000000000 \frac{kg^2}{s^4} \cdot \frac{kN}{m}$$

$$A_3 := (w^2 \cdot C_{11} + C_{33}) \cdot (C_{22} + C_{25} + w^2 \cdot C_{33}) - w^2 \cdot (C_{12} + C_{33})^2$$

$$A_3 = 2217720669977850 \frac{kg}{s^2} \cdot \frac{kN}{m}$$

$$n_{x_Rcr} := \frac{1}{j^2 \cdot w^2} \cdot \left(A_1 + \frac{A_2}{A_3} \right) = 4350.705 \frac{kN}{m}$$

$$a_x := 0.8 \quad \gamma_{M1} := 1.1$$

$$n_{x_Rd1} := \frac{a_x \cdot n_{x_Rcr}}{\gamma_{M1}} = 3164.149 \frac{kN}{m}$$

$$A_{eff} := 53.99 \text{ cm}^2 \quad f_y := 380 \text{ MPa} \quad \gamma_{MO} := 1$$

$$n_{x_Rd2} := \frac{A_{eff} \cdot f_y}{d_s \cdot \gamma_{MO}} = 1724.05 \frac{kN}{m}$$

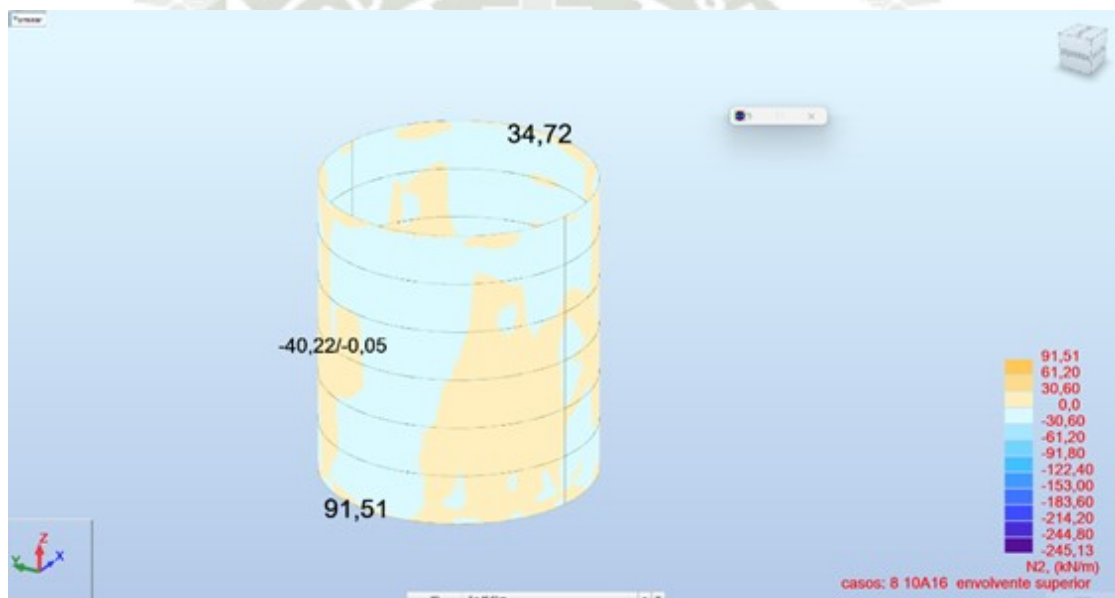
Finalmente el máximo esfuerzo es el menor entre los esfuerzos axiales 1 y 2

$$n_{x_Rd} := \min(n_{x_Rd1}, n_{x_Rd2}) = 1724.05 \frac{kN}{m}$$

Esfuerzo axial producido en la membrana bajo las combinaciones de carga que maximizan el esfuerzo.

$$n_{x_Ed} := 91.51 \cdot \frac{kN}{m}$$

Figura 5F: Máximo esfuerzo axial producido en la membrana baja las combinaciones de carga



Nota: *Elaboración* Propia en el software RSA

El esfuerzo por cargas axiales bajo la máxima combinación es de 91.51kN/m, mucho menor a los 1724.05 kN/m que puede soportar el silo