



FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL
PARA MEJORAR ESTÁNDARES DE ALMACENAMIENTO
DE CONCENTRADOS DE MINERAL EN LA UNIDAD
MINERA TOMA LA MANO, CARHUAZ - 2021”

Trabajo de suficiencia profesional para optar el título
profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Jorge Manuel Carranza Carranza

Asesor:

Ing. Neicer Campos Vásquez

Lima - Perú

2021

DEDICATORIA

Con todo cariño a mis padres Jesús y Luisa por su paciencia, apoyo incondicional y cariño.
A mi esposa Yolanda por su invaluable apoyo.

AGRADECIMIENTO

A mi familia y profesores que siempre supieron apoyarme.

Tabla de contenidos

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
ÍNDICE DE TABLAS	5
ÍNDICE DE FIGURAS	7
ÍNDICE DE ECUACIONES	9
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	12
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	34
CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN DE LA EXPERIENCIA	76
CAPÍTULO III: RESULTADOS	135
CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES	140
RECOMENDACIONES	142
REFERENCIAS	143
ANEXOS	146

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Producción minera metálica.	18
Tabla 2. Empleo minero según tipo de empleador – N° de trabajadores.	19
Tabla 3. Relación de calicatas.	28
Tabla 4. Resultados de densidad in situ.	30
Tabla 5. Parámetros índices de los suelos.	31
Tabla 6. Propiedades geotécnicas de la cimentación.	31
Tabla 7. Factores de resistencia que emplea el LRFD.	39
Tabla 8. Factores de forma (C).	41
Tabla 9. Factores de zona Z.	45
Tabla 10. Categoría de las edificaciones y Factor U.	45
Tabla 11. Factor de Suelo S.	46
Tabla 12. Períodos T_p y T_L .	47
Tabla 13. Coeficiente de reducción sísmica.	48
Tabla 14. Relación ancho-espesor para elementos sometidos a compresión axial.	54
Tabla 15. Límites de deflexión.	65
Tabla 16. Rango de densidad, Ángulo de reposo y Producción promedio anual estimada de concentrado.	78
Tabla 17. Dimensiones de la Pila Cónica para el concentrado de plomo y zinc.	80
Tabla 18. Valores del Factor k.	84
Tabla 19. Carga de viento en cada superficie exterior.	88
Tabla 20. Desplazamiento relativo en el eje X.	93

Tabla 21. Desplazamiento relativo en el eje Y.	93
Tabla 22. Cargas actuantes sobre el pedestal.	130
Tabla 23. Características de la anterior nave industrial y la actual.	136
Tabla 24. Elementos estructurales de la nave industrial.	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Organigrama de la empresa.	13
Figura 2. Exportaciones mineras peruanas.	18
Figura 3. Precio mensual de concentrado de plata 2019-2020.	19
Figura 4. Precio mensual de concentrado de plomo 2019-2020.	20
Figura 5. Precio mensual de concentrado de zinc 2019-2020.	21
Figura 6. Plano de ubicación de las calicatas.	29
Figura 7. Clasificación de perfiles estructurales: laminados en caliente y plegados.	36
Figura 8. Mapa Eólico del Perú.	42
Figura 9. Zonas Sísmicas.	44
Figura 10. Esquema de sección HSS rectangular.	49
Figura 11. Bloque de cortante	51
Figura 12. Momento nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente, del patín de compresión.	59
Figura 13. Placa base.	67
Figura 14. Placas de base resistente a momento de columna.	70
Figura 15. Diagrama de flujo del proceso de diseño.	77
Figura 16. Pila cónica de concentrado.	78
Figura 17. Vista de planta de la nave industrial.	81
Figura 18. Vista de elevación de la nave industrial.	82
Figura 19. Viento transversal a la nave industrial.	88
Figura 20. Modelo 3D de la Nave Industrial.	91

Figura 21. Desplazamiento por sismo en el eje X.	92
Figura 22. Desplazamiento por sismo en el eje Y.	92
Figura 23. Secuencia para obtener estados de carga con el Sap2000.	94
Figura 24. Posición de tijerales con mayor estado de carga.	95
Figura 25. Posición de las vigas con mayor estado de carga.	99
Figura 26. Posición de columnas con mayor estado de carga.	103
Figura 27. Posición de correas con mayor estado de carga.	110
Figura 28. Posición de arriostres con mayor estado de carga.	113
Figura 29. Posición de arriostres de techo con mayor estado de carga.	118
Figura 30. Parámetros sobrescritos para considerar el efecto de los tensores sobre las correas.	120
Figura 31. Posición de plancha base con mayor estado de carga.	121
Figura 32. Cargas últimas actuantes sobre la plancha base.	123
Figura 33. Área de compresión efectiva.	125
Figura 34. Posición del pedestal con mayor estado de carga.	129
Figura 35. Dimensiones del pedestal.	130

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Ecuación de diseño del estado límite básico del LRFD.	37
Ecuación 2. Carga nieve para techos según el ángulo de inclinación.	40
Ecuación 3. Carga nieve para techos según el ángulo de inclinación.	40
Ecuación 4. Carga nieve para techos según el ángulo de inclinación.	40
Ecuación 5. Presión o succión del viento a una altura h.	41
Ecuación 6. Fuerza cortante basal.	43
Ecuación 7. Falla de la deformación por tracción en la sección bruta.	48
Ecuación 8. Fractura por tensión en la sección neta que tienen agujeros de pernos.	49
Ecuación 9. Factor U para secciones tipo W, S y HP.	50
Ecuación 10. Tensión en elementos con placas de empalme.	50
Ecuación 11. Fractura por tensión en elementos con placas de empalme.	50
Ecuación 12. Resistencia de diseño a la fractura por bloque de cortante.	51
Ecuación 13. Resistencia a la tracción de diseño de una barra de tracción.	52
Ecuación 14. Resistencia a la tracción permisible de una barra de tracción.	52
Ecuación 15. Formula de Euler para la carga de pandeo.	53
Ecuación 16. Esfuerzo de pandeo crítico elástico.	53
Ecuación 17. Resistencia a la compresión axial.	54
Ecuación 18. Esfuerzo de pandeo a flexión.	55
Ecuación 19. Esfuerzo de pandeo a flexión.	55
Ecuación 20. Esfuerzo de pandeo crítico elástico para pandeo flexo torsional.	55
Ecuación 21. Pandeo flexo torsional en el eje de simetría.	56

Ecuación 22. Pandeo flexo torsional en el eje de simetría.	56
Ecuación 23. Pandeo flexo torsional en el eje de simetría.	56
Ecuación 24. Relación de momentos de inercia.	57
Ecuación 25. Radio polar de giro alrededor del centro de corte.	57
Ecuación 26. Esfuerzo de pandeo a flexión para un perfil tipo HSS.	57
Ecuación 27. Esfuerzo de pandeo a flexión para un perfil tipo HSS.	57
Ecuación 28. Factor de reducción neto.	58
Ecuación 29. Factor de reducción neto.	58
Ecuación 30. Factor de reducción neto.	58
Ecuación 31. Momento nominal de la sección.	58
Ecuación 32. Momento plástico.	58
Ecuación 33. Límite de la longitud plástica.	60
Ecuación 34. Momento actuante mayorado con respecto al eje x.	60
Ecuación 35. Momento nominal en la zona 2.	60
Ecuación 36. Límite de longitud inelástico.	61
Ecuación 37. Factor para determinación de zona del elemento.	61
Ecuación 38. Factor para determinación de zona del elemento.	61
Ecuación 39. Momento nominal en la zona 3.	62
Ecuación 40. Esfuerzo de pandeo flexo torsional en la zona 3.	62
Ecuación 41. Momento nominal para una sección con patines no compactos.	62
Ecuación 42. Momento nominal para una sección esbelta.	63
Ecuación 43. Esfuerzo cortante nominal.	63
Ecuación 44. Coeficiente de cortante del alma.	63
Ecuación 45. Coeficiente de cortante del alma.	63
Ecuación 46. Coeficiente de cortante del alma.	64

Ecuación 47. Deflexión en el centro del claro de una viga simple con carga uniformemente repartida	64
Ecuación 48. Diseño de vigas por flexión asimétrica.	66
Ecuación 49. Resistencia nominal de contacto del concreto.	68
Ecuación 50. Espesor de la placa base.	69
Ecuación 51. Momento a la derecha del centro del ala.	69
Ecuación 52. Momento último en placa base.	70
Ecuación 53. Reacción mayor sobre la placa base.	70
Ecuación 54. Reacción en el ala del perfil.	70
Ecuación 55. Longitud del triángulo de reacciones sobre la placa base.	70
Ecuación 56. Longitud libre derecho a partir del ala del perfil.	70
Ecuación 57. Reacción última en la placa base.	71
Ecuación 58. Reacción última en la placa base.	71
Ecuación 59. Área de perno de anclaje requerido.	72
Ecuación 60. Resistencia a la compresión de la columna.	72
Ecuación 61. Momento nominal resistente.	73
Ecuación 62. Longitud esforzada a compresión.	73
Ecuación 63. Resistencia de la columna al corte.	74

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

El presente informe se enfoca en el diseño estructural de una nave industrial para mejorar estándares de almacenamiento de concentrados en la unidad minera Toma La Mano, aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC). Así mismo, se incluye el análisis de la estructura empleando el programa Sap2000 y el plano de estructura general empleando el programa AutoCad. Sin embargo, no se elaborará el diseño de las otras especialidades tales como: instalaciones eléctricas o electrónicas, instalaciones contra incendio, sistema colector de polvo, etc.

1.1 Descripción de la Empresa

Para la elaboración del presente informe, el representante legal de la empresa donde desarrolle la experiencia profesional ha solicitado mantener el nombre o cualquier distintivo de la empresa en reserva.

La empresa es de capitales peruanos y con 15 años dedicada a la consultoría, diseño y supervisión de obras de Ingeniería Mecánica, Eléctrica, Electrónica, Civil, Hidráulica y de Minas. Cuenta con una planta de 2500 m² ubicada en la Ciudad de Lima, la cual está implementada con máquinas y equipos que permiten procesar mensualmente 120 toneladas de acero.

En la figura n°1 se muestra el organigrama de la empresa.

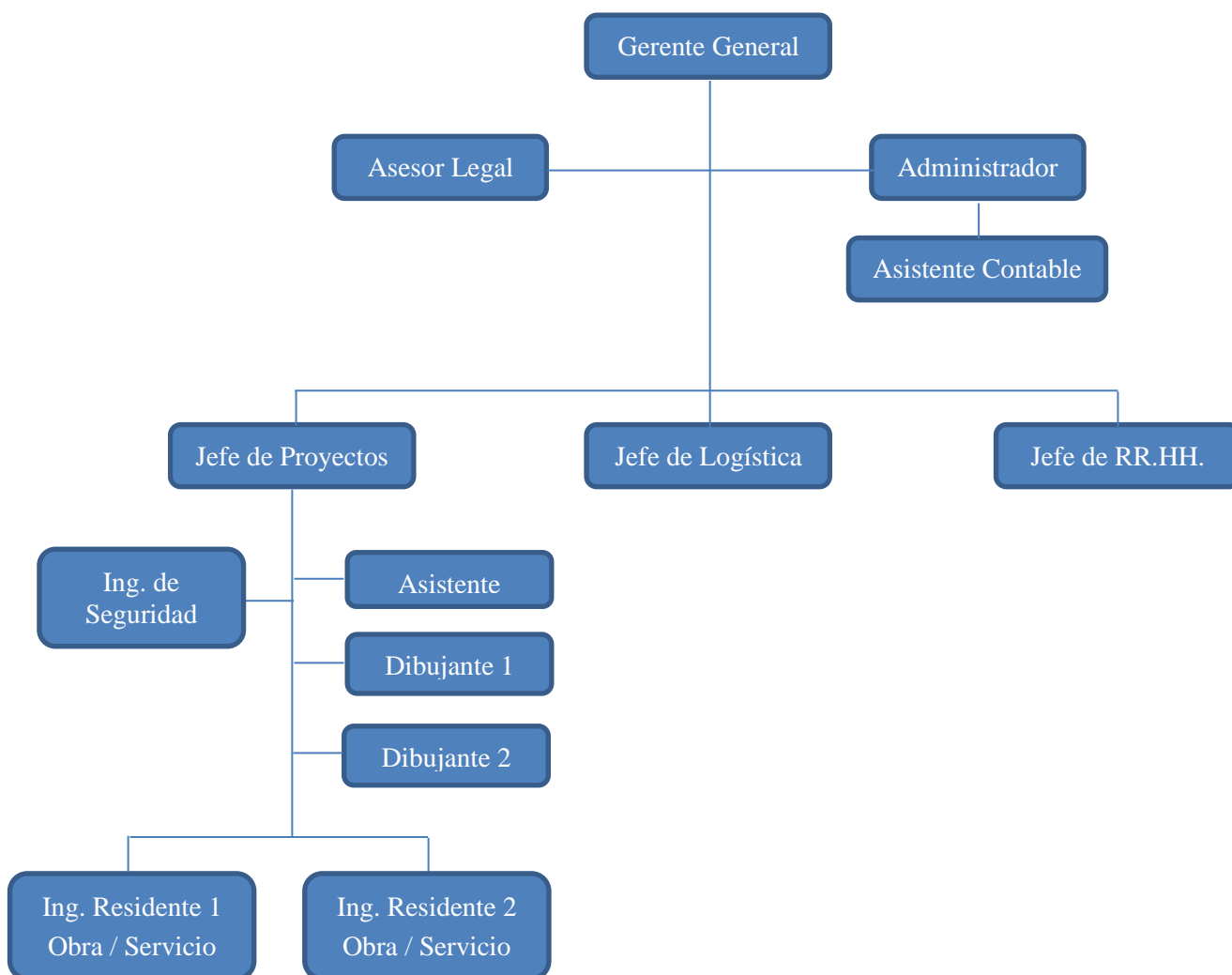


Figura 1. Organigrama de la empresa (Fuente: Elaboración propia).

En la actualidad el informante es el Jefe de Proyectos con tres años de permanencia en la empresa desarrollando las siguientes actividades:

- Responsable de estructurar, ordenar y coordinar en forma sistemática toda la información relativa a la planificación y control de los proyectos asignados.
- Elaboración de Informes de Control de Proyectos con proyecciones de los trabajos a su cargo a solicitud del cliente.

- Manejar y actualizar información histórica de los proyectos y servicios de mantenimiento realizados.
- Revisión de criterios de diseño, especificaciones técnicas, planos de ingeniería básica y detalle, memorias de cálculo y avances de los proyectos.

1.2 Objetivo de la empresa

Ser una empresa que garantiza el cumplimiento de las especificaciones y de los requisitos pactados con el cliente; para ello, la búsqueda permanentemente de calidad y eficiencia en nuestras operaciones, y enmarcado en el cumplimiento de las normas y procedimientos de Seguridad Industrial y Salud Ocupacional.

1.3 Alcances de la empresa

Los alcances incluyen:

- **Mantenimiento:** Servicios de mantenimiento mecánico y eléctrico a maquinaria y equipo minero e industrial.
- **Proyectos:** Diseño y Ejecución de Proyectos de obras mineras, pesqueras, petroleras, civiles y acondicionamiento de infraestructura física.
- **Asesoría:** Servicio de gerencia y supervisión de proyectos, así como capacitación técnica para los trabajadores.

1.4 Valores de la empresa

La empresa promueve los siguientes valores:

- Honestidad.
- Liderazgo.
- Respeto.

- Calidad.
- Disciplina.

1.5 Misión de la empresa

La empresa está dedicada al Diseño y Ejecución de Proyectos de Ingeniería Civil, Mecánica, Eléctrica, Minera e Industrial, producción y comercialización de equipos, partes y maquinarias en el mercado nacional y, con creciente proyección hacia el mercado internacional, comprometidos a lograr la satisfacción de los clientes, proveedores, trabajadores y accionistas, mediante la aplicación de Estándares Internacionales de Seguridad, Salud Ocupacional, Medio Ambiente y Calidad.

1.6 Visión de la empresa

Ser la empresa sólida e innovadora, reconocida como la mejor en los proyectos de ingeniería, brindando productos de alta calidad y excelente servicio para conseguir la total aceptación de los clientes y prepararla para afrontar la competitividad en diversos escenarios de trabajo, teniendo como base de negocios la minería, construcción, electricidad y consultoría.

1.7 Antecedentes

Entre los antecedentes de estudios **internacionales** se tiene:

Cruz, Figueroa y Hernández (2012) brinda los lineamientos generales para establecer un adecuado proceso del diseño estructural de estructuras de techo a base de perfiles metálicos, basándose en una investigación de las formas estructurales más comúnmente utilizadas y comercializadas en el país del El Salvador, el

comportamiento estructural del sistema de techo y cada uno de sus componentes y el dimensionamiento adecuado de los elementos y sus conexiones según la metodología de diseño por resistencia última. Adicionalmente se incluye el procedimiento de análisis y diseño de una estructura de techo utilizando un software de aplicación y por último la evaluación del costo directo generada por dicha estructura.

Recio (2012) diseña, calcula y optimiza una estructura metálica de una nave industrial resuelta con pórticos rígidos a dos aguas mediante el Código Técnico de la Edificación con el código comercial de CYPE Ingenieros. Este trabajo se ve reflejada la utilidad de los programas de cálculo de estructuras,

Vizuetz (2013) diseña, calcula y optimiza una estructura metálica de una nave industrial con cubierta fotovoltaica diseñada mediante pórticos rígidos a dos aguas. Estableciendo una metodología de trabajo detallada con orientación pedagógica para el diseño y cálculo de estructuras metálicas.

En cuanto a las investigaciones **nacionales** se tiene:

Tong (2014) demuestra la factibilidad del uso de estructuras metálicas en edificios multifamiliares, dando una visión de las ventajas de construir con acero como elemento principal para el diseño. Además, realiza comparaciones de los sistemas constructivos, considerando presupuestos y la programación de la obra.

Gutarra (2016) plantea y analiza un sistema estructural para la construcción del Almacén autosoportado con elementos de acero estructural, resultando tener un mejor comportamiento estructural con respecto a los sistemas convencionales en Lima

Metropolitana. Además, determino que los sistemas estructurales planteados para Almacenes con elementos de acero estructural tienen menor costo y plazo de ejecución.

1.8 Realidad Problemática

En nuestro país la minería es una de las más importantes actividades económicas y según el Banco Central de Reserva del Perú representa el 9% del PBI, al primer semestre del 2019 (Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería [Osinergmin], 2019). El potencial minero se centra principalmente en: cobre, zinc, plomo, oro y plata.

En el año 2020, nuestra economía se vio gravemente afectada por la pandemia del COVID-19 y las exportaciones mineras cayeron 19.1% respecto a similar periodo del año anterior en los cuatro primeros meses, tal como se muestra en la figura 2 (Osinergmin, 2020).

En diciembre del 2020, se aprecia un incremento significativo interanual en la producción de estaño (+39.2%) y zinc (+17.6%), en comparación al mismo mes del 2019, tal como se aprecia en la tabla 1 (Ministerio de Energía y Minas [MINEM], 2021).

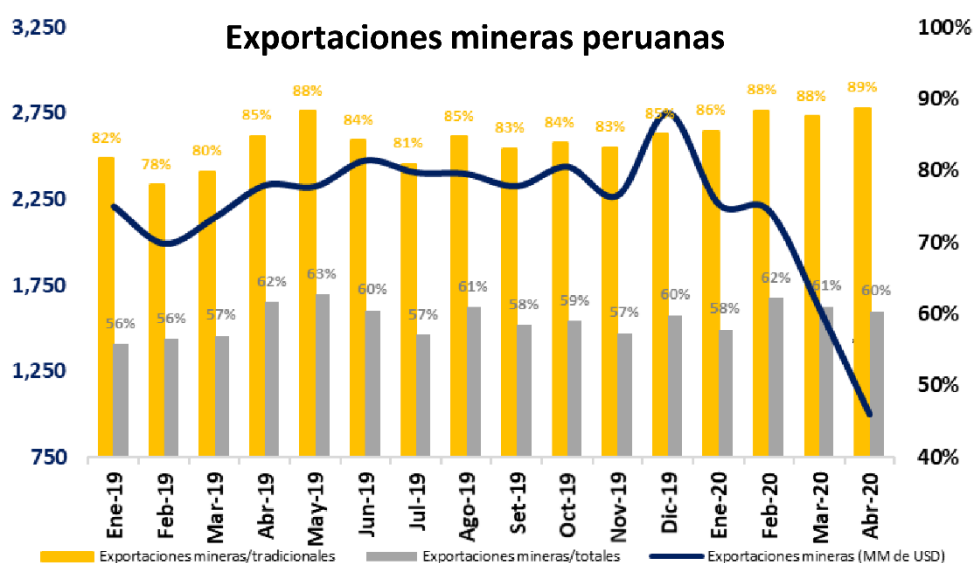


Figura 2. Exportaciones mineras peruanas (Fuente: Osinergmin, 2020).

Tabla 1

Producción minera metálica (Fuente: MINEM, 2021).

Metal	Diciembre			Enero - Diciembre		
	2019	2020	Var. %	2019	2020	Var. %
Cobre (TMF)	225,496	221,980	-1.6%	2,455,440	2,149,246	-12.5%
Oro (g finos)	10,063,064	8,548,186	-15.1%	128,413,463	87,302,970	-32.0%
Zinc (TMF)	132,236	155,520	17.6%	1,404,382	1,329,419	-5.3%
Plata (kg finos)	346,299	317,682	-8.3%	3,860,306	2,990,592	-22.5%
Plomo (TMF)	27,248	24,519	-10.0%	308,116	240,732	-21.9%
Hierro (TMF)	1,173,098	980,129	-16.4%	10,120,007	8,893,972	-12.1%
Estaño (TMF)	1,770	2,464	39.2%	19,853	20,647	4.0%
Molibdeno (TMF)	3,392	2,985	-12.0%	30,441	32,185	5.7%

Así mismo, en diciembre el empleo directo en minería se incrementó significativo de 53.7% con respecto al personal reportado en mayo, mes más afectado en el empleo a causa de la pandemia; no obstante, registró una disminución interanual de 3.1%, tal como se aprecia en la tabla 2 (MINEM, 2021).

Tabla 2

Empleo minero según tipo de empleador – N° de trabajadores (Fuente: MINEM, 2021).

Empleador	Diciembre				Promedio Anual			
	2019	2020	Var. %	Part. %	2019	2020	Var. %	Part. %
Compañía	65,181	62,342	-4.4%	31.4%	66,919	62,116	-7.2%	35.0%
Contratistas	139,538	136,047	-2.5%	68.6%	141,797	115,576	-18.5%	65.0%
TOTAL	204,719	198,389	-3.1%	100.0%	208,716	177,692	-14.9%	100.0%

Los precios de los concentrados de plata, plomo y zinc, que forman parte de la producción de la unidad minera Toma la Mano, empezaron a recuperarse en el segundo semestre del 2020 y terminaron el año con tendencia a la alza, tal como se muestra en las figuras 3,4 y 5.

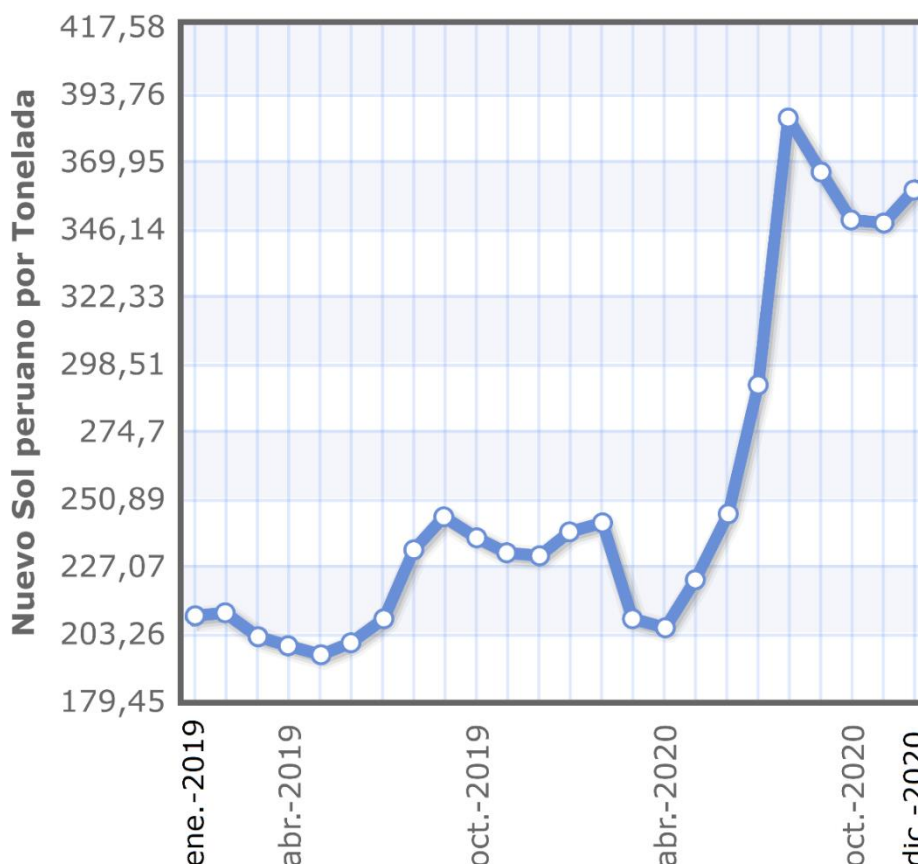


Figura 3. Precio mensual de concentrado de plata 2019-2020 (Fuente:

<https://www.indexmundi.com/>, 2021).

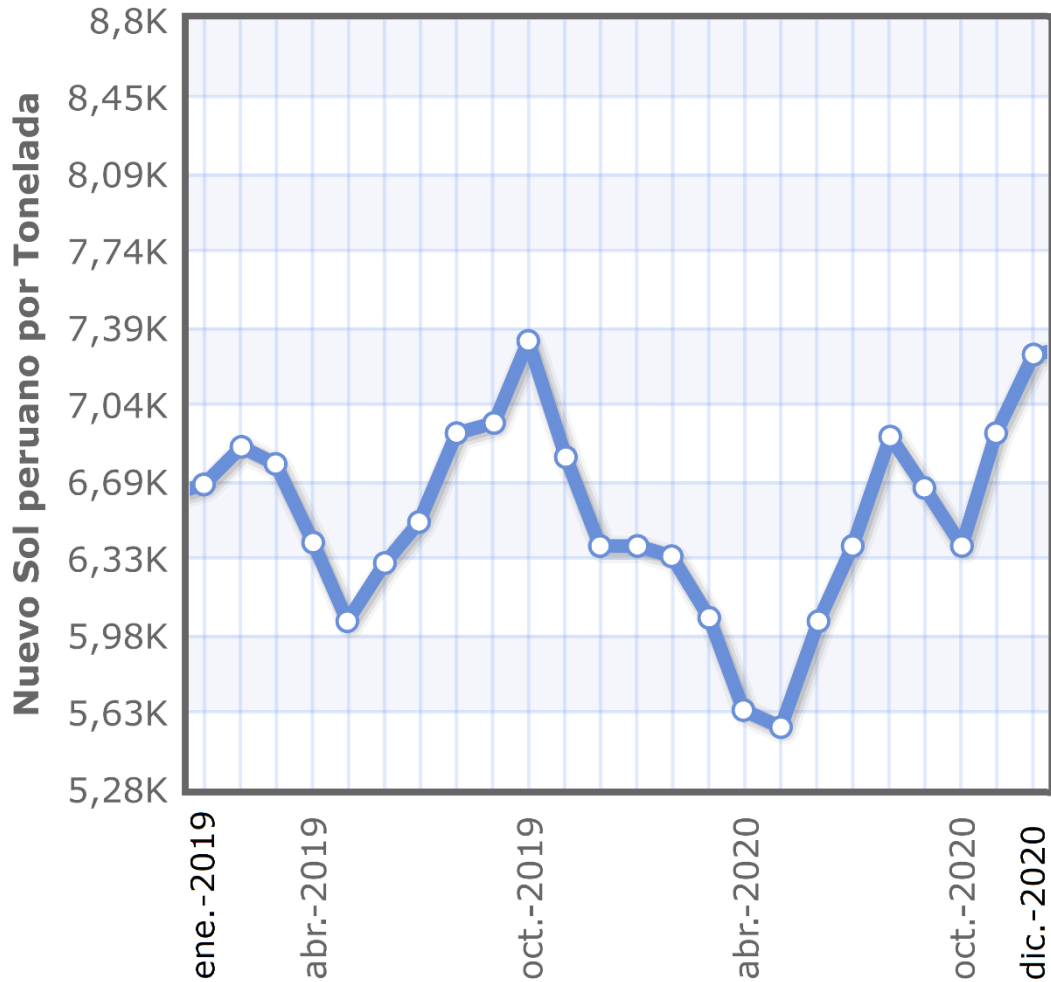


Figura 4. Precio mensual de concentrado de plomo 2019-2020 (Fuente: <https://www.indexmundi.com/>, 2021).

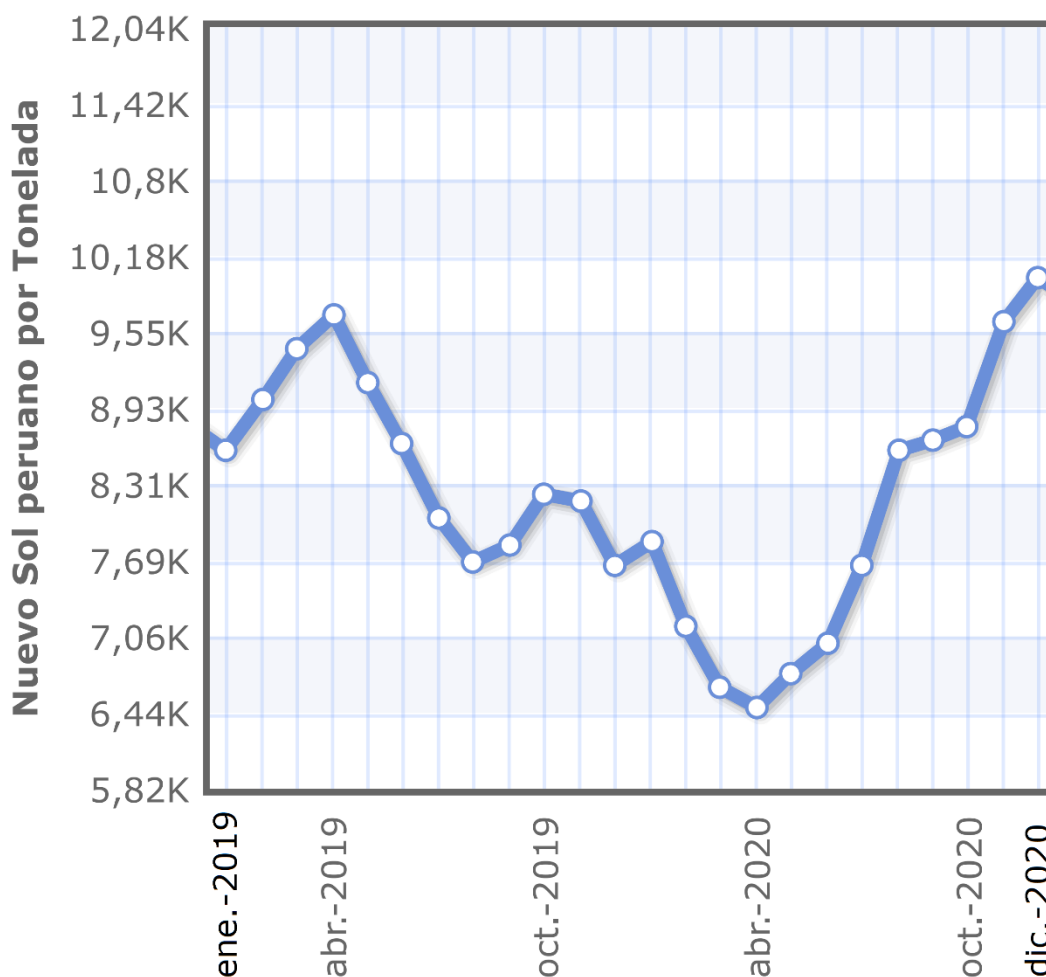


Figura 5. Precio mensual de concentrado de zinc 2019-2020 (Fuente: <https://www.indexmundi.com/>, 2021).

Por consiguiente, La Corporación Minera Toma la Mano Sociedad Anónima como titular de la unidad minera Toma la Mano, identificó una oportunidad de crecimiento, que le permitiría continuar operando y superar la crisis causada por la pandemia. Por ello, tiene planificado incrementar el volumen de explotación a un total de 6000 TM/mes para la producción de concentrados de plata, plomo y zinc; sin dejar de lado los compromisos legales, responsabilidad social y calidad operativa.

Por lo expuesto y considerando que se pretende elevar el volumen de explotación lo cual implicaría aumentar la producción de concentrado de plata, plomo y zinc, se infiere que el actual almacén de concentrados no tiene la capacidad adecuada para el acopio de la producción mensual planificada. En esta situación, el carguío a la tolva de la unidad de transporte se llevaría a cabo fuera del almacén y en época de lluvia el concentrado se humedecería excesivamente; por tanto, no se garantizaría el cumplimiento de las humedades requeridas por el área comercial de la unidad minera, lo que a su vez afectaría el precio de la producción el mercado, constituyendo un perjuicio económico para la empresa.

En consecuencia, es fundamental implementar el diseño estructural de una nave industrial para mejorar estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano; de tal forma que se garantice los niveles de humedad requeridos y por ende la calidad operativa de la unidad minera, así como atender a la proyección del incremento de la producción, que beneficiará la actividad comercial de la Corporación Minera Toma la Mano Sociedad Anónima como titular de la unidad minera Toma la Mano.

1.9 Justificación

1.9.1 Teórica

Este informe se realiza con el propósito de aportar al conocimiento existente sobre el diseño estructural de una nave industrial para mejorar estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano, Carhuaz – 2021.

1.9.2 Práctica

La ejecución de este diseño estructural, mejorará los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral, garantizando el cumplimiento de las humedades requeridas por el área comercial de la unidad minera

1.9.3 Metodología

Al aplicar este diseño estructural de una nave industrial podremos evidenciar las necesidades para el dimensionamiento del área de almacenamiento de concentrados de mineral, así como también los diferentes elementos estructurales, de manera que cumpla los requerimientos de la unidad minera Toma La Mano.

1.10 Planteamiento del problema

1.10.1 Problema general

¿Cómo el diseño estructural eficiente de una nave industrial mejora los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz – 2021?

1.10.2 Problemas específicos

1.10.2.1 Problema específico 1

¿De qué manera influye el diseño estructural de una nave industrial en la mejora de los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz - 2021?

1.10.2.2 Problema específico 2

¿De qué manera influye el método de diseño estructural en el diseño eficiente de los diferentes elementos estructurales de una nave industrial para la mejora de los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz- 2021?

1.10.2.3 Problema específico 3

¿De qué manera se representa el diseño eficiente de los diferentes elementos estructurales de una nave industrial para la mejora de los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz- 2021?

1.11 Objetivos

1.11.1 Objetivo general

Mostrar el diseño estructural eficiente de una nave industrial para mejorar los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz – 2021.

1.11.2 Objetivos específicos

1.11.2.1 Objetivo específico 1

Establecer las necesidades para el dimensionamiento del área de almacenamiento de concentrados de mineral de acuerdo a los

requerimientos de la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz.

1.11.2.2 Objetivo específico 2

Establecer el diseño eficiente de los diferentes elementos estructurales de una nave industrial, para la mejora de los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz, aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC).

1.11.2.3 Objetivo específico 3

Realizar el plano de estructura general que representan los diferentes elementos estructurales de una nave industrial, para la mejora de los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz - 2021, mediante el uso del programa AutoCad.

1.12 Estrategia de desarrollo

Conforme a los requerimientos de la unidad minera Toma La Mano, se requiere realizar el diseño estructural de una nave industrial para mejorar estándares de almacenamiento de concentrados de mineral. Para ello se muestra a continuación la secuencia de desarrollo:

a) Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en las instalaciones de la Planta Concentradora de la unidad minera Toma La Mano, en el caserío de Buenos Aires, distrito de Ticapampa, provincia de Recuay y departamento de Ancash. Geográficamente, el área de emplazamiento tiene las siguientes coordenadas UTM (Datum WGS 84):

Norte 8920000 a 8920300

Este 235400 a 235600

Altitud media: 3675 msnm.

Las coordenadas geográficas son:

Latitud Sur: - 9.76°

Longitud Este: - 77.41°

Las coordenadas indicadas anteriormente fueron obtenidas de la Carta Nacional del IGN, a escala 1/100000.

b) Capacidad de almacenamiento

La unidad minera Toma La Mano produce concretados de plata, plomo y zinc. Por ello la unidad minera requiere una nave industrial que tenga la capacidad de almacenamiento de un mes de producción de concentrado de plomo y zinc.

c) Variables hidrometeorológicas

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI), es la entidad responsable de los estudios climatológicos del Perú.

SENAMHI denomina la solicitud de servicios como *Expedición de información procesada de variables hidrometeorológicas*. Dentro del cual expide un informe de la zona de estudio, en este caso Carhuaz, con las siguientes variables meteorológicas:

- Precipitación.
- Evaporación.
- Radiación UV.
- Temperatura (máxima, mínima, media).
- Humedad.
- Viento (magnitud y dirección).
- Presión, otros.

d) Estudio de Mecánica de suelos

La Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), tiene por objetivo establecer los requisitos mínimos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutan con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

Los trabajos de exploración se realizaron mediante el método de excavaciones manuales (calicatas), en la figura 6 se muestra sus ubicaciones. Para esta etapa se efectuaron 3 calicatas en toda el área representativa del estudio. En la tabla 3 se indica la relación de las labores exploratorias con su identificación, coordenadas y profundidades.

Tabla 3

Relación de calicatas (Fuente: Elaboración propia).

Sector	Calicata	Coordenadas UTM		Cota de terreno (msnm)	Profundidad alcanzada (m)
		Este (m)	Norte (m)		
Área de nuevo almacén	C-1	235563.72	8920014.82	3721	3.00
	C-2	235575.75	8920017.48	3721	3.00
	C-3	235587.01	8920019.89	3721	3.00

Cada calicata fue inspeccionada cuidadosamente para levantar su perfil estratigráfico y clasificar visualmente los materiales encontrados con los procedimientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS - Norma ASTM D-2488). Durante la inspección tomaron muestras representativas de los estratos encontrados, las mismas que debidamente identificadas y protegidas se enviaron al laboratorio para su correspondiente análisis.

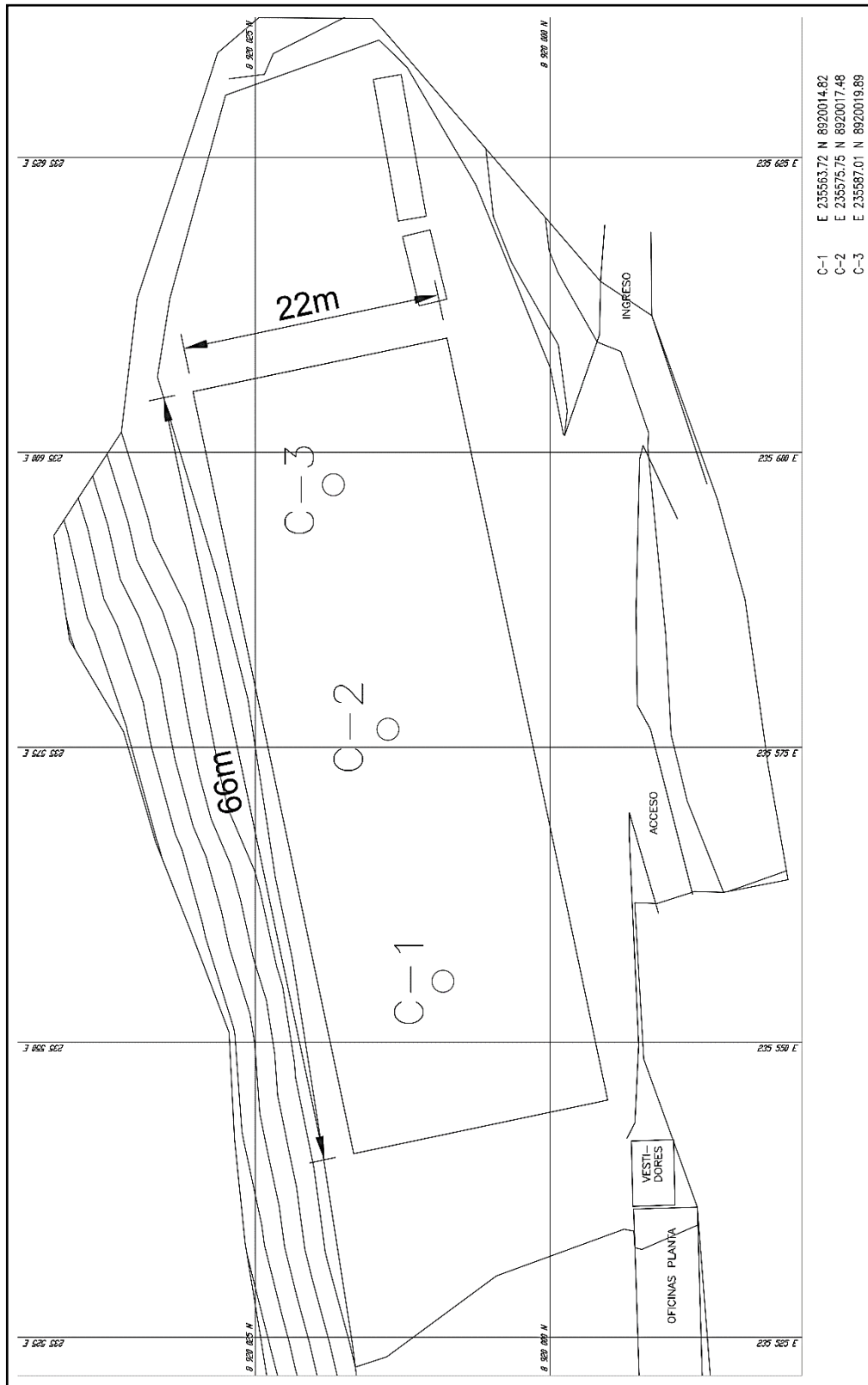


Figura 6. Plano de ubicación de las calicatas (Fuente: Elaboración propia).

Ensayos Geotécnicos en Suelos

En las calicatas se ejecutaron ensayos de densidad del terreno. Las muestras de suelos tomadas fueron ensayadas en laboratorio con el fin de clasificarlos y determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

- Ensayos de densidad in-situ

Además, en las calicatas excavadas se ejecutaron ensayos de densidad in situ con el método cono de arena, siguiendo la norma ASTM D-1556. Los resultados se indican en la tabla 4.

Tabla 4

Resultados de densidad in situ (Fuente: Elaboración propia).

Calicata	Profundidad (m)	Densidad	Humedad	Densidad	SUCS
		Natural (gr/cm ³)	(%)	Seca (gr/cm ³)	
C-1	3.00	2.07	18.75	1.79	GC
C-2	3.00	1.82	10.00	1.76	GC-GM
C-3	3.00	1.93	20.00	1.71	GC

- Ensayos de identificación y clasificación de suelos

Las muestras representativas tomadas de los diferentes materiales comprometidos con el proyecto fueron ensayadas en el laboratorio para determinar las propiedades siguientes:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D-422)
- Límites D'Atterberg (ASTM D-4318)
- Contenido de Humedad (ASTM D-2216)

Los resultados de los ensayos se indican en la tabla 5.

Tabla 5

Parámetros índices de los suelos (Fuente: Elaboración propia).

Sector	Calicata	Muestra	W (%)	Granulometría			Límites D'Atterberg			SUCS
				Gravas	Arenas	Finos	LL	LP	IP	
				(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	
Cimentación del Almacén	C-2	M-2	4.80	35	32.3	32.6	21	15	6	GC-GM

Dónde: L.L. = Limite Líquido SUCS Sistema Unificado de Clasificación de suelos
L.P. = Limite Plástico
I.P. = Índice Plástico

- Ensayos de resistencia de los suelos

Las muestras del suelo fueron evaluadas mediante ensayos de corte directo y fueron remoldeados en función a los datos obtenidos in situ.

En la tabla 6 se muestran los resultados de los ensayos de corte directo realizados.

Tabla 6

Propiedades geotécnicas de la cimentación (Fuente: Elaboración propia).

Calicata	Muestra	γ_d (gr/cm^3)	ω (%)	SUCS	ϕ°	C (kg/cm^2)
C-2	M-2	1.81	10	GC-GM	40	0.5

Para el cálculo de la capacidad de carga, los parámetros de resistencia cortante, obtenidos en el laboratorio, mediante el ensayo de corte directo son los siguientes: cohesión $c = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ y $\Phi = 40^\circ$. Cabe mencionar que estos parámetros fueron obtenidos del ensayo de corte directo.

A su vez, los resultados obtenidos de los ensayos de densidad de campo indican la presencia predominante de suelos de compacidad media a dura, hasta la profundidad máxima de exploración de 3.0 m. Por lo tanto:

- La capacidad de carga última es de 10.42 kg/cm^2 .
- La capacidad admisible es de 3.47 kg/cm^2 .

Con lo cual el terreno presenta propiedades adecuadas para presentar una cimentación económica.

e) **Levantamiento topográfico**

Los datos topográficos del terreno del proyecto nos permiten:

- Conocer los desniveles del terreno.
- Articulación entre el proyecto y las otras naves industriales existentes en la unidad minera.
- Ubicación de accesos de la nave industrial del proyecto con las vías existentes de la unidad minera.
- Movimiento de tierras.

f) Diseño estructural del almacén

- Pre dimensionamiento de los elementos estructurales de la nave industrial, de acuerdo a las dimensiones requeridas.
- Determinar las solicitaciones de carga.
- Modelar con el programa Sap2000 para obtener las derivas en ambos ejes y los estados de carga de los elementos estructurales de la nave industrial.
- Aplicar el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC) por el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), para diseñar los diferentes elementos estructurales de la nave industrial.

g) Elaboración de Planos

Realizar el plano de estructura general que representan los diferentes elementos estructurales de una nave industrial.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

Las naves industriales son edificios con amplias zonas y con grandes separaciones entre columnas, diseñados para brindar las condiciones necesarias para los trabajadores y la operación de equipos industriales. Por lo general, suelen ser de una sola planta y en gran parte de su construcción se utilizan estructuras diseñadas con perfiles de acero estructural y revestimientos metálicos acanalados. Tienen una variedad de usos como por ejemplo: almacenes, albergues, talleres, estacionamientos, fábricas, auditorios, granjas, etc.

Las formas estructurales que generalmente son utilizadas para diseñar una nave industrial, son las siguientes:

- **Marcos rígidos.** Vinnakota (2006) refiere que la carga en un marco ocasiona flexión en sus miembros que están conformados por vigas y columnas, y debido a las conexiones esta configuración estructural es generalmente hiperestática.
- **Armadura y columna.** Las armaduras consisten en un arreglo en forma de triángulo, o combinación de triángulos, de barras en tensión, por lo cual, utilizan menos material respecto a una viga para una misma carga (Vinnakota, 2006). En las armaduras de cubiertas de naves industriales la

carga se transmite a través de los nudos por medio de una serie de largueros (correas). Las armaduras de cubiertas están soportadas por columnas de acero, concreto armado o por muros de mampostería.

2.1 Acero Estructural

El acero es una aleación de hierro y carbono, con un porcentaje máximo de este último de 1.7%; y para los aceros estructurales el porcentaje de carbono esta entre 0.15 a 0.29% (Vinnakota, 2006).

McCormac y Csernak (2013) indica que las ventajas del acero como material estructural son: alta resistencia, uniformidad, elasticidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad, facilidad de conexión de diversos miembros por medio de soldadura y pernos, posibilidad de prefabricados, capacidad de laminarse, rapidez de montaje y reciclable; y las desventajas del acero como material estructural son: corrosión, costo de la protección contra el fuego, susceptible a pandearse, fatiga y fractura frágil.

Las propiedades más comunes del acero estructural son:

- Módulo de Elasticidad ($E=210\ 000\ \text{MPa}$).
- Módulo de Corte ($G= 77200\ \text{MPa}$).
- Esfuerzo de Fluencia (F_y).
- Resistencia en tracción (F_u).
- Módulo de Poisson ($\mu=0.30$ en etapa elástica; $\mu=0.50$ en etapa plástica).
- Relación entre módulos: $G = E / [2(1+\mu)]$

En la construcción se emplean una variedad de elementos estructurales. Zapata

(1997) menciona la clasificación de perfiles estructurales:

- Productos laminados en caliente: Aquí se abarca a los no planos (tubos, varillas, canales, varillas lisas, perfiles, etc.).
- Productos planos: Se menciona a las planchas y esta a su vez se clasifica en perfiles plegados y soldados.

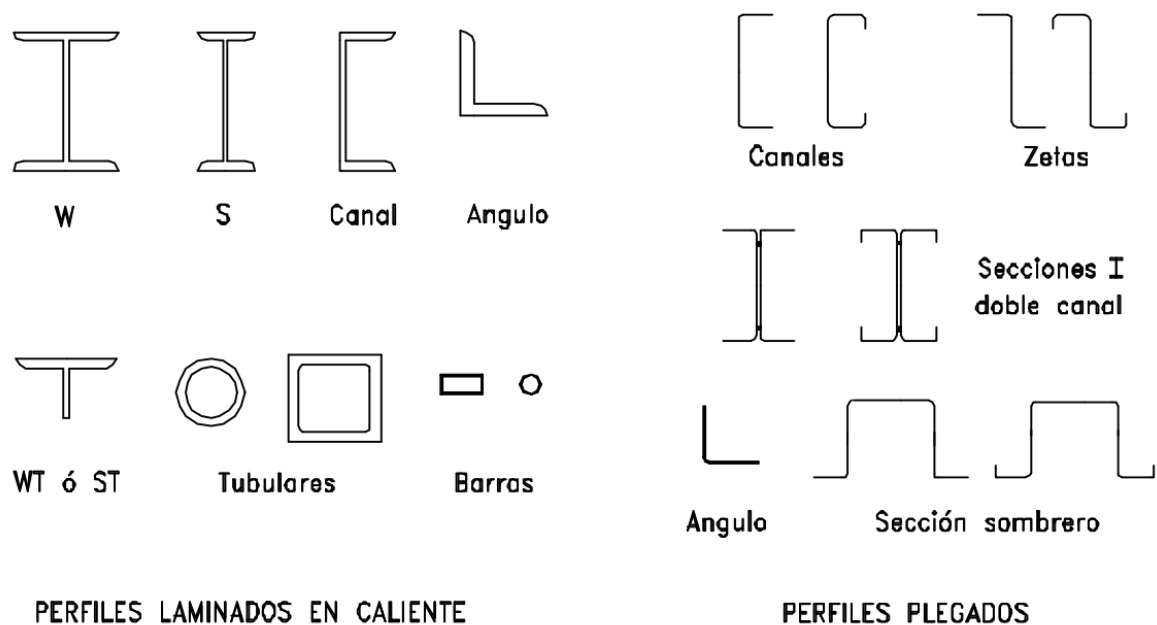


Figura 7. Clasificación de perfiles estructurales: laminados en caliente y plegados

(Fuente: Zapata, 1997).

De acuerdo a las normas de la American Society of Testing Materials (ASTM), se utilizarán ASTM A36 y ASTM A325M para los perfiles laminados de acero estructural y pernos de anclaje, respectivamente.

2.2 Métodos de diseño del AISC

El American Institute of Steel Construction (AISC) es una organización fundada en 1921 en los Estados Unidos, cuyos objetivos son servir a la comunidad de diseño de acero estructural y de la industria de la construcción en su país (American Institute of Steel Construction [AISC], 2021).

La especificación AISC proporciona dos métodos aceptados para diseñar elementos de acero estructural y sus conexiones. Éstos son el Diseño con Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD). El diseño de la nave industrial a desarrollar en este informe se realizó mediante el empleo del método LRFD.

La ecuación de diseño del estado límite básico del LRFD requiere que la resistencia de diseño, ϕR_n , sea mayor o igual que la suma de las cargas factorizadas o los efectos de la carga (Aghayere y Vigil, 2020). Esto se puede escribir como:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (1)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción.

R_n = Resistencia nominal de un miembro.

R_u = Fuerza factorizada calculada en el miembro.

Las combinaciones usuales de carga consideradas en el LRFD están dadas por las siguientes fórmulas:

- $1.4 \cdot D$
- $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.5 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.5W)$
- $1.2 \cdot D + 1.0 \cdot W + L + 0.5 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $0.9 \cdot D + 1.0 \cdot W$
- $1.2 \cdot D + E_v + E_h + L + 0.2 \cdot S$
- $0.9 \cdot D + E_v + E_h$

Donde:

D = carga muerta

E = carga sísmica

L = carga viva

L_r = carga viva del techo

S = carga de nieve

W = carga de viento

En la siguiente tabla 7 se muestra los factores de reducción que dependerán del esfuerzo al que se esté sometiendo el elemento estructural.

Tabla 7.

Factores de resistencia que emplea el LRFD (Fuente: Elaboración propia).

Factor de reducción (ϕ)	Elemento o Conexión
0.90	Sección total en tracción.
0.90	Elementos en flexión.
0.85	Elementos en compresión axial.
0.75	Pernos en tracción.
0.75	Sección neta de conexión en tracción.

2.2.1 Cargas de diseño

2.2.1.1 Cargas muertas

Las cargas muertas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ella (McCormac y Csernak, 2016).

2.2.1.2 Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud y pueden ser: Cargas de piso, Cargas de tránsito en puentes y Cargas de impacto (McCormac y Csernak, 2016).

2.2.1.3 Cargas de nieve

Según la norma técnica E.020 Cargas (2006) el valor mínimo para la carga nieve sobre el suelo es de 40 kg/m^2 , equivalente a 0.40 m de nieve fresca; y su valor para techos depende del ángulo de inclinación, tal como sigue:

Para:

$$\theta \leq 15^\circ \quad Q_t = Q_s \quad (2)$$

$$15^\circ < \theta \leq 30^\circ \quad Q_t = 0.8Q_s \quad (3)$$

$$\theta > 30^\circ \quad Q_t = [1 - 0.25(\theta - 30^\circ)]0.8Q_s \quad (4)$$

Donde:

θ = ángulo de inclinación del techo a una o dos aguas.

Q_t = Carga de diseño.

Q_s = Carga de nieve sobre el suelo.

2.2.1.4 Cargas de lluvia

Las cargas de lluvia no serán consideradas en el presente informe porque el techo de la nave industrial cuenta con una cubierta a dos aguas y su ubicación no es una zona con alta precipitación.

2.2.1.5 Cargas de viento

La norma técnica E.020 Cargas (2006), muestra el mapa eólico del Perú (ver figura 8), que sirve de guía para establecer las velocidades básicas

del viento; sin embargo, se debe tener en cuenta la variabilidad debida a las condiciones locales (topográficas, climáticas). Para la Planta Concentradora de la unidad minera Toma La Mano, según el mapa eólico le corresponde una velocidad de diseño de 85 Km/h.

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa, y se calcula mediante la siguiente expresión: (E.020 Cargas, 2006).

$$P_h = 0.005 C V_h^2 \quad (5)$$

Donde:

P_h = Presión o succión del viento a una altura h en Kgf/m^2 .

C = Factor de forma adimensional (ver tabla 8).

V_h = Velocidad de diseño a la altura h , en Km/h .

Tabla 8.

Factores de forma (C) (Fuente: E0.20 Cargas, 2006).

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies inclinadas a 15° o menos.	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies verticales de edificios.	+0.8	-0.6

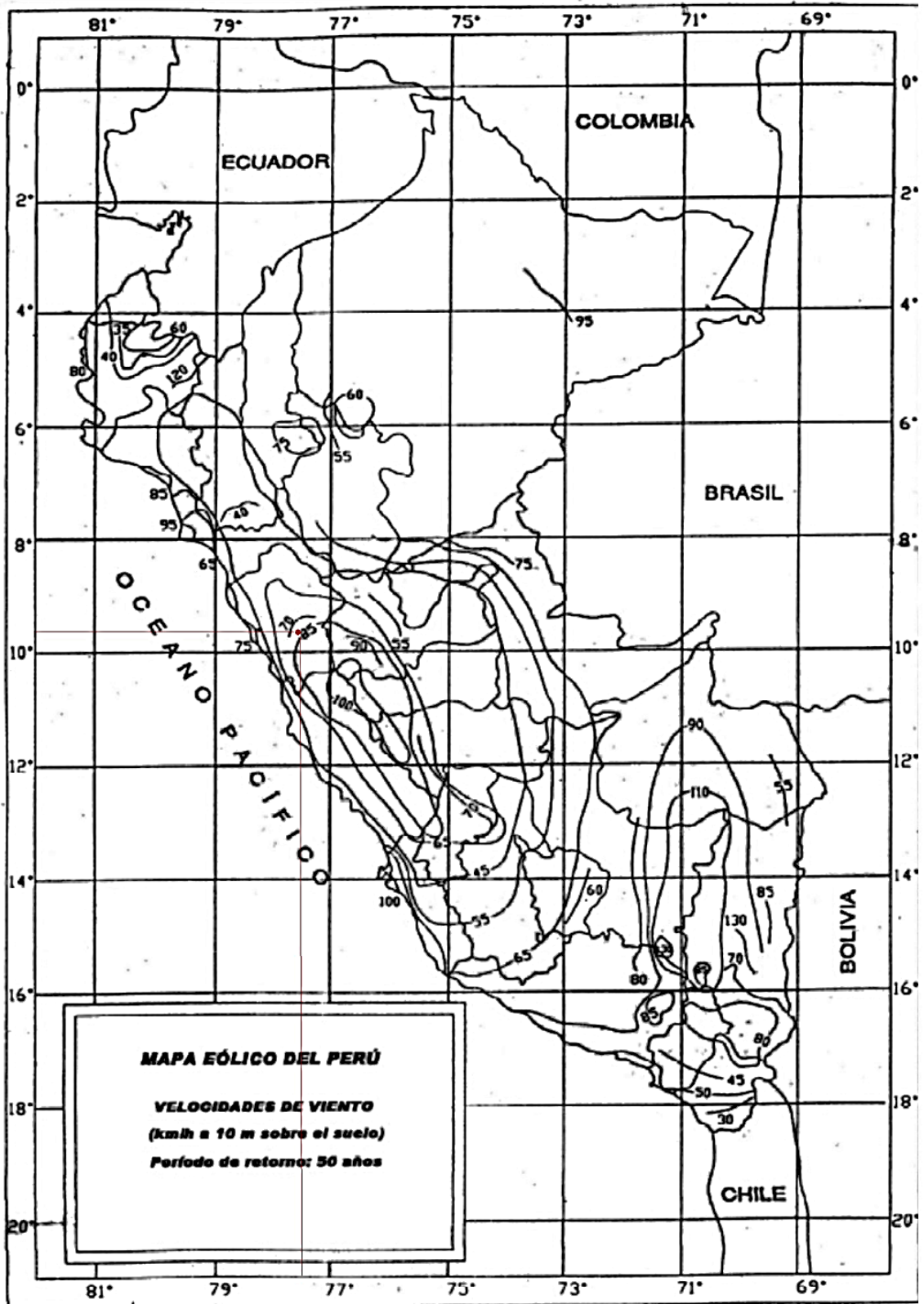


Figura 8. Mapa Eólico del Perú (Fuente: E0.20 Cargas, 2006).

2.2.1.6 Cargas de sismo

La norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018), indica que la fuerza cortante en la base se determina con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad (6)$$

Donde:

V = El cortante basal o en la base (kg).

Z = Factor de zona sísmica.

U = Factor de uso e importancia.

C = Factor de amplificación sísmica.

S = Factor de tipo de suelo.

R = Coeficiente básico de reducción sísmica.

P = Cargas de gravedad (kg).

A continuación se muestra como obtener cada valor:

Factor de zona sísmica (Z)

Según E.030 Diseño Sismorresistente (2018), considera dividido al territorio nacional en cuatro zonas y está basada en la distribución espacial de la sismicidad observada (ver figura 9), y el valor de Z para cada zona se muestra en la tabla 9.



Figura 9. Zonas Sísmicas (Fuente: E0.30 Diseño Sismorresistente, 2018).

Tabla 9.
Factores de zona Z.
(Fuente: E0.30 Diseño Sismorresistente, 2018).

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Factor de uso e importancia (U)

Según E.030 Diseño Sismorresistente (2018), cada estructura está clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla 10.

Tabla 10.
Categoría de las edificaciones y Factor U
(Fuente: E0.30 Diseño Sismorresistente, 2018).

Categoría	Descripción	Factor U
A	Establecimientos de salud, edificaciones esenciales y aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre.	1.5
B	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, etc.	1.3
C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos, etc.	1.0
D	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	A criterio del proyectista

Factor de Suelo (S)

Según E.030 Diseño Sismorresistente (2018), el valor del factor de suelo S se muestra en la tabla 11.

Tabla 11.

Factor de Suelo S (Fuente: E0.30 Diseño Sismorresistente, 2018).

Zona / Suelo	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

S0: Roca dura.

S1: Rocas o suelos muy rígidos.

S2: Suelos intermedios.

S3: Suelos blandos.

Factor de amplificación sísmica (C)

Según E.030 Diseño Sismorresistente (2018), para determinar el factor de amplificación sísmica (C) se tienen las siguientes condiciones:

Si:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 (T_p / T)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 (T_p \times T_L / T^2)$$

El valor del periodo fundamental de vibración (T) para cada dirección se estima con la siguiente expresión: (E0.30 Diseño Sismorresistente, 2018).

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

h_n = La altura de la edificación

$C_T = 35$, para pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos y sin arriostramiento.

Los valores T_p y T_L se obtienen de la tabla 12.

Tabla 12.

Períodos T_p y T_L (Fuente: E0.30 Diseño Sismorresistente, 2018).

Período / Suelo	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Coefficiente básico de reducción sísmica (R)

Según E.030 Diseño Sismorresistente (2018), el valor del coeficiente básico de reducción sísmica (R) se muestra en la tabla 13.

Tabla 13.

Coefficiente de reducción sísmica

(Fuente: E0.30 Diseño Sismorresistente, 2018).

Sistema Estructural	Coefficiente básico de reducción
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

2.2.2 Diseño de elementos estructurales

A continuación se mostrarán las ecuaciones para diseñar cada elemento estructural que conforma la nave industrial, de acuerdo con el método LRFD.

2.2.2.1 Diseño de elementos a tracción

Según Aghayere y Vigil (2020), la tracción en la sección bruta falla por deformación se utiliza la ecuación:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g \quad (7)$$

Donde:

$$\phi_t = 0.9$$

P_n = Resistencia nominal del elemento a tensión.

F_y = Fluencia del acero.

A_g = Área bruta.

La tensión en la sección neta que tienen agujeros de pernos falla por fractura se da como: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e \quad (8)$$

Donde:

$$\phi_t = 0.75$$

F_u = Resistencia a la fractura del acero.

A_e = Área efectiva ($A_e = A_n U$).

A_n = Área neta.

U = Factor de retraso de cortante.

El factor U para secciones HSS rectangular con una placa de empalme concéntrica individual:

$$l \geq H \quad U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$$

Donde:

l = Longitud de la conexión

\bar{x} = Excentricidad en la conexión

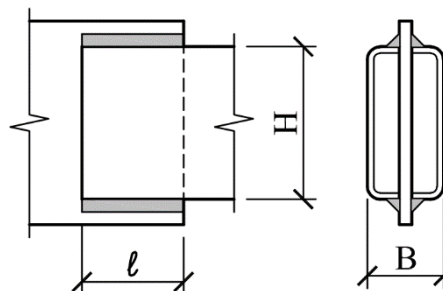


Figura 10. Esquema de sección HSS rectangular (Fuente: Aghayere y Vigil, 2020).

El factor U para secciones tipo W, S y HP, que se puede aplicar lo anterior:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} \quad (9)$$

Cuando los elementos de conexión cargados estáticamente a tensión y usan placas de empalme, se calcula de la siguiente manera (Aghayere y Vigil, 2020):

Por efecto de fluencia:

$$R_n = \phi F_y A_g \quad (10)$$

$$\phi = 0.90$$

Por efecto de fractura:

$$R_n = \phi F_u A_e \quad (11)$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

R_n = Resistencia por fluencia última

La falla de un elemento puede producirse a lo largo de un tramo que genere tensión en un plano y un efecto de corte en el otro plano perpendicular (McCormac y Csernak, 2016). En la figura 11 se ilustra las posibles fallas en el bloque de cortante.

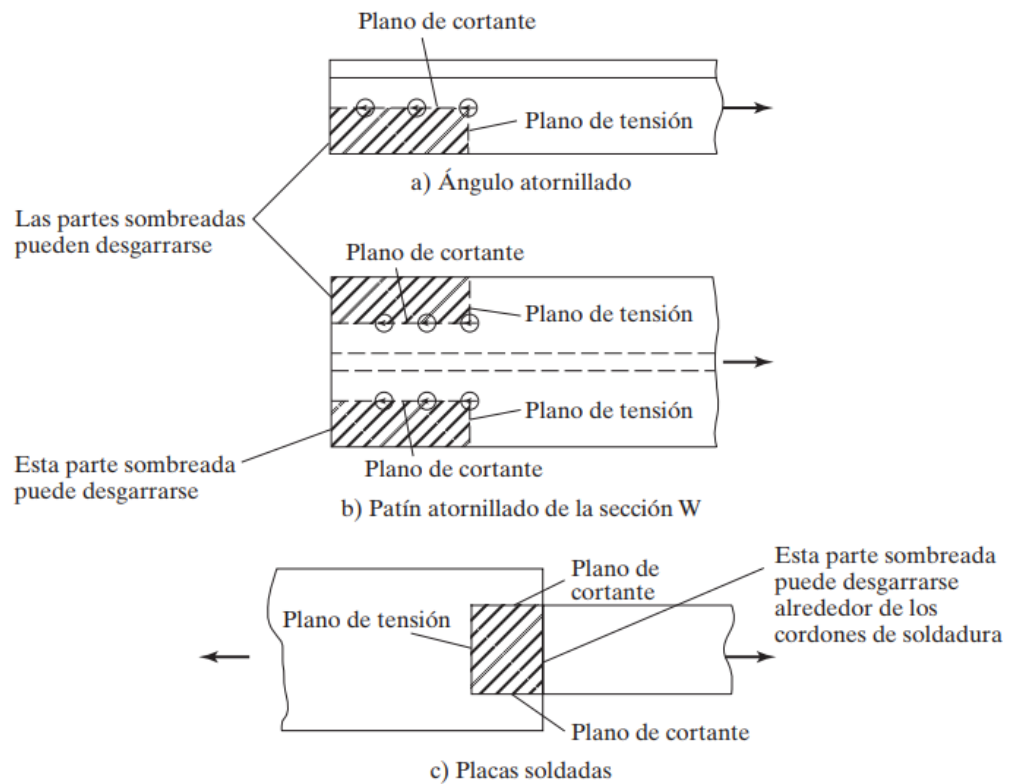


Figura 11. Bloque de cortante (Fuente: McCormac y Csernak, 2016).

La resistencia disponible R_n para la resistencia de diseño a la fractura por bloque de cortante es la siguiente:

$$R_n = (0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq (0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \quad (12)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

R_n = La resistencia disponible.

A_{nv} = Área neta sujeta a cortante.

A_{nt} = Área neta sujeta a tensión.

A_{gv} = Área total sujeta a cortante.

U_{bs} = Factor de reducción:

1.0 para tensión de tensión uniforme.

0.50 para tensión de tensión no uniforme.

Los miembros deberán cumplir con la relación de esbeltez:

$$L/r < 300$$

Donde:

L = Longitud de la sección tubular.

r = Radio de giro.

La resistencia a la tracción de diseño y la resistencia a la tracción permisible de una barra de tracción, se dan a continuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$R_n = \phi F_{nt} A_D \quad (13)$$

$$F_{nt} = 0.75 F_u \quad (14)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

R_n = Resistencia nominal a la tensión

F_{nt} = Esfuerzo nominal a la tensión para varillas roscadas

F_u = Esfuerzo a la rotura

A_D = Área total de la varilla

2.2.2.2 Diseño de elementos a compresión

Las columnas cargadas axialmente pueden fallar de tres modos: Pandeo flexionante, Pandeo local y Pandeo torsionante (McCormac y Csernak, 2016).

La carga de pandeo P para que una columna se pandee elásticamente, se puede calcular con la fórmula de Euler:

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (15)$$

La relación de esbeltez se pueda representar como $r = \sqrt{I/A}$, sustituyendo en la ecuación anterior se obtiene:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = F_e \quad (16)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad.

L = Longitud de la columna.

r = radio de giro.

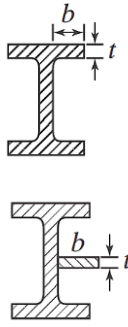
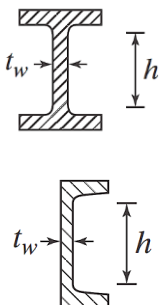
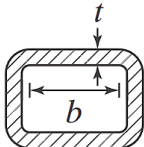
F_e = Esfuerzo de pandeo crítico elástico.

Para el caso de columnas de perfil laminado tipo W, cargadas a compresión axial, la relación ancho-espesor y esbeltez se muestran en la tabla 14.

Tabla 14.

Relación ancho-espesor para elementos sometidos a compresión axial

(Fuente: McCormac y Csernak, 2016).

Descripción del elemento	Razón ancho-espesor (λ)	Relación límite anchoespesor λr (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
Patines de perfiles laminados W, placas salientes de perfiles laminados W.	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de perfiles W y canales doblemente simétricos	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
HSS rectangular	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Para el diseño de elementos a compresión axial se debe tener en cuenta que: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad (17)$$

Donde:

$$\phi_c = 0.90$$

P_n = Resistencia nominal a la compresión.

F_{cr} = Esfuerzo de pandeo a flexión.

A_g = Área de la sección transversal.

El esfuerzo de pandeo a flexión (F_{cr}) se determina mediante las siguientes condiciones: (Aghayere y Vigil, 2020).

Si:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad \left(\frac{F_y}{F_e}\right) \leq 2.25 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y \quad (18)$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad \left(\frac{F_y}{F_e}\right) > 2.25 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = 0.877 F_e \quad (19)$$

Donde:

$$K = 1.00$$

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

En un perfil doblemente simétrico el pandeo flexo torsional, se reemplaza la fórmula F_e por la siguiente: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (20)$$

Donde:

F_e = Esfuerzo de pandeo crítico elástico.

C_w = Constante de alabeo.

K_z = Factor de longitud efectiva para pandeo torsional.

L = Longitud de la columna.

E = Módulo de elasticidad del acero.

G = Módulo de corte.

J = Módulo de torsión.

I_x e I_y = Momento de inercia por eje.

Para un perfil de simetría simple, considerando a “y” como eje de simetría, se utilizará la ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (21)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)_y^2} \quad (22)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_0^2} \quad (23)$$

Donde:

F_{ey} = Pandeo flexo torsional en el eje de simetría.

F_{ez} = Pandeo torsional en el eje de rotación.

H = Relación de momentos de inercia.

A_g = Área bruta.

\bar{r}_0 = Radio polar de giro alrededor del centro de corte.

Los valores de H y \bar{r}_0 , se determinaran con las siguientes fórmulas:

(Aghayere y Vigil, 2020).

$$H = 1 - \left(\frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2} \right) \quad (24)$$

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (25)$$

Donde:

x_0 = Abscisa del centro de corte respecto al centroide ($x_0 = x - t/2$).

y_0 = Ordenada del centro de corte respecto al centroide ($y_0 = y - t/2$).

Para perfiles del tipo HSS, se determinaran mediante las siguientes condiciones: (Aghayere y Vigil, 2020).

Si:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q_s F_y}} \text{ o } \left(\frac{Q_s F_y}{F_e} \right) \leq 2.25 \rightarrow F_{cr} = Q_s \left[0.658 \frac{Q_s F_y}{F_e} \right] F_y \quad (26)$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q_s F_y}} \text{ o } \left(\frac{Q_s F_y}{F_e} \right) > 2.25 \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \quad (27)$$

Donde:

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

Q_s = Factor de reducción neto

El factor de reducción neto se obtiene en función de las siguientes relaciones: (Aghayere y Vigil, 2020).

Cuando:

$$\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow Q_s = 1.0 \quad (28)$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (29)$$

$$\frac{b}{t} \geq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow Q_s = \frac{0.69E}{F_y(b/t)^2} \quad (30)$$

2.2.2.3 Diseño de elementos a flexión

2.2.2.3.1 Secciones compactas

El momento nominal de la sección (M_n) y el momento plástico (M_p), se dan a continuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$M_n = F_y S_x \quad (31)$$

$$M_p = F_y Z \quad (32)$$

Donde:

F_{cr} = Esfuerzo de pandeo por flexión.

S_x = Módulo de sección.

F_y = Módulo de elasticidad del acero.

Z = Módulo plástico.

Una viga al flexionarse tienen tres distintos intervalos o zonas de pandeo (ver figura 12), que depende de sus condiciones de soporte lateral (McCormac y Csernak, 2016).

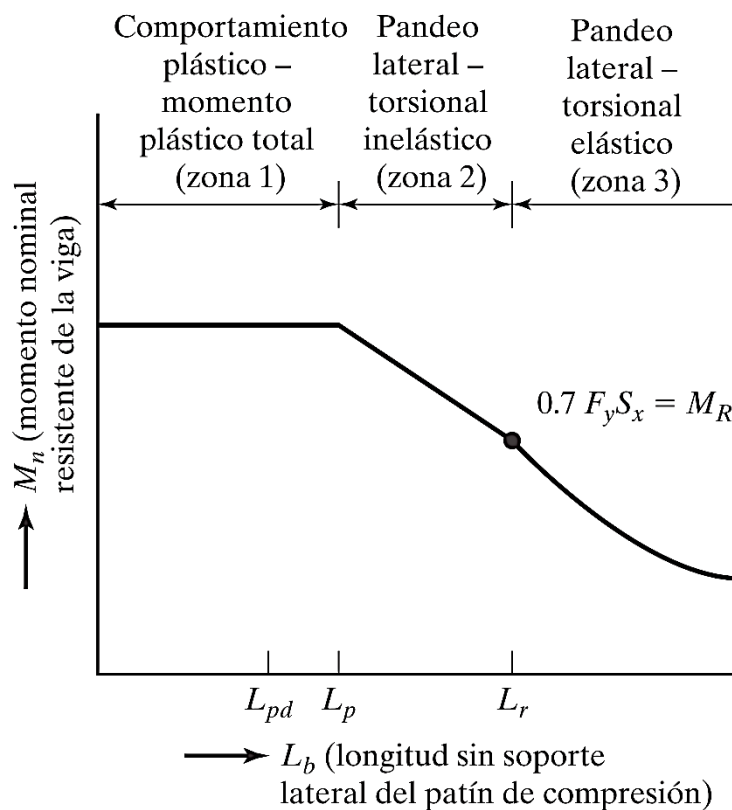


Figura 12. Momento nominal en función de la longitud sin soporte lateral del patín de compresión (Fuente: McCormac y Csernak, 2016).

a) Comportamiento plástico

Los elementos que se encuentren en la zona 1, se debe cumplir que:

(Aghayere y Vigil, 2020).

$$L_b \leq L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (33)$$

$$M_{ux} \leq \phi_b M_p \quad (34)$$

Donde:

$$\phi_b = 0.90$$

L_p = Límite de la longitud plástica.

r_y = Radio de giro en el eje y.

L_b = Longitud del elemento sin soporte lateral.

M_{ux} = Momento actuante mayorado con respecto al eje x.

b) Pandeo inelástico

Los elementos que se encuentren en la zona 2, se debe cumplir que:

(Aghayere y Vigil, 2020).

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = \phi_b C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_b} \right) \right] \leq \phi_b M_p \quad (35)$$

Donde:

$$\phi_b = 0.90$$

C_b = 1.14 para una viga simplemente apoyada.

L_r = Límite de longitud inelástico.

L_r se define como una combinación del área transversal, módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia y sus propiedades por torsión y alabeo; para lo cual se utilizará la siguiente ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$L_r = \left(\frac{r_y x_1}{F_{res}} \right) \left(\sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 F_{res}^2}} \right) \quad (36)$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (37)$$

$$x_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (38)$$

Donde:

r_y = Radio de giro respecto al eje y .

x_1 = Factor para determinación de zona del elemento.

x_2 = Factor para determinación de zona del elemento.

F_{res} = Esfuerzo residual del acero ($F_{res} = 0.75F_y$).

E = Módulo de elasticidad del acero.

G = Módulo de corte del acero.

J = Constante de torsión.

A = Área de la sección.

C_w = Constante de alabeo.

I_y = Momento de inercia con respecto al eje y .

c) Pandeo elástico

Los elementos que se encuentren en la zona 3, se debe cumplir que:
(Aghayere y Vigil, 2020).

$$L_b > L_r$$

$$M_n = F_{cr} S_x < M_p \quad (39)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (40)$$

Donde:

F_{cr} = Esfuerzo de pandeo flexo torsional.

L_b = Longitud sin soporte lateral.

r_{ts} = Radio de giro efectivo de la sección.

c = constante de doble simetría ($c = 1.0$ para perfiles tipo W).

h_o = distancia entre los centroides del ala.

2.2.2.3.2 Secciones no compactas

El valor de M_n para una sección con patines no compactos está dado por la siguiente ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (41)$$

Donde:

M_n = Momento flector nominal

M_p = Momento flector plástico

λ = relación ancho espesor

2.2.2.3.3 Secciones esbeltas

El valor de M_n para una sección esbelta está dado por la siguiente ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\lambda^2} \quad (42)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero.

k_c = coeficiente, para efectos de cálculo: $0.35 < k_c < 0.76$

S_x = Módulo de sección.

2.2.2.4 Diseño por esfuerzo cortante

La resistencia nominal al cortante de un alma está dado por la siguiente ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (43)$$

Para:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = 1.0 \quad (44)$$

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w} \quad (45)$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (46)$$

Donde:

V_n = Esfuerzo cortante nominal.

A = Área del alma.

C_v = Coeficiente de cortante del alma.

h = distancia libre entre las puntas del filete del alma.

d = peralte de la sección transversal.

k_{des} = espesor del ala más el filete del alma.

t_w = espesor del alma.

k_v = Coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma.

Para la condición del esfuerzo cortante último: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$V_u < \phi_c V_n$$

Donde:

$$\phi_c = 1.0$$

2.2.2.5 Diseño por deflexiones

La deflexión en el centro de una viga simple con carga uniformemente repartida está dado por la siguiente ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (47)$$

Donde:

Δ = Deflexión máxima.

w = Carga distribuida de servicio.

L = Longitud del elemento.

E = Módulo de elasticidad del acero.

I = Momento de inercia en el eje longitudinal.

La tabla 15 presenta deflexiones máximas permisibles para varios tipos de miembros y condiciones de carga.

Tabla 15.

Límites de deflexión (Fuente: McCormac y Csernak, 2016).

Miembros	Condiciones de carga		
	L	D + L	S o W
Para miembros de piso	L/360	L/240	-
Para miembros de techo que soportan plafón de yeso*.	L/360	L/240	L/360
Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso*.	L/240	L/180	L/240
Para miembros de techo que no soportan plafones*.	L/180	L/120	L/180

*Todos los miembros de techo deberán investigarse en cuanto al encharcamiento.

2.2.2.6 Diseño de vigas por flexión asimétrica

Con las fuerzas y momentos respectivos, se procederá de corroborar la siguiente ecuación que combina la flexión y cargas axiales: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (48)$$

Donde:

P_r = Resistencia axial requerida para el método LRFD.

P_c = Resistencia axial disponible para el método LRFD.

M_{rx} y M_{ry} = Resistencias a la flexión de diseño requeridas.

M_{cx} y M_{cy} = Resistencias a la flexión de diseño disponibles.

2.2.2.7 Diseño de conexiones

En una estructura de acero las conexiones principales son entre: viga-columna, viga-viga, columna-arriostres, columna-placa base; y todas ellas están sujetas a esfuerzos de corte, tensión e incluso a momentos (McCormac y Csernak, 2016). Para el presente informe se muestra el diseño de placa base y su respectivo pedestal.

2.2.2.7.1 Diseño de placa base para columnas cargadas concéntricamente

La placa base debe ser capaz de soportar y distribuir adecuadamente la sobrecarga de las columnas en las zapatas, tal como se muestra en la figura 13 (McCormac y Csernak, 2016).

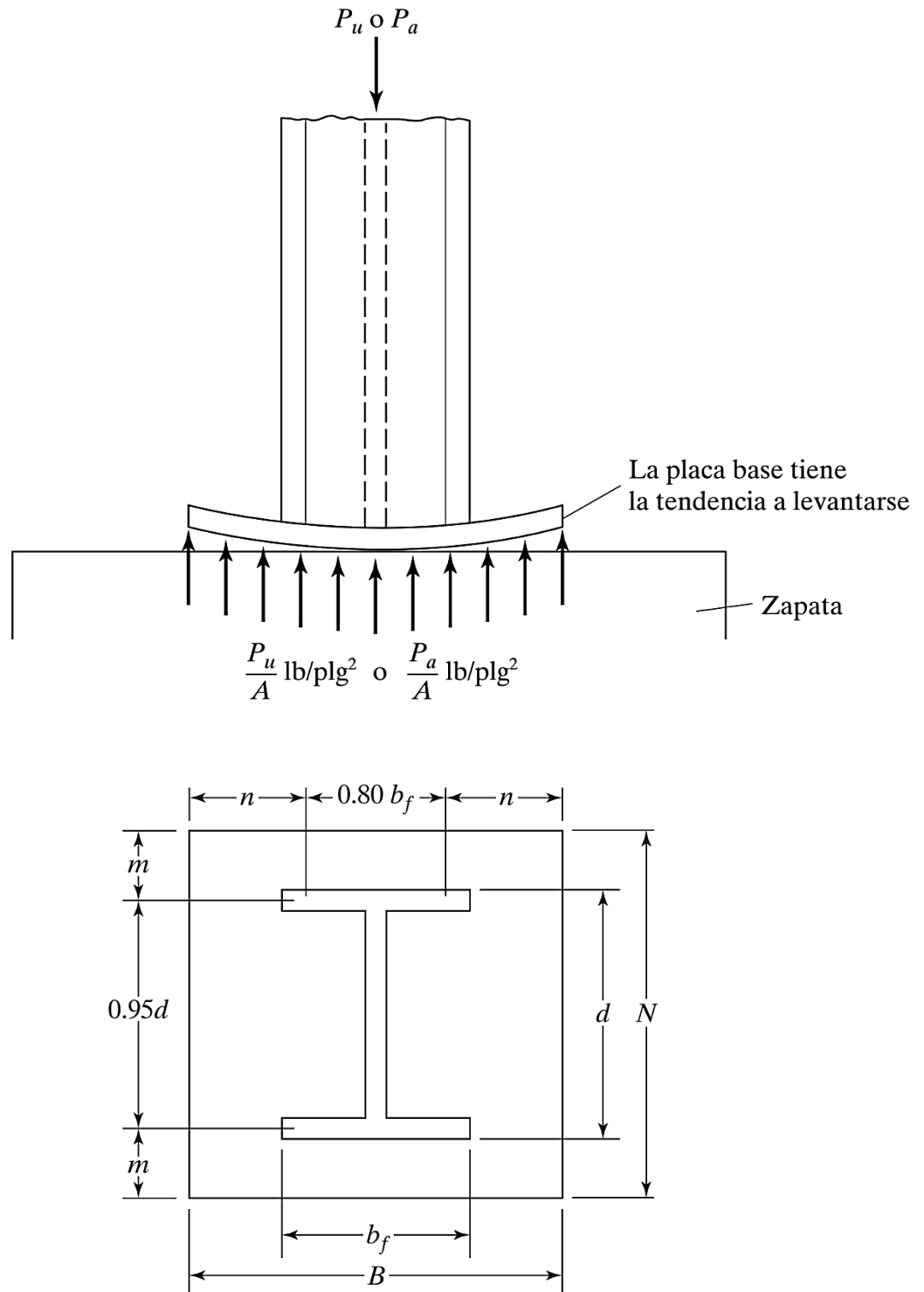


Figura 13. Placa base (Fuente: McCormac y Csernak, 2016).

Donde:

N = Longitud en el eje longitudinal.

B = Longitud en el eje transversal.

b_f = Longitud total del ala (patín).

d = peralte de la sección.

$m = (N - 0.95d)/2$

$n = (B - 0.80b_f)/2$

La resistencia de diseño de contacto del concreto debajo de la placa base se debe considerar lo siguiente: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$P_p = \phi_c (0.85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 1.7f'_c A_1 \quad (49)$$

Donde:

$\phi_c = 0.65$

P_p = Resistencia nominal de contacto del concreto.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a 28 días.

A_1 = Área de la placa base.

A_2 = Área máxima de la porción de concreto soportante.

Si estos momentos resistentes se igualan a los momentos de flexión máximos, el espesor t está dado por la siguiente ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$\frac{\phi_b F_y b t^2}{4} = \frac{P_u l^2}{2BN} \quad t_{req} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \quad (50)$$

Donde:

$b = 1$ in.

$\phi_b = 0.90$

l = longitud máxima determinada de la ecuación anterior.

t_{req} = espesor de la placa base.

P_u = Carga axial aplicada en la columna.

F_y = Esfuerzo a la fluencia.

Para una placa base de una columna que presente una carga axial y un momento, tal como se muestra en la figura 14, el momento resistente para una franja de 1 in de ancho de la placa está dado por la siguiente ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$M_u \leq \phi_b M_n = \frac{\phi_b F_y I}{c} = \frac{\phi_b F_y (1/12)(1)t^3}{t/2} \quad t \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi_b F_y}} \quad (51)$$

Donde:

$\phi_b = 0.90$

M_u = Momento a la derecha del centro del ala.

M_n = Momento resistente de la placa base.

c = longitud de compresión ($c = t/2$)

t = espesor de la placa base.

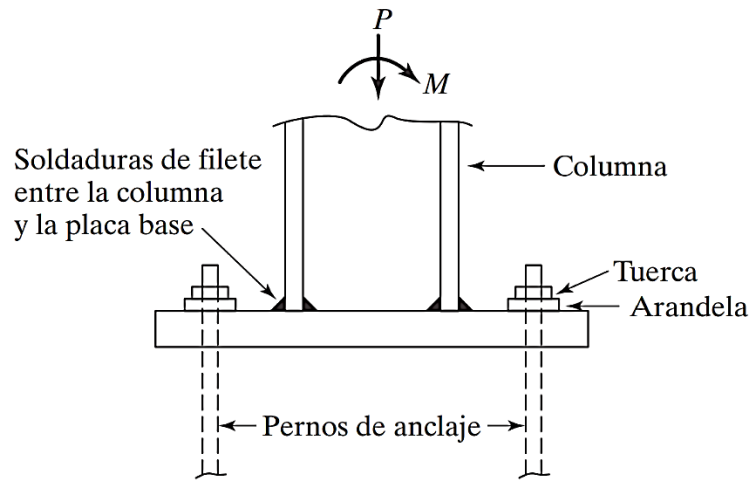


Figura 14. Placas de base resistente a momento de columna
(Fuente: McCormac y Csernak, 2016).

Para el momento M_u está dado por la siguiente ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$M_u = \frac{\left[\frac{r_2 L_{r2}^2}{2} + \frac{(r_1 + r_2) L_{r2}^2}{3} \right]}{100} \quad (52)$$

$$r_1 = \frac{2R_u}{A_p} B \quad (53)$$

$$r_2 = \frac{(L_{r1} - L_{r2})}{L_{r1}} r_1 \quad (54)$$

$$L_{r1} = 3 \left(\frac{N - d + t_f}{2} \right) \quad (55)$$

$$L_{r2} = \left(\frac{N - d + t_f}{2} \right) \quad (56)$$

Donde:

r_1 = Reacción mayor sobre la placa base.

r_2 = Reacción en el ala del perfil.

L_{r1} = Longitud del triángulo de reacciones sobre la placa base.

L_{r2} = Longitud libre derecho a partir del ala del perfil.

t_f = espesor del ala del perfil.

A_p = Área de presión sobre la placa base en compresión.

R_u = Reacción última sobre la placa base

La reacción última R_u en la placa base se determina por medio de las siguientes ecuaciones: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$R_u = P_u + T_u \quad (57)$$

$$T_u = P_u \left[\frac{e - \left(\frac{d - t_f}{2} \right)}{L + d - \frac{t_f}{2}} \right] \quad (58)$$

Donde:

P_u = Carga axial máxima combinada.

M_y = Momento flexionante respecto al eje más crítico.

F_z = Carga Vertical actuante sobre la placa base.

$e = M_y/F_z$ = Excentricidad.

L = Distancia del eje del perno al borde del ala.

El área de perno de anclaje requerido (A_{req}), se determina por medio de la siguiente ecuación: (Aghayere y Vigil, 2020).

$$A_{req} = T_u \phi_t 0.75 F_u \quad (59)$$

Donde:

$$\phi_t = 0.75$$

$$F_u = P_u$$

2.2.2.7.2 Pedestal

El pedestal es un elemento en concreto armado el cual y deberá cumplir con los criterios de diseños por capacidad de carga axial, flexión y cortante (McCormac y Brown, 2018).

a) Diseño por capacidad de carga axial

La carga axial P_n del pedestal, se determina por medio de la siguiente ecuación: (McCormac y Brown, 2018).

$$P_n = 0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (60)$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde:

$$\phi = 0.65$$

P_n = Resistencia a la compresión de la columna.

f_c' = Resistencia a la compresión del concreto.

A_g = Área total del pedestal.

A_{st} = Área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal.

f_y = Fluencia del acero.

P_u = Carga axial última.

b) Diseño por flexión

Para un diseño a flexión se debe cumplir lo siguiente: (McCormac y Brown, 2018).

$$\alpha F_c > P_u$$

Donde:

$$F_c = f_c' ab$$

$$\alpha = 0.1$$

La resistencia nominal por flexión, se determina por medio de las siguientes ecuaciones: (McCormac y Brown, 2018).

$$T = A_s f_y$$

$$C = 0.85 f_c' ab$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (61)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \quad (62)$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

$(d - a/2)$ = Distancia al centro de gravedad.

$$\phi = 0.75$$

M_n = Momento nominal resistente.

A_s = Área de acero en zona de tensión.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

d = Longitud efectiva.

a = Longitud esforzada a compresión.

b = Ancho del pedestal perpendicular al eje analizado.

B = Longitud del pedestal en dirección al eje analizado.

M_u = Momento último en el pedestal.

c) Diseño por cortante

El diseño por cortante está de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

(McCormac y Brown, 2018).

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d \quad (63)$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

V_c = Resistencia de la columna al corte.

N_u = Carga axial.

A_g = Área bruta del pedestal.

λ = Factor de modificación para el concreto normal.

b_w = Longitud del pedestal en dirección al eje analizado.

d = Longitud del pedestal perpendicular al eje analizado.

V_u = Cortante último en el pedestal.

2.2 Programa Sap2000

Sap2000 es un programa para análisis lineal y no lineal, estático y dinámico de estructuras de propósito general; que utiliza el método de elementos finitos como procedimiento de solución.

En el presente informe usaremos el análisis estático lineal para el análisis estructural de la nave industrial, esto implica la solución de un sistema de ecuaciones lineales que serán obtenidas y resueltas por el Sap2000.

Los diagramas de fuerza cortante y momento muestran fuerzas cortantes internas, momentos y desplazamientos en todas las ubicaciones a lo largo de la longitud de cada elemento para cualquier caso o combinación de carga (CSI Spain, 2021).

Las fuerzas y momentos resultantes a través de cualquier corte en la estructura se pueden definir usando cortes de sección para cualquier caso o combinación de carga (CSI Spain, 2021).

SAP2000 genera automáticamente informes para la presentación de imágenes y datos mediante plantillas integradas y personalizables.

CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DE LA EXPERIENCIA

De acuerdo a lo expuesto en los capítulos anteriores, es necesario precisar que La Corporación Minera Toma la Mano Sociedad Anónima como titular de la unidad minera Toma la Mano, tiene la meta de elevar el volumen de explotación a 6000 TM/mes lo cual implicaría aumentar la producción de concentrado de plata, plomo y zinc, dentro del marco de responsabilidad social y calidad operativa; sin embargo, el área destinada al acopio de dicho material, no satisface los estándares de calidad de almacenamiento exigidos en las normas vigentes.

En este contexto, de continuar utilizando la misma área de almacenamiento, el carguío a la tolva de la unidad de transporte se llevaría a cabo fuera del almacén, lo que llevaría a incumplir con los niveles de humedad exigidos en el mercado para su comercialización, perjudicando los ingresos de la unidad minera.

Por ello, es una necesidad prioritaria el contar con un área de almacenamiento cuyo diseño sea óptimo y posibilite el acopio del concentrado referido, respetando los estándares de un correcto almacenamiento, y a la vez los requerimientos del mercado.

Por consiguiente, en el presente apartado, se expondrá el diseño eficiente de los diferentes elementos estructurales de una nave industrial, para la mejora de los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz, aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC). Para facilitar la visualización del proceso de diseño, en la figura 15 se presenta el respectivo diagrama de flujo.

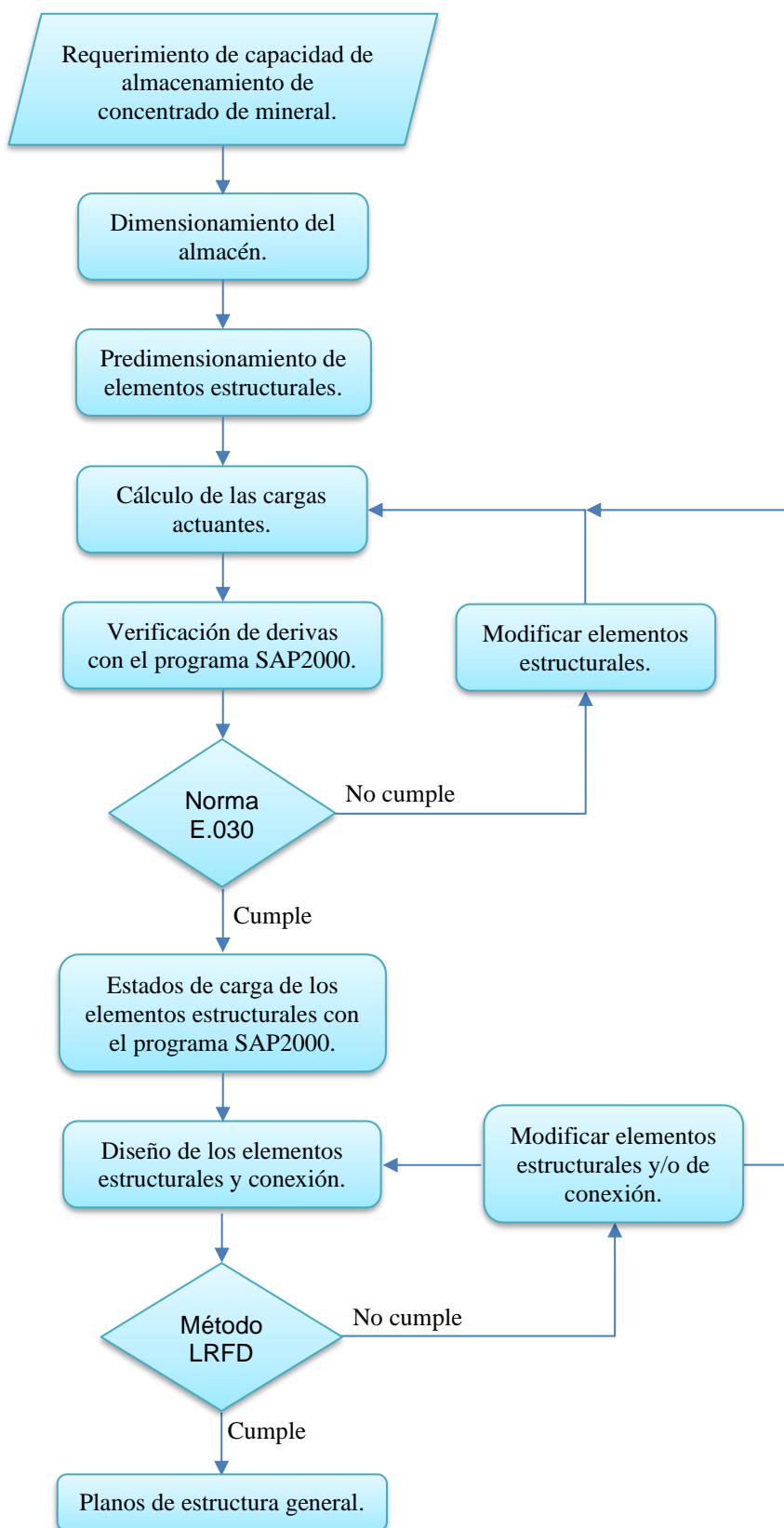


Figura 15. Diagrama de flujo del proceso de diseño
(Fuente: Elaboración propia).

3.1 Dimensionamiento de la Nave Industrial.

El área de almacenamiento para el acopio del concentrado de plomo y zinc, de acuerdo al requerimiento de la unidad minera Toma la Mano será para una producción promedio de un mes. En la tabla 16 se muestra los valores de gravedad específica, ángulo de reposo y la producción promedio mensual de concentrado plomo y zinc.

Tabla 16.

Rango de densidad, Ángulo de reposo y Producción promedio anual estimada de concentrado (Fuente: Elaboración propia).

Concentrado de mineral	Rango de densidad (t/m ³)	Ángulo de reposo (°)	Producción promedio mensual estimada (Tonelada húmeda)
Plomo	5.5 – 6.0	35	333.4
Zinc	3.5 – 4.0	38	350.0

Se considerará una pila cónica para el almacenaje de concentrado de una altura de 2.5 metros, cuyo volumen está dado por la suma de los volúmenes de dos semiconos en sus extremos y un prisma triangular, y ubicándose a lo largo del almacén que permitirá una mejor distribución y manipuleo del mineral tanto para la etapa de almacenaje como la etapa de carguío a la tolva de la unidad de transporte (ver figura 16).

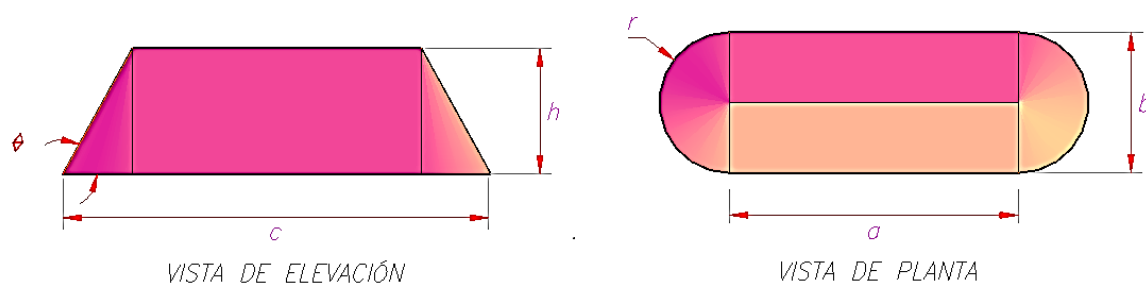


Figura 16. Pila cónica de concentrado (Fuente: Elaboración propia).

El volumen total de la pila está dado por:

$$V_t = V_p + 2V_s$$

$$V_p = rah$$

$$V_s = \frac{1}{6}\pi r^2 h$$

Reemplazando:

$$V_t = rah + \frac{1}{3}\pi r^2 h$$

Donde:

V_t = Volumen total.

V_p = Volumen del prisma triangular.

V_s = Volumen del semicono.

h = Altura de la pila ($h = 3.5 \text{ m}$).

θ = Ángulo de reposo.

r = Radio del semicono ($r = h \text{ Cot}\theta$).

a = Largo del prisma $\left(a = \frac{V_t - \frac{\pi h^3}{3} \text{Cot}\theta^2}{h^2 \text{Cot}\theta} \right)$.

b = Ancho de prisma ($b = 2r$).

c = Largo de pila ($c = a + b$).

En la tabla 17 se muestran los valores obtenidos de las dimensiones de la pila cónica para el concentrado plomo y zinc.

Tabla 17.

Dimensiones de la Pila Cónica para el concentrado de plomo y zinc (Fuente: Elaboración propia).

Dimensiones de la Pila Cónica	Plomo	Zinc
c = Largo de pila (m).	9.6	14.6
b = Ancho de prisma (m).	7.1	6.0
h = Altura de la pila (m).	2.5	2.5

El mayor ancho de apilamiento calculado es de 7.1 m, se adicionara 10 m más, 5 m a cada lado, para que el cargador frontal realice adecuadamente sus operaciones, resultando un ancho de 17.1 m. Entonces se tomara 17 m como ancho de la nave industrial.

La suma de largo de ambas pilas calculadas es de 24.2 m, se adicionara 10 m más (5 m entre cerramiento y pila, 5 m entre pilas, 10 m para la zona de acumulación de concentrados), con el fin de que el cargador frontal realice adecuadamente sus operaciones, resultando una longitud de 44.2 m. Entonces se tomara 45 m como largo de la nave industrial.

La altura de ambas pilas es de 3.5 m, se adicionara 3.5 m más (2 m de peralte de tijeral y 1.5 m la parte superior de la pila y la brida inferior del tijeral), resultando una longitud de 7.0 m. Entonces se tomara 7.0 m como altura de la nave industrial.

En las figuras 17 y 18 se muestran la vista de planta y elevación respectivamente de la nave industrial.

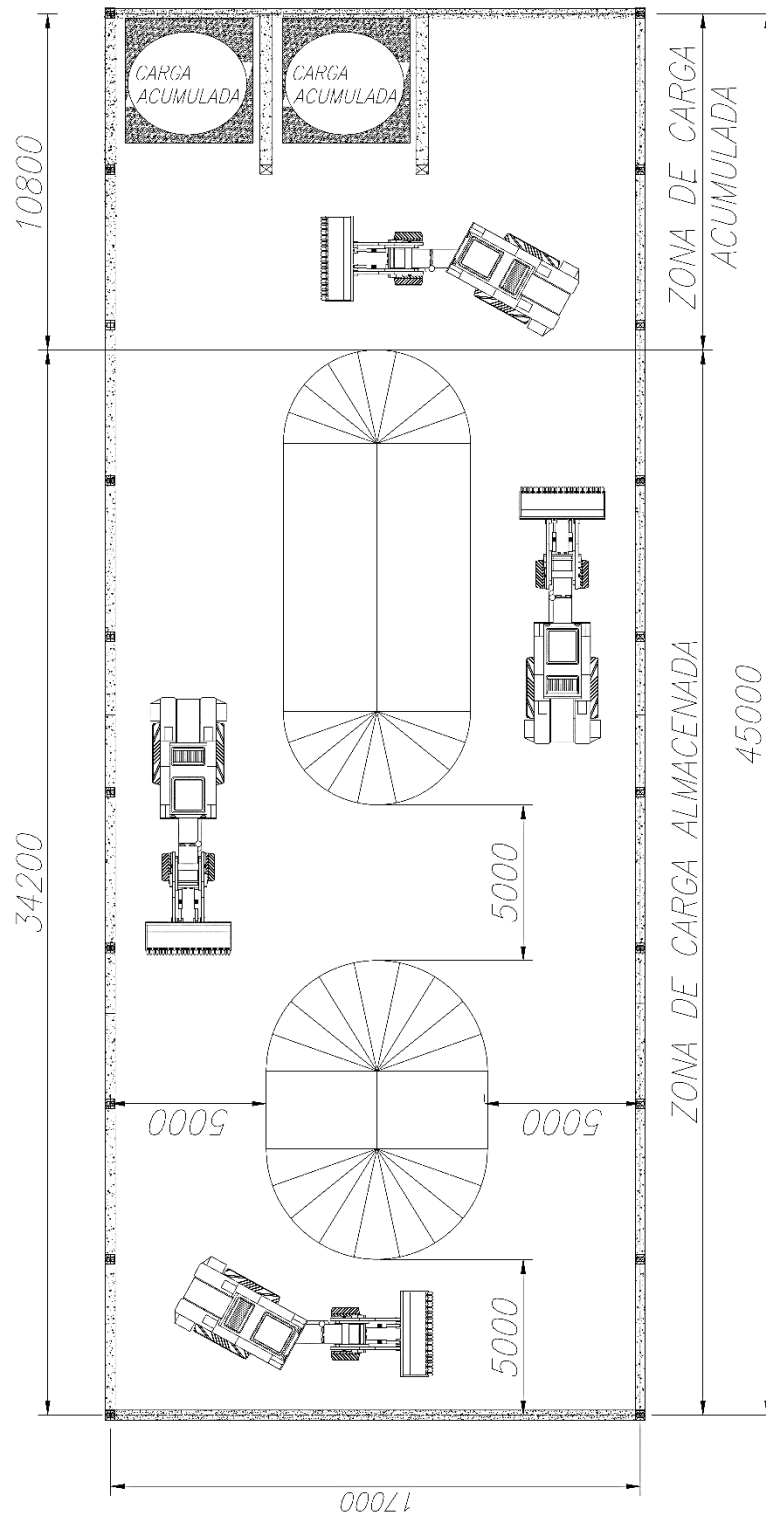


Figura 17. Vista de planta de la nave industrial (Fuente: Elaboración propia).

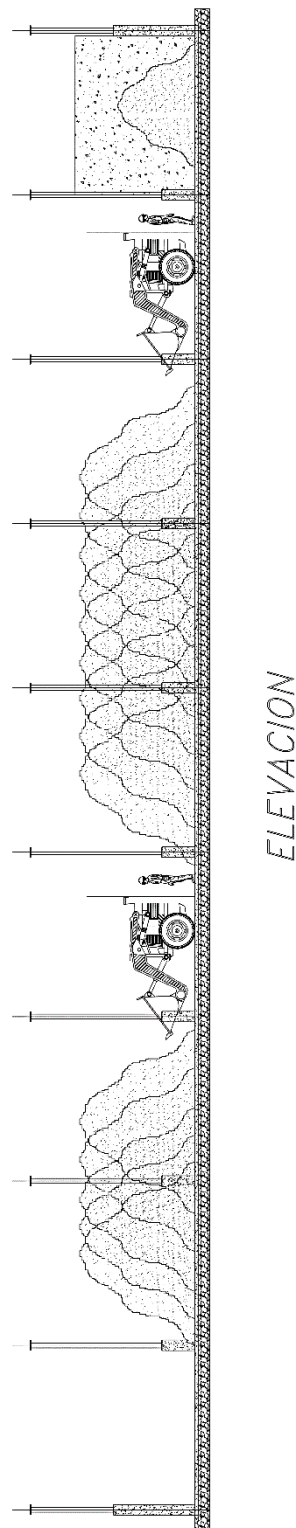


Figura 18. Vista de elevación de la nave industrial (Fuente: Elaboración propia).

3.2 Predimensionamiento de elementos estructurales.

3.2.1 Predimensionamiento de tijeral.

Los tijerales a usar son de tipo Pratt, y el peralte lo obtenemos mediante la siguiente ecuación:

$$p \text{ (peralte)} = \frac{L \text{ (luz libre)}}{10}$$

Reemplazando:

$$p = 17 / 10 = 1.7 \text{ m}$$

Se usará $p = 2.0 \text{ m}$.

3.2.2 Predimensionamiento de vigas.

El peralte de las vigas lo obtenemos mediante la siguiente inecuación:

$$L / 23 \leq p \leq L / 23$$

Donde:

L = Separación longitudinal de columnas ($L = 5 \text{ m}$).

Reemplazando: $p = 5 / 23 = 0.21 \text{ m}$.

Siendo el elemento a utilizar un perfil tipo W8x10, la cual cuenta con un peralte aproximado de 0.20 m.

3.2.3 Predimensionamiento de columnas.

Para el predimensionamiento las columnas deberán contar con un adecuado sistema de arriostramiento, por lo cual se usara la siguiente ecuación: (Giraldo, 2002).

$$A = kP$$

Siendo:

P = Carga de la columna (toneladas).

k = Factor (ver tabla 18).

A = El área de la columna (cm²).

Para el valor del factor k se tendrá en cuenta la siguiente tabla:

Tabla 18.

Valores del Factor k (Fuente: Giraldo, 2002).

Posición	Valor de k
Central	8
Lateral	15
Esquina	21

Para los casos lateral y esquina a usar:

$$A_{lat} = 15 \times 4.0 = 60.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{esq} = 21 \times 2.0 = 42.0 \text{ cm}^2$$

Usando el valor promedio de ambas secciones, se utilizará un perfil tipo W10x26; el cual cuenta con una sección aproximada de 49.1 cm².

3.2.4 Predimensionamiento de correas.

El peralte de las correas lo obtenemos mediante la siguiente ecuación:

$$p \text{ (peralte)} = \frac{L \text{ (luz libre)}}{45}$$

Reemplazando:

$$p = 500 / 45 = 11.1 \text{ cm}$$

Siendo el elemento a utilizar un perfil tipo canal C4x7.25, la cual cuenta con un peralte de 10.2 cm.

3.2.5 Predimensionamiento de arriostres.

El perfil de las diagonales lo obtenemos mediante la siguiente ecuación:

$$r_{min} = \frac{KL}{4} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Donde:

r_{min} = radio de giro mínimo.

K = Factor de longitud efectiva (K = 0.5).

F_y = Fluencia del acero ASTM A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$).

E = Módulo de elasticidad del acero ASTM A36 ($E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$).

L = Longitud del arriostre (L = 670.8 cm).

$$\text{Reemplazando: } r_{min} = \frac{(0.5)(640.3)}{4} \sqrt{\frac{2530}{2100000}} = 2.78 \text{ cm}$$

Siendo el elemento a utilizar un perfil L 3x3x5/16, la cual cuenta con un radio de giro de 2.33 cm.

3.3 Cálculo de las cargas actuantes.

El cálculo de cargas actuantes sobre la nave industrial se realizará de acuerdo a lo especificado por la norma técnica E.020 Cargas (2006), y los datos generales obtenidos:

$L = 45.0$ m, longitud total de la nave.

$l = 17.0$ m, luz o ancho de la nave.

$C = 5.0$ m, claro.

$H = 4.0$ m, altura columna metálica.

$h = 2.0$ m, peralte de tijeral.

3.3.1 Carga muerta (D).

Los elementos estructurales que conforman la nave industrial se muestran a continuación:

Carga por cobertura:

$$D_{\text{cob}} = 7.17 \text{ kg/m}^2 \text{ TR-4 (Ver anexos 1 y 2).}$$

Carga por correas de techo:

$$D_{\text{corr}} = 10.80 \text{ kg/m C4x7.25.}$$

Carga por vigas:

$$D_{\text{vig}} = 14.88 \text{ kg/m W8x10.}$$

Carga por columnas:

$$D_{col} = 38.69 \text{ kg/m W10x26.}$$

Carga por arriostres para cubierta:

$$D_{tenc} = 1.55 \text{ kg/m barra } 5/8" \varnothing.$$

Carga por arriostres:

$$D_{arr} = 7.10 \text{ kg/m L } 3 \times 3 \times 5/16.$$

3.3.2 Carga viva

La carga viva por ocupación en techo (L_r), considerando a 5 personas para el montaje de la nave industrial. Los cálculos se muestran a continuación:

$$P_{per} = 100 \text{ kg} \quad \text{Peso x persona.}$$

$$N_p = 5 \quad \text{\# personas.}$$

$$long_v = 8.73 \text{ m} \quad \text{Longitud de viga tijeral.}$$

$$C = 5 \text{ m} \quad \text{Claro.}$$

$$L_r = 11.45 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Carga viva sobre techo.}$$

3.3.3 Carga de nieve

Carga de nieve sobre los techos Q_t aguas y con una inclinaciones menores o iguales a 15° . Los cálculos se muestran a continuación:

$$Q_s = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\Theta = 10^\circ \quad \text{Inclinación de techo.}$$

$$Q_t = Q_s = 40 \text{ kg/m}^2$$

Las superficies exteriores de la nave industrial y la dirección del viento se esquematizan en la figura 19. Para calcular la carga de viento (P_h) en cada superficie se usara la fórmula 5, para una $V_h = 85$ Km/h y los valores de C son obtenidos según la tabla 8; los cálculos se muestran en la tabla 19.

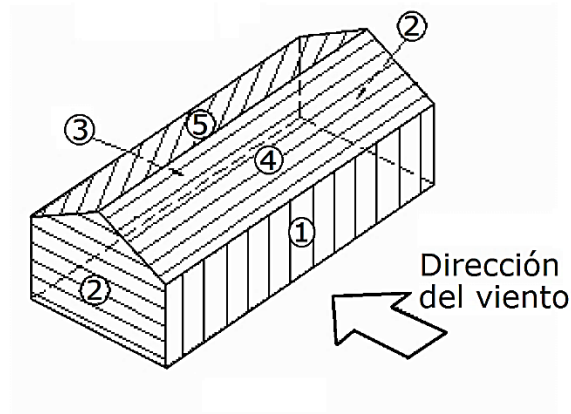


Figura 19. Viento transversal a la nave industrial (Fuente: Zapata, 1997).

Tabla 19.

Carga de viento en cada superficie exterior (Fuente: Elaboración propia).

Posición	V_h (Km/h)	C	P_h (Kg/m ²)
1	85	0.8	28.90
2	85	-0.6	-21.68
3	85	-0.6	-21.68
4	85	-0.15	-5.42
5	85	-0.6	-21.68

La definición de carga sísmica se encuentra en el capítulo 2.2.2 Cargas de diseño.

Para hallar las cargas por sismo es necesario hallar la fuerza cortante a través de la definición de los siguientes parámetros:

$Z = 0.35$	Zonificación
$U = 1.00$	Factor de uso
$S = 1.00$	Factor de suelo
$T_P = 0.40$ s	Período que define la plataforma del factor C.
$T_L = 2.5$ s	Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.
$T = 0.2$ s	Periodo fundamental de la estructura.
$C = 2.5$	Coefficiente de amplificación sísmica.
$R = 6.0$	Factor de reducción por disipación (Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados - OMF).
$\mu = 0.146$	Coefficiente sísmico.
$P = 32337.7$ kg	Masa de la estructura.
$V = 4721.3$ kg	Cortante basal.

3.4 Modelado de la Nave Industrial con el programa Sap2000.

El procedimiento para desarrollar el modelo de la nave industrial mediante el programa Sap2000 comprende las siguientes partes:

- Dibujo de un pórtico transversal típico con el programa AutoCad mediante líneas y guardado en formato dxf.
- Importar el archivo dxf generado con el programa Sap2000.
- Definición de los materiales.
- Definición de las secciones transversales de los elementos estructurales.
- Asignar las secciones transversales de los elementos estructurales del pórtico transversal típico.
- Asignar la restricción de empotramiento del pórtico transversal típico.
- Definir el sistema de cuadrícula.
- Replicar el pórtico transversal típico de acuerdo al sistema de cuadrícula.
- Dibujar los elementos estructurales longitudinales y asignándoles su sección transversal.
- Liberación de los grados de libertad de los elementos estructurales cuyos extremos no tengan la restricción de empotramiento.
- Definición de los patrones de carga.
- Definición de las fuentes de masa.
- Definición de las combinaciones de carga
- Asignación de cargas a los elementos estructurales.
- Ejecutar el programa.

Para el modelado de la nave industrial con el programa Sap2000 se utilizaron los valores obtenidos en los apartados 3.1, 3.2 y 3.3. Sin embargo, para el caso de los valores obtenidos en la etapa de predimensionamiento de los elementos estructurales, estos son modificados si no cumplen la norma E.030 y el método LRFD, de acuerdo al diagrama de flujo del proceso de diseño (ver figura 15).

En la figura 20 se muestra el modelo 3D de la nave industrial en la cual se puede visualizar los elementos estructurales que la conforman.

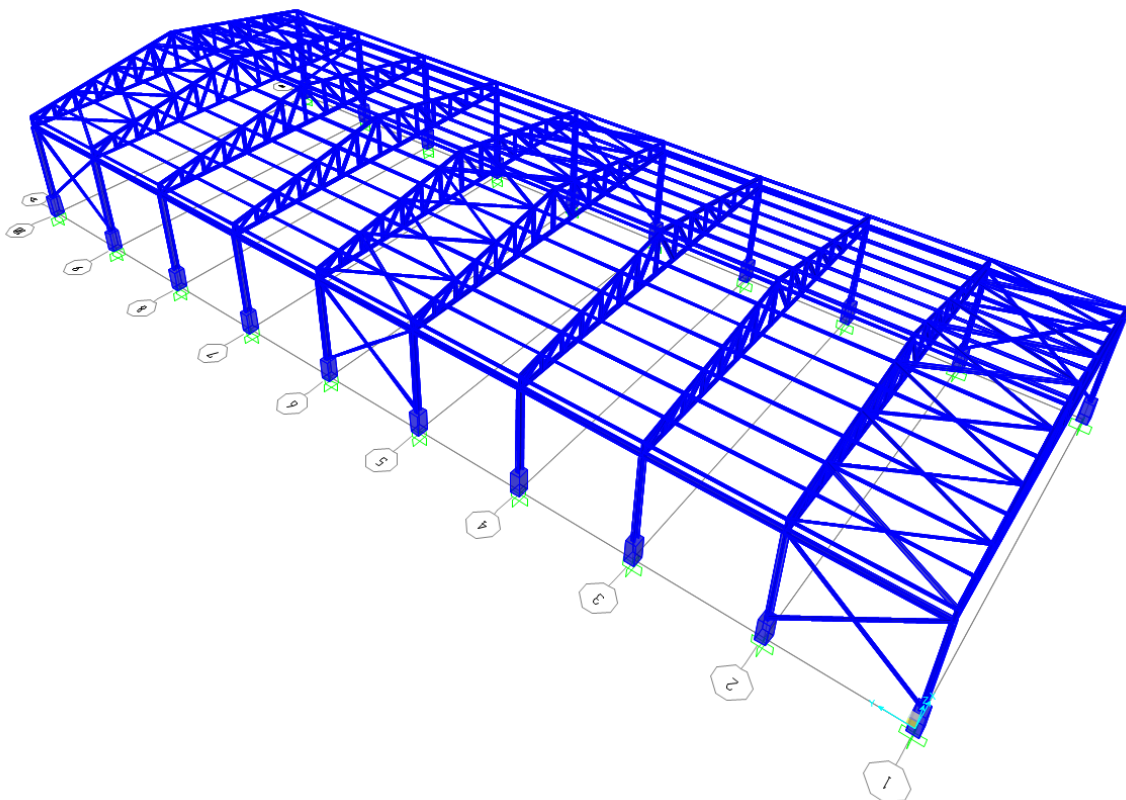


Figura 20. Modelo 3D de la Nave Industrial (Fuente: Elaboración Propia).

3.5 Verificación de derivas con el programa SAP2000.

En las figuras 21 y 22 se muestra el desplazamiento por sismo en el eje X e Y respectivamente, que se han obtenido mediante el programa SAP2000.

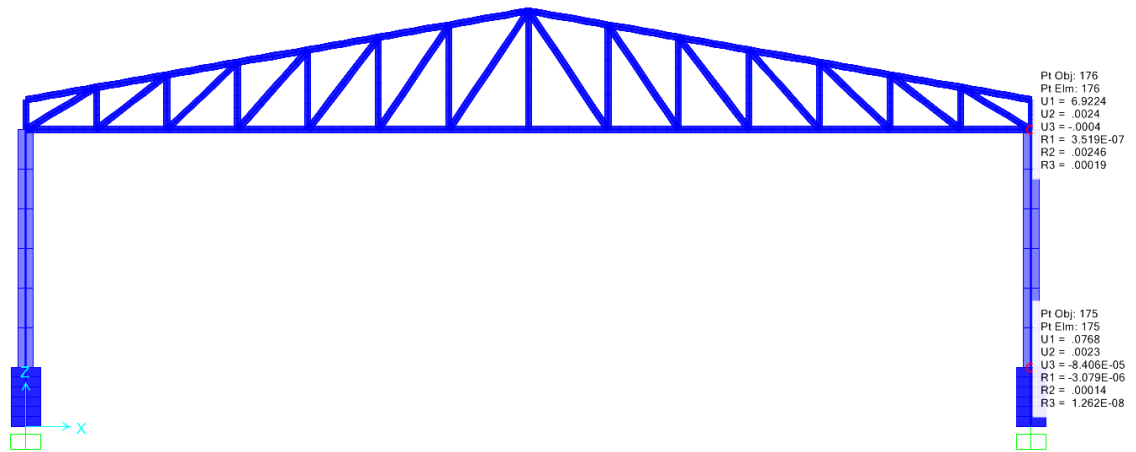


Figura 21. Desplazamiento por sismo en el eje X (Fuente: Elaboración Propia).

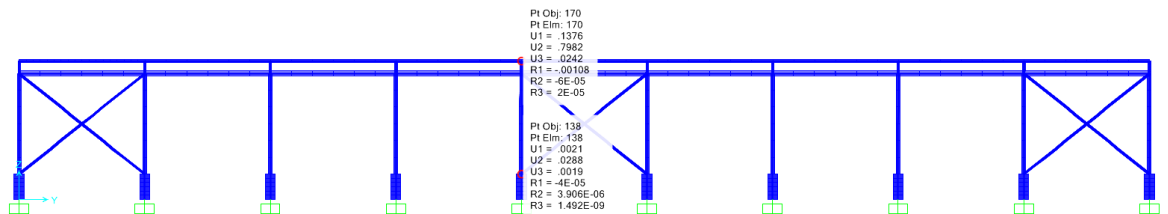


Figura 22. Desplazamiento por sismo en el eje Y (Fuente: Elaboración Propia).

Los límites de distorsión del entrepiso (derivas), cuyo material predominante es el acero, es de 0.010 según lo establece la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

En las tablas 20 y 21 se muestran la verificación del desplazamiento relativo por sismo en el eje X e Y respectivamente.

Tabla 20.

Desplazamiento relativo en el eje X (Fuente: Elaboración propia).

Δ_i (mm)	$(0.75)R$	$\Delta_i R$	$(\Delta_i - \Delta_{i-1})R$ (mm)	h (mm)	$\frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})R}{h}$	Verificación	
6.922	4.5	31.15	30.803	4000	0.008	< 0.010	Cumple
0.077	4.5	0.347	0.347	1000	0.0003	< 0.010	Cumple

Tabla 21.

Desplazamiento relativo en el eje Y (Fuente: Elaboración propia).

Δ_i (mm)	$(0.75)R$	$\Delta_i R$	$(\Delta_i - \Delta_{i-1})R$ (mm)	h (mm)	$\frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})R}{h}$	Verificación	
0.798	4.5	3.591	3.460	4500	0.0008	< 0.010	Cumple
0.029	4.5	0.131	0.131	1000	0.0001	< 0.010	Cumple

3.6 Estados de carga de los elementos estructurales con el programa SAP2000.

Los estados de carga de cada elemento estructural de la nave industrial (fuerzas y/o momentos), se obtendrán del modelado de la nave industrial con el programa Sap2000; y su valor depende de las combinaciones de carga según el método LRFD (ver apartado 2.2).

En la figura 23 se muestra la secuencia de obtener los estados de carga de cada elemento estructural con el programa Sap2000.

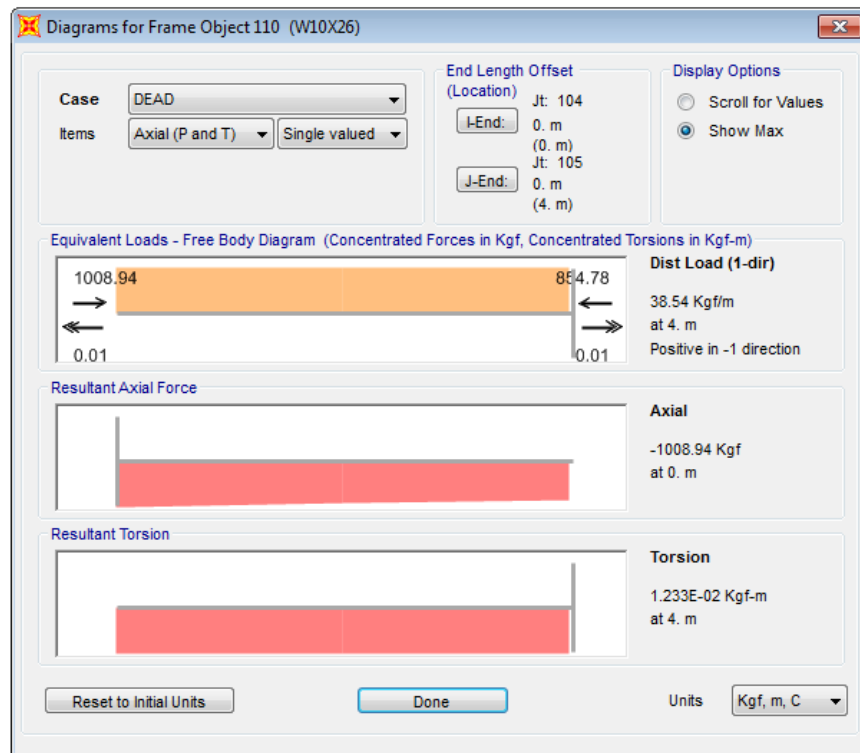
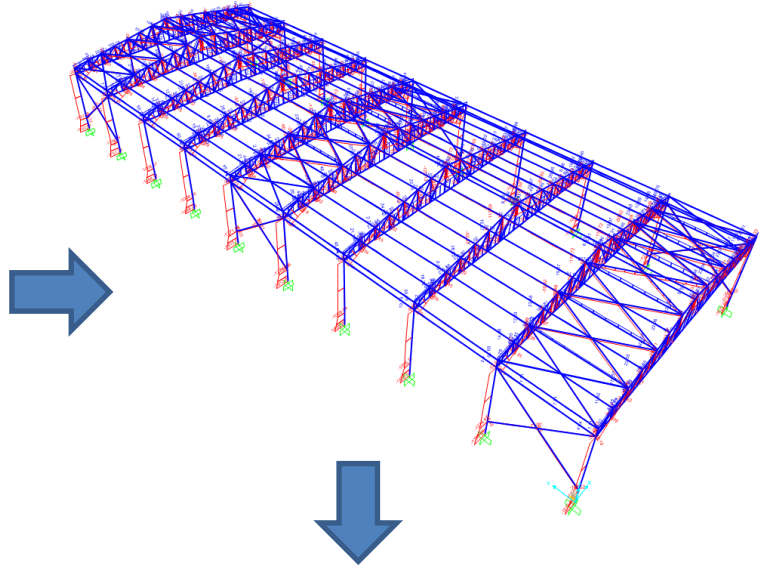
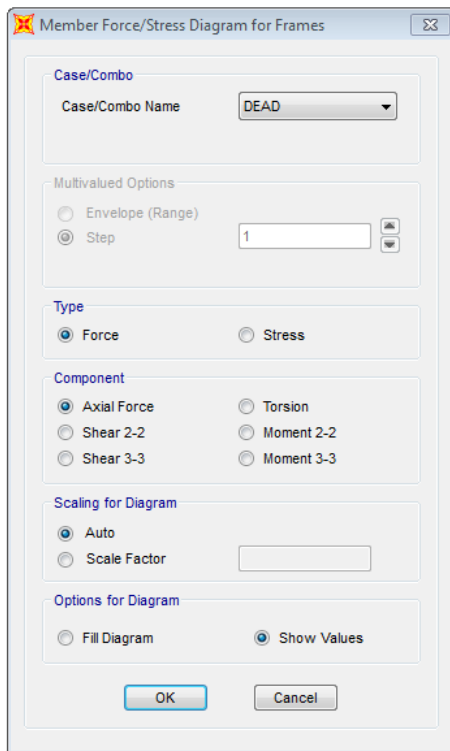


Figura 23. Secuencia para obtener estados de carga con el Sap2000

(Fuente: Elaboración Propia).

3.7 Diseño de los elementos estructurales.

Para el diseño de cada elemento estructural de la nave industrial se tomara los elementos que tengan un mayor estado de carga y se usaran las diferentes ecuaciones del método LRFD mostradas en el capítulo anterior.

3.7.1 Diseño de tijeral.

El diseño de los tijerales está de acuerdo al comportamiento de los elementos a tracción, compresión y al bloque cortante.

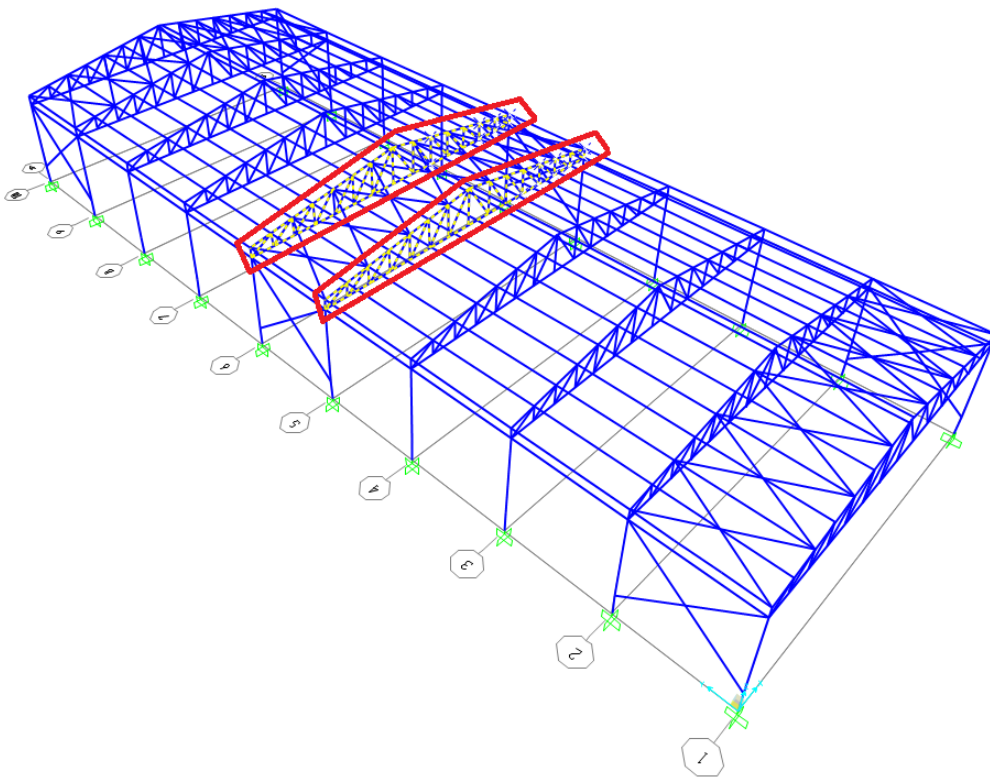


Figura 24. Posición de tijerales con mayor estado de carga (Fuente: Elaboración Propia).

Datos del perfil HSS 4x4x1/4:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ fluencia del acero ASTM A36.}$$

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ resistencia a la fractura del acero.}$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \text{ módulo de elasticidad del acero.}$$

$$A = 12.26 \text{ cm}^2 \text{ área de la sección.}$$

$$r = 3.98 \text{ cm radio de giro.}$$

$$C_w = 0 \text{ constante de alabeo.}$$

Cargas axiales actuantes sobre diagonal de longitud 2.4 m:

$$D = 491.5 \text{ kg carga muerta.}$$

$$L = 172 \text{ kg carga viva.}$$

$$S = 601 \text{ kg carga de nieve.}$$

$$W = 38.1 \text{ kg carga de viento.}$$

$$E_x = 81.5 \text{ kg carga de sismo en el eje x.}$$

$$E_y = 36.8 \text{ kg carga de sismo en el eje y.}$$

La combinación de carga que genera un mayor estado de carga es:

$$1.2D + Lr + 1.6S = 1723.6 \text{ kg}$$

Entonces la máxima carga axial es:

$$P_u = 1723.6 \text{ kg}$$

Diseño de miembros en Tracción

$$P_u = 1723.6 \text{ kg}$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0.9 \times 2530 \times 12.26 = 27916 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi_t P_n \quad \text{Cumple}$$

Diseño por resistencia a la fractura por tensión

$$P_u = 1106.80 \text{ kg}$$

$$A_n = 12.26 \text{ cm}^2 \quad (A_n = A_g).$$

$l = 12.0$ cm longitud de conexión.

$\bar{x} = 5$ cm excentricidad en la conexión.

$U = 0.583$ factor de retraso de cortante.

$$A_e = A_n U = 7.15 \text{ cm}^2 \text{ área efectiva.}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi P_n = \phi F_u A_e = 0.75 \times 4080 \times 7.15 = 21879 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi_t P_n \quad \text{Cumple}$$

Resistencia del bloque de corte

$$P_u = 1106.80 \text{ kg.}$$

$l = 12.00$ cm longitud de conexión.

$$A_{gv} = 7.68 \text{ cm}^2 \text{ área total sujeta a cortante.}$$

$$A_{nv} = 7.68 \text{ cm}^2 \text{ área neta sujeta a cortante.}$$

$$A_{nt} = 3.91 \text{ cm}^2 \text{ área neta sujeta a tensión.}$$

$U_{bs} = 1$ factor de reducción.

De la ecuación 12, calculamos R_n eligiendo el menor valor:

$$R_{n1} = 34753.4 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 27611.0 \text{ kg}$$

$$R_n = 27611.0 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 20708.3 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi R_n \quad \text{Cumple}$$

Verificación de esbeltez.

$L = 2.4 \text{ m}$ longitud de la sección tubular.

$$L/r = 240/3.98 = 60.3$$

$$L/r < 300 \quad \text{Cumple}$$

Diseño de miembros en compresión.

Diseño de pandeo por flexión.

- a) Relación ancho-espesor para elementos sometidos a compresión axial lo obtenemos de la tabla 14.

$$\lambda = b/t = 4/(0.25) = 16 \text{ relación ancho espesor.}$$

$$\lambda_r = 40.3$$

$$\lambda < \lambda_r \text{ elemento no esbelto}$$

- b) Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión.

$$F_e = 5700 \text{ kg/cm}^2 \text{ esfuerzo de Euler.}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ fluencia del acero ASTM A36.}$$

$$F_e / F_y = 0.44 < 2.25, \text{ de la ecuación 18 obtenemos } F_{cr}.$$

$$F_{cr} = 2101 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 2101 \times 12.26 = 23182 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi_c P_n \quad \text{Cumple}$$

El diseño de las vigas está de acuerdo al comportamiento de los elementos a flexión y control de deflexiones.

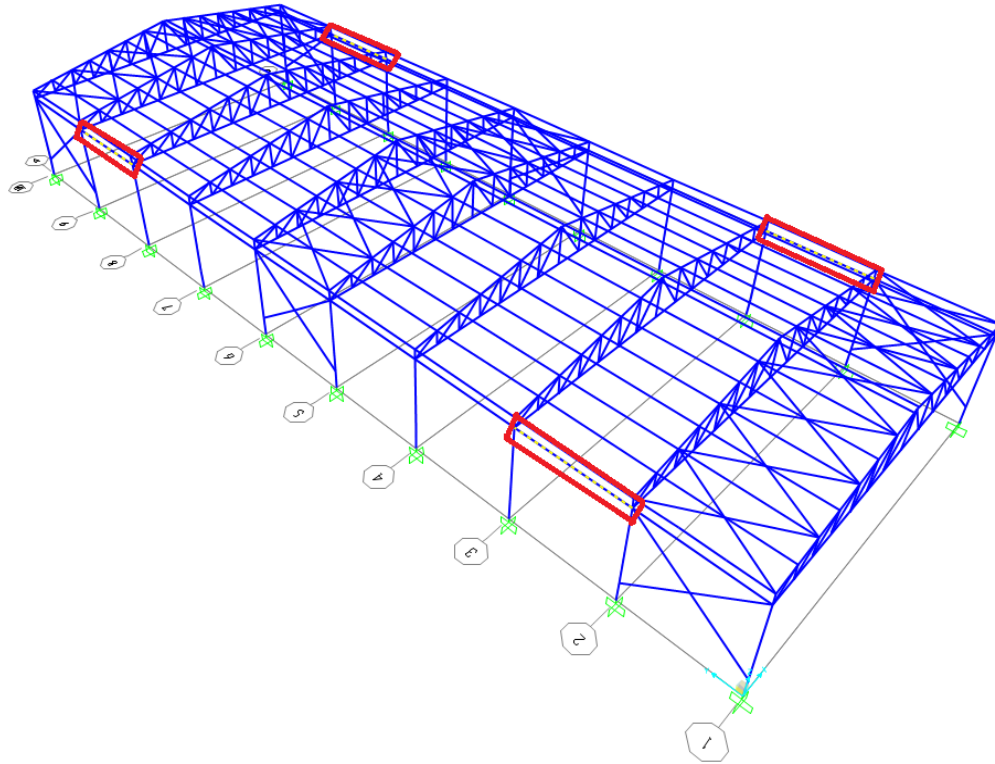


Figura 25. Posición de las vigas con mayor estado de carga (Fuente: Elaboración Propia).

Datos de la viga W8x10:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ fluencia del acero ASTM A36.

$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ resistencia en tracción del acero ASTM A36.

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ módulo de elasticidad del acero.

$G = 807692 \text{ kg/cm}^2$ módulo de corte.

$A = 19.10 \text{ cm}^2$ área de la sección.

$d = 20.04 \text{ cm}$ peralte de la sección.

$b_f = 10.01 \text{ cm}$ longitud total del ala.

$t_w = 0.43$ cm espesor del alma.

$t_f = 0.52$ cm espesor del ala.

$k_{des} = 1.28$ cm espesor del ala + filete del alma.

$r_x = 8.18$ cm radio de giro respecto a x.

$r_y = 2.14$ cm radio de giro respecto a y.

$r_{ts} = 2.57$ cm radio de giro efectivo.

$Z_x = 145.35$ cm³ módulo plástico en x.

$Z_y = 27.20$ cm³ módulo plástico en y.

$S_x = 127.98$ cm³ módulo de la sección.

$I_x = 1281.99$ cm⁴ momento de inercia en x.

$I_y = 86.99$ cm⁴ momento de inercia en y.

$C_w = 8297.76$ cm⁶ constante de alabeo.

$h_o = 19.30$ cm distancia entre centroides del ala.

$J = 1.77$ cm⁴ módulo de torsión.

$L = 5$ m longitud de viga.

$X_1 = 131440.3$ kg/cm² factor para determinación de zona de columna.

$X_2 = 3.06 \cdot 10^{-6}$ kg⁻² factor para determinación de zona de columna.

$F_{res} = 1897.5$ kg/cm² esfuerzo residual del acero ($F_{res} = 0.75F_y$).

Carga distribuida actuante sobre la viga:

$D = 14.99$ kg/m carga muerta.

La combinación de carga que genera un mayor estado de carga en la viga es:

$$1.4D = 21.0 \text{ kg/m}$$

Cargas laterales actuantes sobre la viga:

$$W = 21.0 \text{ kg/m.}$$

Relación sección compacta, no compacta, esbelta:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{10.01}{2 \times 0.52} = 9.61, \text{ relación acho espesor.}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 10.95$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.0 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 28.81$$

Entonces:

$$\lambda_p > \lambda \text{ y } \lambda < \lambda_r, \text{ Sección compacta.}$$

A continuación se evalúa las longitudes L_b , L_p y L_r para determinar la zona de columna.

$$L_b = 500 \text{ cm longitud sin soporte lateral}$$

$$L_p = 108.5 \text{ cm límite de longitud plástica}$$

$$L_r = 313.3 \text{ cm límite de longitud elástica}$$

$$L_p < L_r < L_b, \quad \text{Zona III}$$

Comprobación para la Zona III:

$$W_{ux} = 21.0 \text{ kg/m}$$

$$M_{ux} = \frac{W_{ux}L^2}{8} = 65.6 \text{ kg m}$$

De la ecuación 40 calculamos el esfuerzo de pandeo flexo torsional (F_{cr}):

$$c = 1.0 \quad \text{Para perfiles tipo W.}$$

$$C_b = 1.14 \quad \text{Coeficiente de flexión.}$$

$$F_{cr} = 1068.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = F_{cr} S_x = 1068.4 \times 127.98 = 1367.3 \text{ kg m} \quad \text{Momento nominal}$$

$$M_{px} = F_y Z_x = 2530 \times 145.35 = 3677.4 \text{ kg m} \quad \text{Momento plástico.}$$

$$M_{nx} < M_{px} \quad \text{Cumple}$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_b M_{nx} = 1230.6 \text{ kg m}$$

$$M_{ux} < \phi_b M_{nx} \quad \text{Cumple}$$

Diseño por corte.

$$h = 17.45 \text{ cm} \quad \text{Altura del alma.}$$

$$h/t_w = 40.5 \quad \text{Relación altura – espesor.}$$

$$K_v = 5 \quad \text{Para almas sin atiesadores transversales y con } h/t_w < 260.$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = 8.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma.}$$

$$V_u = 52.5 \text{ kg} \quad \text{Fuerza cortante actuante.}$$

$$\phi_c = 1.00 \quad \text{Factor de corte.}$$

$$V_n = 13136.1 \text{ kg} \quad \text{Resistencia cortante nominal.}$$

$$V_u < V_n \quad \text{Cumple.}$$

Diseño por deflexión

$$W = 21.0 \text{ kg/m, Carga distribuida.}$$

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 21.0 \times 500^4}{384 \times 2100000 \times 1281.99} = 0.06 \text{ cm deflexión.}$$

$$\Delta_n = L/240 = 500/240 = 2.07 \text{ cm, límite de deflexión}$$

$$\Delta < \Delta_n \quad \text{Cumple.}$$

3.7.3 Diseño de columnas.

El diseño de las columnas está de acuerdo al comportamiento de los elementos a compresión, flexión, corte y control de deflexiones.

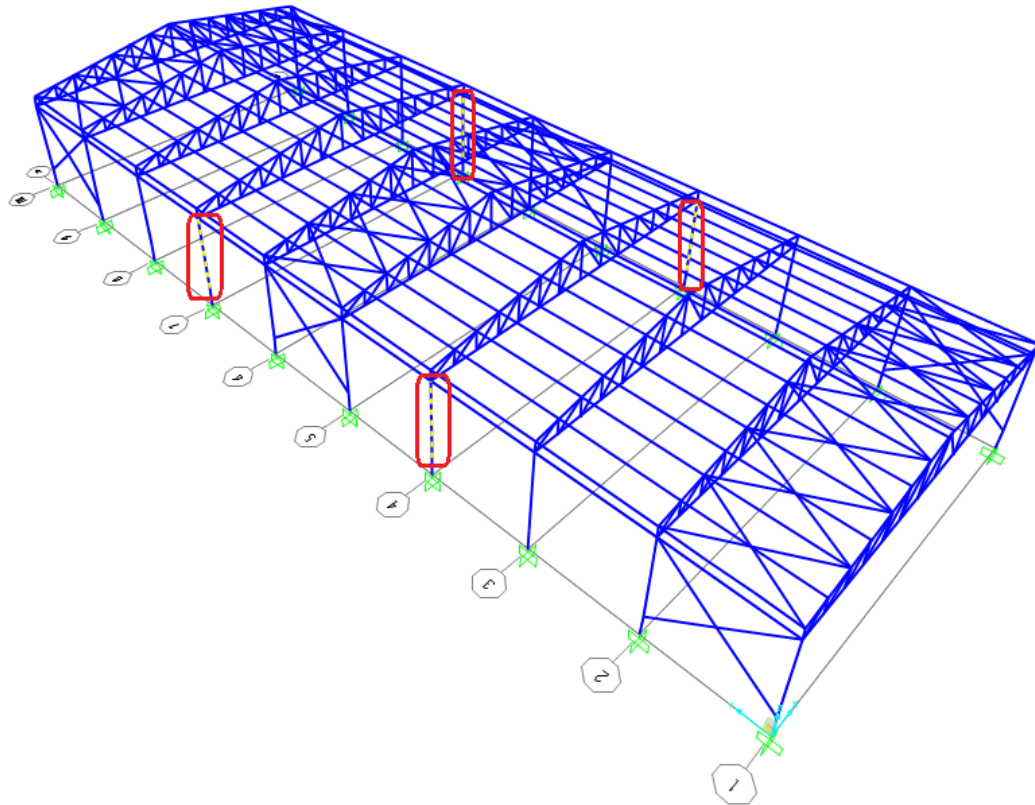


Figura 26. Posición de columnas con mayor estado de carga (Fuente: Elaboración Propia).

Datos de la viga W10x26:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ fluencia del acero ASTM A36.}$$

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ resistencia en tracción del acero ASTM A36.}$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \text{ módulo de elasticidad del acero.}$$

$$G = 807692 \text{ kg/cm}^2 \text{ módulo de corte.}$$

$$A = 49.1 \text{ cm}^2 \text{ área de la sección.}$$

$$d = 26.24 \text{ cm peralte de la sección.}$$

$b_f = 14.66$ cm longitud total del ala.

$t_w = 0.66$ cm espesor del alma.

$t_f = 1.12$ cm espesor del ala.

$k_{des} = 2.39$ cm espesor del ala + filete del alma.

$r_x = 11.049$ cm radio de giro respecto a x.

$r_y = 3.457$ cm radio de giro respecto a y.

$Z_x = 512.915$ cm³ módulo plástico en x.

$Z_y = 122.903$ cm³ módulo plástico en y.

$S_x = 458.201$ cm³ módulo de la sección en x.

$S_y = 80.089$ cm³ módulo de la sección en y.

$I_x = 5993.73$ cm⁴ momento de inercia en x.

$I_y = 586.89$ cm⁴ momento de inercia en y.

$C_w = 92027.0$ cm⁶ constante de alabeo.

$J = 16.73$ cm⁴ módulo de torsión.

$L = 400$ cm longitud de columna.

$X_1 = 180961.8$ kg/cm² factor para determinación de zona de columna.

$X_2 = 7.21 \cdot 10^{-7}$ kg⁻² factor para determinación de zona de columna.

$F_{res} = 1897.5$ kg/cm² esfuerzo residual del acero ($F_{res} = 0.75F_y$).

Cargas axiales actuantes sobre la columna

$D = 1353.9$ kg carga muerta.

$L = 486.3$ kg carga viva.

$S = 1698.8$ kg carga de nieve.

$W = 433.5$ kg carga de viento.

$E_x = 50.9$ kg carga de sismo en el eje x.

$E_y = 1.78$ kg carga de sismo en el eje y.

La combinación de carga que genera un mayor estado de carga en la columna es:

$$1.2D + L_r + 0.5S - W = 3393.8 \text{ kg}$$

Entonces la máxima carga axial es:

$$P_u = 3393.8 \text{ kg}$$

Diseño por carga crítica.

Para obtener el esfuerzo de pandeo crítico elástico usaremos la ecuación 16, reemplazando tenemos:

$$F_e = 1548 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ fluencia del acero ASTM A36.}$$

Entonces:

$$F_e < F_y \quad \text{Cumple.}$$

Diseño de pandeo por flexión

Relación ancho-espesor para elementos sometidos a compresión axial lo obtenemos de la tabla 14.

a) Patín de perfil W.

$$b/t_f = 6.54 \quad \text{Relación ancho - espesor}$$

$$\lambda_r = 16.13$$

Entonces:

$$\lambda < \lambda_r \quad \text{Patín no esbelto}$$

b) Alma de perfil W.

$$h/t_w = 32.52 \quad \text{Relación alto - espesor}$$

$$\lambda_r = 42.93$$

$$\lambda < \lambda_r \quad \text{Alma no esbelta}$$

El esfuerzo de pandeo a flexión se calculara para ambos ejes:

a) Respecto al eje X se determina con la ecuación 18, ya que se cumple:

$$\frac{KL}{r_x} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{1*400}{11.049} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$36.2 \leq 135.7 \quad (\text{Pandeo inelástico})$$

El esfuerzo de pandeo crítico elástico en el eje X es $F_e = 15814 \text{ kg/cm}^2$.

Reemplazando obtenemos:

$$F_{cr_x} = 2366 \text{ kg/cm}^2 \text{ Esfuerzo de pandeo por flexión}$$

Entonces:

$$\phi_c P_n = 0.9 \times F_{cr_x} \times A = 0.9 \times 2366 \times 49.1 = 104553.5 \text{ kg}$$

Comparando:

$$P_u < \phi_c P_n \quad \text{Cumple}$$

b) Respecto al eje Y se determina con la ecuación 18, ya que se cumple:

$$\frac{KL}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{1*400}{3.457} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$115.7 \leq 135.7 \quad (\text{Pandeo inelástico})$$

El esfuerzo de pandeo crítico elástico en el eje Y es $F_e = 1548 \text{ kg/cm}^2$. Reemplazando obtenemos:

$$F_{cr y} = 1276.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ Esfuerzo de pandeo por flexión}$$

Entonces:

$$\phi_c P_n = 0.9 \times F_{cr y} \times A = 0.9 \times 1276.6 \times 49.1 = 56412.9 \text{ kg}$$

Comparando:

$$P_u < \phi_c P_n \quad \text{Cumple}$$

Diseño de pandeo por flexotorsión.

El pandeo flexo torsional en un perfil doblemente simétrico, el F_e se calcula con la fórmula 20, así obtenemos:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times 2100000 \times 92027}{(1 \times 400)^2} + 807692 \times 16.73 \right] \frac{1}{5993.73 + 586.89}$$

$$F_e = 3864.9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de pandeo flexotorsional.}$$

Reemplazando este valor en la fórmula 18, tenemos:

$$F_{cr} = 1923.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de pandeo por flexión.}$$

Entonces:

$$\phi_c P_n = 0.9 \times F_{cr y} \times A = 0.9 \times 1923.7 \times 49.1 = 85008 \text{ kg}$$

Comparando:

$$P_u < \phi_c P_n \quad \text{Cumple}$$

Diseño por flexión.

Cargas laterales actuantes sobre la columna

$$W = 144.5 \text{ kg/m carga de viento.}$$

Relación sección compacta, no compacta, esbelta:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{14.66}{2 \times 1.12} = 6.54, \text{ relación acho espesor.}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 10.95$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.0 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 28.81$$

Entonces:

$$\lambda_p > \lambda \quad \text{y} \quad \lambda < \lambda_r, \text{ Sección compacta.}$$

A continuación se evalúa las longitudes L_b , L_p y L_r para determinar la zona de columna.

$$L_b = 400 \text{ cm longitud sin soporte lateral}$$

$$L_p = 175.3 \text{ cm límite de longitud plástica}$$

$$L_r = 561.1 \text{ cm límite de longitud elástica}$$

$$L_p < L_b < L_r, \quad \text{Zona II}$$

Comprobación para la Zona II:

$$W_{ux} = 144.5 \text{ kg/m}$$

$$M_{ux} = 289 \text{ kg m}$$

$M_{px} = 12976.7 \text{ kg m}$ Momento plástico.

$M_{nx} = 4519.1 \text{ kg m}$ Momento nominal.

$$M_{nx} < M_{px} \quad \text{Cumple}$$

$\phi_b = 0.90$

$\phi_b M_{nx} = 4067.2 \text{ kg m}$

$$M_{ux} < \phi_b M_{nx} \quad \text{Cumple}$$

Diseño por corte.

$h = 21.46 \text{ cm}$ Altura del alma.

$h/t_w = 32.52$ relación altura – espesor.

$K_v = 5$ para almas sin atiesadores transversales y con $h/t_w < 260$.

$C_v = 1.00$

$A_w = 14.16 \text{ cm}^2$ área del alma.

$V_u = 1011.8 \text{ kg}$ fuerza cortante actuante.

$\phi_c = 1.00$ factor de corte.

$V_n = 21494.9 \text{ kg}$ resistencia cortante nominal.

$$V_u < V_n \quad \text{Cumple.}$$

Diseño por deflexión

$W = 17.93 \text{ kg/m}$, carga distribuida de viento.

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 17.93 \times 400^4}{384 \times 2100000 \times 5993.73} = 0.005 \text{ cm deflexión.}$$

$\Delta_n = L/240 = 400/240 = 1.67 \text{ cm}$, límite de deflexión

$$\Delta < \Delta_n \quad \text{Cumple.}$$

3.7.4 Diseño de correas.

El diseño de las correas está de acuerdo al comportamiento de los elementos por cortante, control de deflexiones y flexión asimétrica.

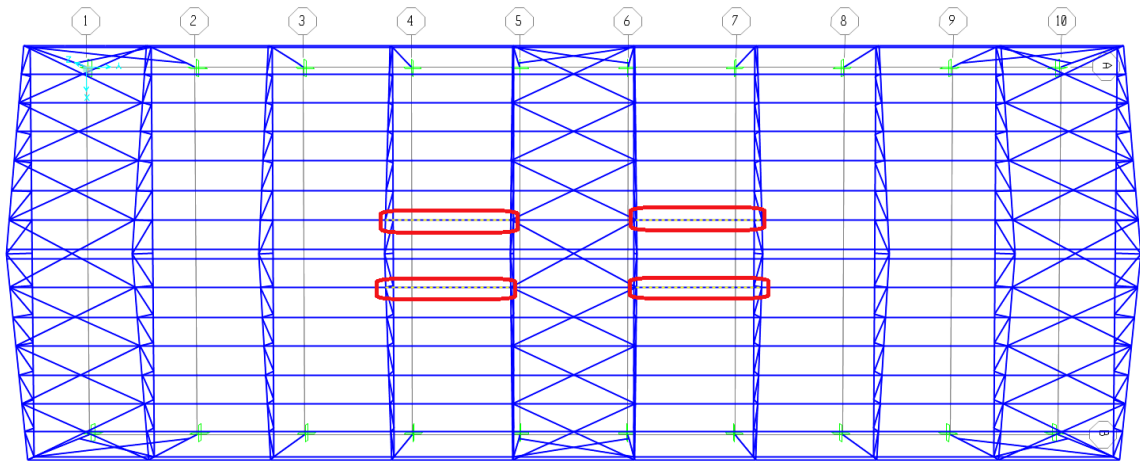


Figura 27. Posición de correas con mayor estado de carga (Fuente: Elaboración Propia).

Datos de la correa C4x7.25:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ fluencia del acero ASTM A36.

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ módulo de elasticidad del acero ASTM A36.

$A = 13.74 \text{ cm}^2$ área de la sección.

$d = 10.16 \text{ cm}$ peralte de la sección.

$t_w = 0.82 \text{ cm}$ espesor del alma.

$t_f = 0.75 \text{ cm}$ espesor del ala.

$k_{des} = 1.91 \text{ cm}$ espesor del ala + filete del alma.

$$Z_x = 46.54 \text{ cm}^3 \text{ módulo plástico en X.}$$

$$Z_y = 11.39 \text{ cm}^3 \text{ módulo plástico en Y.}$$

$$I_x = 191 \text{ cm}^4 \text{ momento de inercia en X.}$$

$$L = 5.0 \text{ m longitud de correa.}$$

Cargas distribuidas actuantes sobre la correa:

$$D = 20.0 \text{ kg/m carga muerta.}$$

$$L = 13.63 \text{ kg/m carga viva.}$$

$$S = 47.63 \text{ kg/m carga de nieve.}$$

$$W = 6.45 \text{ kg/m carga de viento.}$$

La combinación de carga que genera un mayor estado de carga en la correa es:

$$1.2D + Lr + 1.6S = 113.85 \text{ kg/m}$$

Diseño por corte

$$h = 6.34 \text{ cm distancia libre entre puntas del filete del alma.}$$

$$h/t_w = 7.78 \text{ relación altura – espesor.}$$

$$K_v = 5.$$

$$C_v = 1.0$$

$$A_w = 8.28 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 284.6 \text{ kg fuerza cortante actuante.}$$

$$\phi_c = 1.0 \text{ factor de corte.}$$

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v = 0.6 \times 2530 \times 8.28 \times 1 = 12569 \text{ kg resistencia cortante nominal.}$$

$$V_u < V_n$$

Cumple

Diseño por deflexión

$$W = 113.85 \text{ kg/m}$$

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 113.85 \times 500^4}{384 \times 2100000 \times 308} = 1.43 \text{ cm deflexión.}$$

$$\Delta_n = L/240 = 500/240 = 2.08 \text{ cm, límite de deflexión}$$

$$\Delta < \Delta_n \quad \text{Cumple.}$$

Diseño por flexión asimétrica

$$W_{ux} = 113.85 \text{ kg/m}$$

$$W_{uy} = 4.23 \text{ kg/m}$$

$$P_r = 893.3 \text{ kg}$$

$$P_c = 10387.7 \text{ kg}$$

$$M_{rx} = 355.8 \text{ kg m}$$

$$M_{cx} = 958.9 \text{ kg m}$$

$$M_{ry} = 13.28 \text{ kg m}$$

$$M_{cy} = 201.2 \text{ kg m}$$

De la ecuación 48, tenemos:

$$P_r/(2*P_c) + (M_{rx}/M_{cx}) + (M_{ry}/M_{cy}) < 1$$

$$0.043 + 0.371 + 0.066 = 0.479 < 1 \quad \text{Cumple}$$

3.7.5 Diseño de arriostres.

El diseño de los arriostres está de acuerdo al comportamiento de los elementos a tracción, compresión y al bloque de cortante.

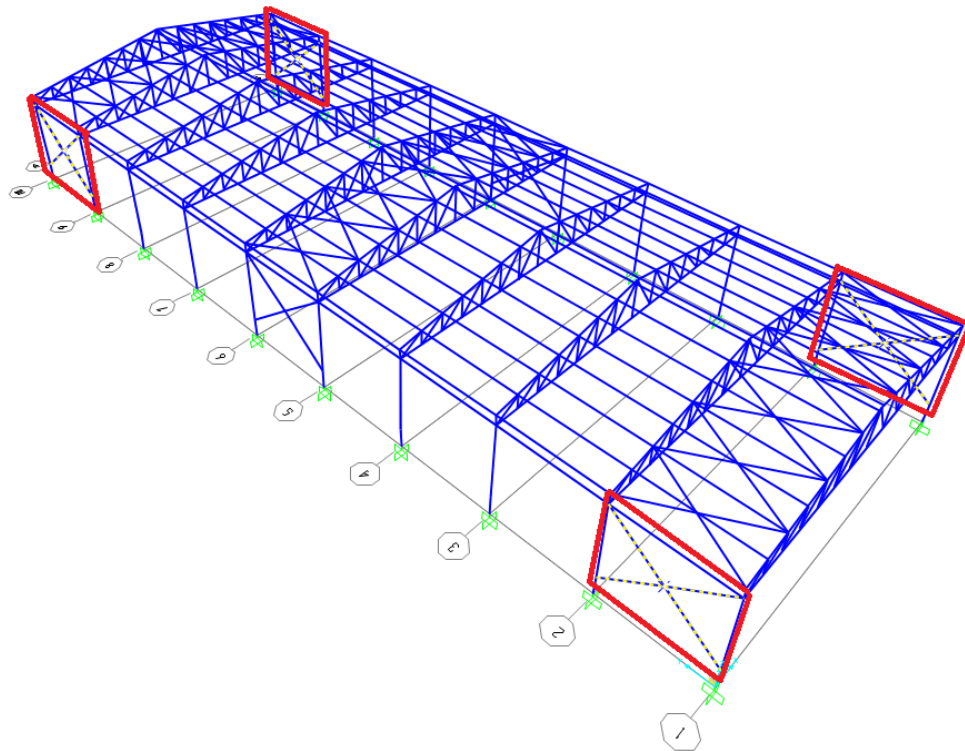


Figura 28. Posición de arriostres con mayor estado de carga (Fuente: Elaboración Propia).

Datos del perfil L3x3x5/16

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ fluencia del acero ASTM A36

$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ resistencia en tracción del acero ASTM A36.

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ módulo de elasticidad del acero.

$G = 807692 \text{ kg/cm}^2$ módulo de corte.

$A = 11.48 \text{ cm}^2$ área de la sección.

$d = 7.62 \text{ cm}$ peralte de la sección.

$b = 7.62 \text{ cm}$ longitud total del ala.

$t = 0.79 \text{ cm}$ espesor del alma.

$r_x = 2.33 \text{ cm}$ radio de giro respecto a X.

$r_y = 2.33$ cm radio de giro respecto a Y.

$Z_x = 20.65$ cm³ módulo plástico en X.

$Z_y = 20.48$ cm³ módulo plástico en Y.

$S_x = 11.46$ cm³ módulo de la sección.

$I_x = 62.43$ cm⁴ momento de inercia en X.

$I_y = 62.43$ cm⁴ momento de inercia en Y.

$C_w = 10.47$ cm⁶ constante de alabeo.

$J = 2.49$ cm⁴ módulo de torsión.

$\bar{x} = 2.18$ cm distancia entre plano de conexión y centroide en X.

$\bar{y} = 2.18$ cm distancia entre plano de conexión y centroide en Y.

$L = 6.4$ m longitud de arriostre.

Cargas axiales actuantes sobre el arriostre:

$D = 98.0$ kg carga muerta.

$L = 37.1$ kg carga viva.

$S = 129.7$ kg carga de nieve.

$W = 15.0$ kg carga de viento.

$E_x = 3.5$ kg carga de sismo en el eje x.

$E_y = 541.1$ kg carga de sismo en el eje y.

La combinación de carga que genera un mayor estado de carga en el arriostre es:

$$1.3D + L_r + 0.2S - E_y = 732.1 \text{ kg}$$

Entonces la máxima carga axial es:

$$P_u = 732.1 \text{ kg}$$

a) Diseño por fluencia de la sección.

$$P_u = 732.1 \text{ kg}$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0.9 \times 2530 \times 11.48 = 26140 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi_t P_n \quad \text{Cumple}$$

b) Diseño por resistencia a la fractura.

$$P_u = 732.1 \text{ kg}$$

$$A_n = 11.48 \text{ cm}^2 \quad (A_n = A_g).$$

$l = 10 \text{ cm}$ longitud de conexión.

$\bar{x} = 2.18 \text{ cm}$ excentricidad en la conexión.

$U = 0.78$ factor de retraso de cortante.

$$A_e = A_n U = 8.95 \text{ cm}^2 \text{ área efectiva.}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi P_n = \phi F_u A_e = 0.75 \times 4080 \times 8.95 = 27387 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi_t P_n \quad \text{Cumple}$$

c) Resistencia del bloque de corte.

$$P_u = 732.1 \text{ kg.}$$

$l = 10 \text{ cm}$ longitud de conexión.

$$A_{gv} = 15.88 \text{ cm}^2 \text{ área total sujeta a cortante.}$$

$$A_{nv} = 15.88 \text{ cm}^2 \text{ área neta sujeta a cortante.}$$

$$A_{nt} = 6.05 \text{ cm}^2 \text{ área neta sujeta a tensión.}$$

$U_{bs} = 1$ factor de reducción.

De la ecuación 12, calculamos R_n eligiendo el menor valor:

$$R_{n1} = 63539 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 48776 \text{ kg}$$

$$R_n = 48776 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 36582 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi R_n \quad \text{Cumple}$$

d) Verificación de esbeltez.

$$L = 6.40 \text{ m longitud del ángulo}$$

$$L/r = 274.4$$

$$L/r < 300 \quad \text{Cumple}$$

Diseño de pandeo por flexión

Clasificación de la sección a compresión por pandeo local:

$$b/t = 9.60$$

$$\lambda_r = 12.78$$

$$\lambda < \lambda_r \quad \text{Perfil no esbelto}$$

El esfuerzo de pandeo a flexión se calculara para ambos ejes:

a) Respecto al eje X se determina con la ecuación 19, ya que se cumple:

$$\frac{KL}{r_x} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{1*640}{2.33} > 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$274.7 \leq 135.7 \quad (\text{Pandeo elástico})$$

El esfuerzo de pandeo crítico elástico en el eje X es $F_e = 275 \text{ kg/cm}^2$.

Reemplazando obtenemos:

$$F_{crx} = 240.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ Esfuerzo de pandeo por flexión}$$

Entonces:

$$\phi_c P_n = 0.9 \times F_{crx} \times A = 0.9 \times 240.9 \times 11.48 = 2488.9 \text{ kg}$$

Comparando:

$$P_u < \phi_c P_n \quad \text{Cumple}$$

b) Respecto al eje Y se determina con la ecuación 19, ya que se cumple:

$$\frac{KL}{r_y} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{1*640}{3.457} > 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$274.7 \leq 135.7 \quad (\text{Pandeo inelástico})$$

El esfuerzo de pandeo crítico elástico en el eje Y es $F_e = 275 \text{ kg/cm}^2$.

Reemplazando obtenemos:

$$F_{cry} = 240.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ Esfuerzo de pandeo por flexión}$$

Entonces:

$$\phi_c P_n = 0.9 \times F_{cry} \times A = 0.9 \times 240.9 \times 11.48 = 2488.9 \text{ kg}$$

Comparando:

$$P_u < \phi_c P_n \quad \text{Cumple}$$

3.7.6 Diseño de arriostres de techo.

El diseño de los arriostres de techo está de acuerdo al comportamiento de los elementos a tracción.

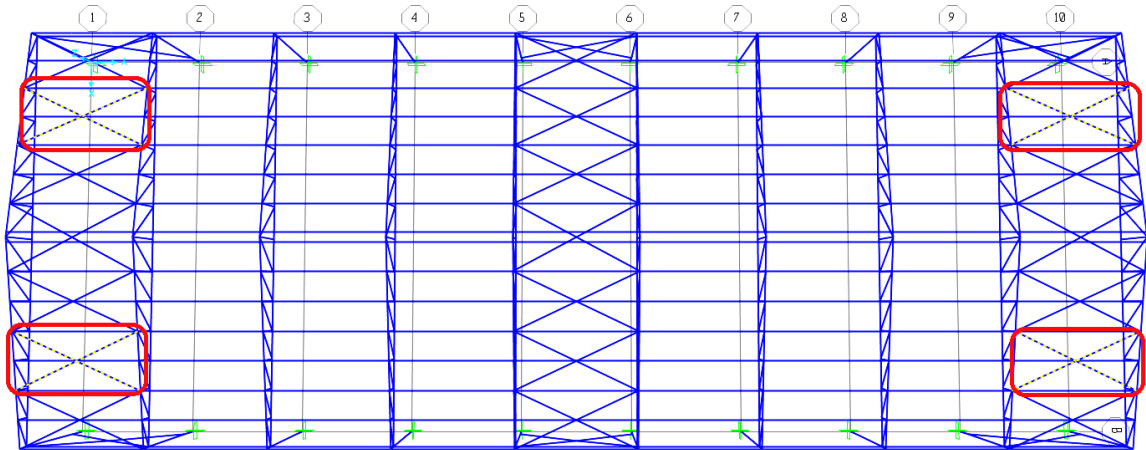


Figura 29. Posición de arriostres de techo con mayor estado de carga (Fuente: Elaboración Propia).

Datos del arriostres de techo Barra 5/8"Ø:

$$F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2 \text{ fluencia del acero SAE 1016.}$$

$$F_u = 4300 \text{ kg/cm}^2 \text{ resistencia a la fractura del acero SAE 1016.}$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \text{ módulo de elasticidad del acero.}$$

$$A = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ área de la varilla}$$

$$L = 5 \text{ m longitud del tensor}$$

Cargas axiales actuantes sobre el tensor:

$$D = 208.9 \text{ kg carga muerta.}$$

$$L = 33.3 \text{ kg carga viva.}$$

$$S = 116.1 \text{ kg carga de nieve.}$$

$$W = 19.6 \text{ kg carga de viento.}$$

$$E_x = 19.8 \text{ kg carga de sismo en el eje x.}$$

$$E_y = 197.8 \text{ kg carga de sismo en el eje y.}$$

La combinación de carga que genera un mayor estado de carga en el arriostre es:

$$1.2D + Lr + 1.6S = 1666.7 \text{ kg}$$

Entonces la máxima carga axial es:

$$P_u = 1666.7 \text{ kg}$$

Diseño por tracción

$$P_u = 1666.7 \text{ kg}$$

$$\phi_t = 0.75$$

$$U = 1$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = 0.75 \times 4300 \times 1.98 \times 1 = 6385.5 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi_t P_n \quad \text{Cumple}$$

3.7.7 Diseño de tensores.

El diseño de los tensores está de acuerdo al comportamiento de los elementos a tracción.

Para evitar el pandeo lateral de la correa, alrededor del eje menor, se dispuso dos tensores equidistantes, que arriostren a este elemento estructural. Sin embargo, en el modelado de la nave industrial con el programa Sap2000, mostrado en la figura 20, no se muestran estos tensores; debido a que su efecto ha sido sobrescrito en los parámetros del mismo programa, y esto se muestra en la figura 30.

Item	Value	
1	Current Design Section	Program Determined
2	Framing Type	Program Determined
3	Omega0	Program Determined
4	Consider Deflection?	No
5	Deflection Check Type	Program Determined
6	DL Limit, L /	Program Determined
7	Super DL+LL Limit, L /	Program Determined
8	Live Load Limit, L /	Program Determined
9	Total Limit, L /	Program Determined
10	Total--Camber Limit, L /	Program Determined
11	DL Limit, abs	Program Determined
12	Super DL+LL Limit, abs	Program Determined
13	Live Load Limit, abs	Program Determined
14	Total Limit, abs	Program Determined
15	Total--Camber Limit, abs	Program Determined
16	Specified Camber	Program Determined
17	Net Area to Total Area Ratio	Program Determined
18	Live Load Reduction Factor	Program Determined
19	Unbraced Length Ratio (Major)	Program Determined
20	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.3333
21	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.3333
22	Effective Length Factor (K1 Major)	Program Determined
23	Effective Length Factor (K1 Minor)	Program Determined

Set To Prog Determined (Default) Values

Reset To Previous Values

All Items Selected Items All Items Selected Items

OK Cancel

Figura 30. Parámetros sobrescritos para considerar el efecto de los tensores sobre las correas (Fuente: Elaboración Propia).

Datos de los tensores Barra 1/2"Ø:

$$F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2 \text{ fluencia del acero SAE 1016.}$$

$$F_u = 4300 \text{ kg/cm}^2 \text{ resistencia a la fractura del acero SAE 1016.}$$

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ módulo de elasticidad del acero.

$A = 0.98 \text{ cm}^2$ área transversal.

La máxima carga axial es:

$$P_u = 166.2 \text{ kg}$$

Diseño por tracción

$$P_u = 166.2 \text{ kg}$$

$$\phi_t = 0.75$$

$$U = 1$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = 0.75 \times 4300 \times 0.98 \times 1 = 3160.5 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi_t P_n \quad \text{Cumple}$$

3.8 Diseño de los elementos de conexión.

3.8.1 Diseño de la plancha base y pernos de anclaje.

En la figura 30 se muestra la posición de la plancha base con mayor estado de carga.

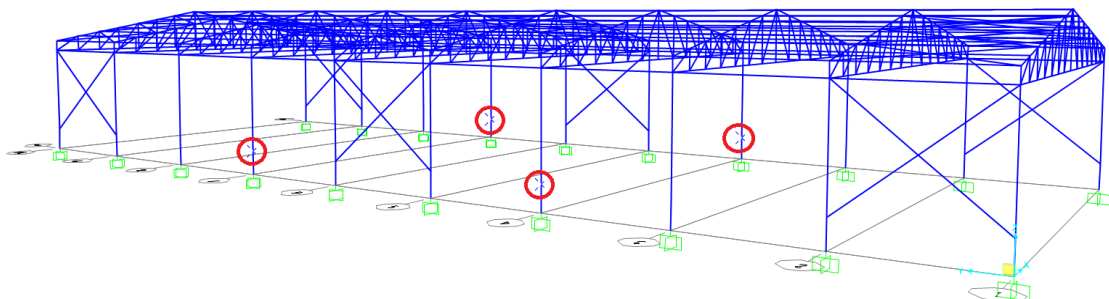


Figura 31. Posición de plancha base con mayor estado de carga (Fuente: Elaboración

Propia).

Datos de la plancha base:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ resistencia en tracción del acero ASTM A36.}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ fluencia del acero ASTM A36.}$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \text{ módulo de elasticidad del acero.}$$

$$G = 807692 \text{ kg/cm}^2 \text{ módulo de corte.}$$

$$t = 1.91 \text{ cm espesor de la plancha.}$$

$$N = 35 \text{ cm longitud en la dirección del eje X.}$$

$$B = 30 \text{ cm longitud en la dirección del eje Y.}$$

Datos de los pernos:

$$F_y = 6425 \text{ kg/cm}^2 \text{ ASTM A325M.}$$

$$F_u = 8435 \text{ kg/cm}^2 \text{ ASTM A325M.}$$

$$h_{ef} = 30 \text{ cm altura del perno.}$$

$$d_o = 2.0 \text{ cm diámetro del perno.}$$

$$A_n = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ área de la sección del perno.}$$

Datos del pedestal:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 100 \text{ cm altura del pedestal.}$$

$$a = 40.0 \text{ cm longitud del pedestal en la dirección del eje X.}$$

$$b = 35.0 \text{ cm longitud del pedestal en la dirección del eje Y.}$$

Cargas actuantes sobre la plancha base:

$$f_x = 1010.3 \text{ kg} \quad \text{Fuerza en la dirección del eje X.}$$

$$f_y = 3.8 \text{ kg}$$

Fuerza en la dirección del eje Y.

$$f_z = 3393.8 \text{ kg}$$

Fuerza en la dirección del eje Z.

$$M_x = 0.66 \text{ kg.m}$$

Momento respecto al eje X.

$$M_y = 1987 \text{ kg.m}$$

Momento respecto al eje Y.

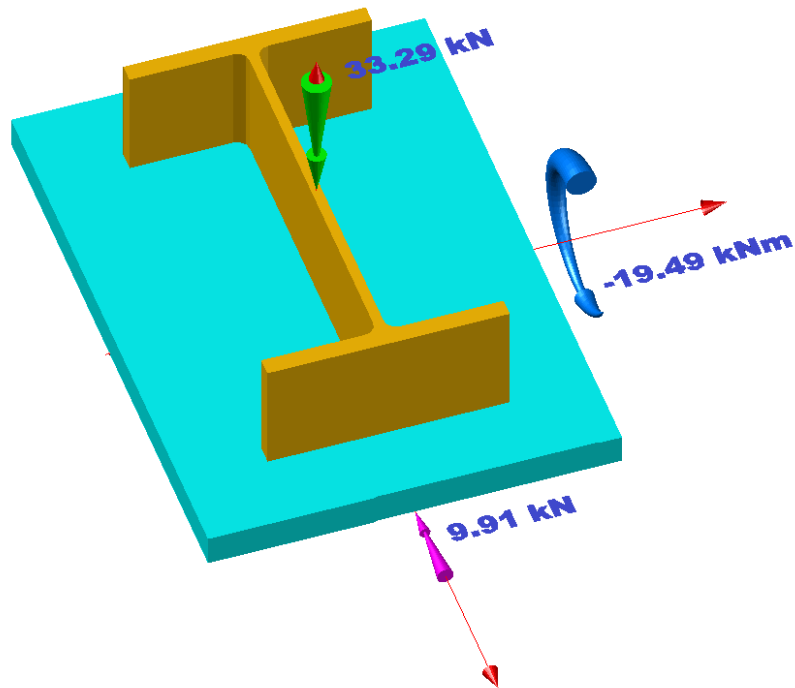


Figura 32. Cargas últimas actuantes sobre la plancha base (Fuente: Elaboración Propia).

Resistencia de los pernos.

a) Área transversal neta del perno

$$\begin{aligned}
 A_n &= \frac{0.75 \cdot p \cdot d^2}{4} \\
 &= \frac{0.75 \times p \times 20^2}{4} \\
 &= 235.619 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b) Resistencia a la tensión.

$$\begin{aligned}
 T_r &= \frac{k_1 \cdot A_n \cdot f_u}{Y_{m2} \cdot 1000} \\
 &= \frac{.9 \times 235.62 \times 830}{1.25 \times 1000} \\
 &= 140.807 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Resistencia del concreto a la tensión.

$$\begin{aligned}
 N_{Rk} &= \frac{k_{cr} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5}}{1000} \\
 &= \frac{7.7 \times \sqrt{20.6} \times 300^{1.5}}{1000} \\
 &= 181.596 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Rk} &= \frac{6 \cdot (A_{end} - A_{bolt}) \cdot f_{ck} \cdot Y_{ucr}}{1000} \\
 &= \frac{6 \times (706.86 - 314.16) \times 20.6 \times 1}{1000} \\
 &= 48.538 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d) Resistencia al corte.

$$\begin{aligned}
 V_r &= \frac{0.6 \cdot A_n \cdot f_u}{Y_{m2} \cdot 1000} \\
 &= \frac{0.6 \times 235.62 \times 830}{1.25 \times 1000} \\
 &= 93.871 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_r &= \frac{(0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb}) \cdot f_{ub} \cdot A_s}{Y_{m2} \cdot 1000} \\
 &= \frac{(0.44 - 0.0003 \times 630) \times 830 \times 235.62}{1.25 \times 1000} \\
 &= 39.269 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Área de compresión efectiva.

Distancia efectiva desde el borde de la sección de columna:

$$\begin{aligned}
 c_{Max} &= t_p \cdot \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 \cdot \frac{2}{3} \cdot f_{ck} \cdot Y_{m0}}} \\
 &= 19.1 \times \sqrt{\frac{248}{3 \times \frac{2}{3} \times 20.6 \times 1}} \\
 &= 46.861 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

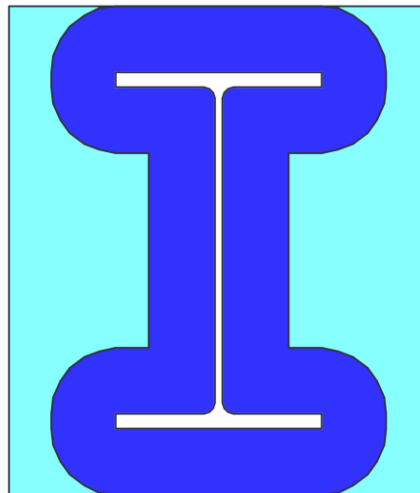


Figura 33. Área de compresión efectiva (Fuente: Elaboración Propia).

Cálculo de factor de concreto

$$\begin{aligned}FOS &= \frac{S_{\text{trainMax}}}{S_{\text{train}}} \\ &= \frac{.0035}{.0004} \\ &= 8.750\end{aligned}$$

Cálculo de factores de seguridad en pernos críticos.

Tensión en los pernos:

- a) Tensión crítica del perno.

$$\begin{aligned}FOS &= \frac{T_r}{T_{\text{ension}}} \\ &= \frac{140.81}{29.173} \\ &= 4.827\end{aligned}$$

- b) Extracción de pernos críticos

$$\begin{aligned}FOS &= \frac{T_{rc}}{T_{\text{ension}}} \\ &= \frac{58.245}{29.173} \\ &= 1.997\end{aligned}$$

Corte en los pernos.

Corte en perno crítico:

$$\begin{aligned}FOS &= \frac{V_r}{S_{\text{hear}}} \\ &= \frac{78.226}{2.4775} \\ &= 31.575\end{aligned}$$

Corte y tensión combinados en pernos.

El factor debe ser menor que 1.0 para pernos en cortante y tensión. El perno número 2 tiene la combinación crítica de cortante y tensión.

La tensión en el perno es: 27.19 kN.

El cortante en el perno es: 2.48 kN.

Resistencia a la tensión y al corte:

$$\begin{aligned}f_{factor} &= \frac{Shear}{V_r} + \frac{Tension}{1.4 \cdot T_r} \\ &= \frac{2.4775}{78.226} + \frac{29.173}{1.4 \times 140.81} \\ &= 0.1797\end{aligned}$$

0.18 < 1.0 Cumple

Cambiando al factor de seguridad relevante a 1:

$$\begin{aligned}F_{OS} &= \frac{1.0}{f_{factor}} \\ &= \frac{1.0}{.17966} \\ &= 5.566\end{aligned}$$

Interacción de la placa base del perno

$$\begin{aligned}F_{OS} &= \frac{Resistance}{Force} \\ &= \frac{123.57}{29.173} \\ &= 4.236\end{aligned}$$

Soldadura

Dado que los valores unitarios se utilizan para la longitud y el tamaño de la soldadura, la capacidad de este diseño se da en kN/mm.

- a) Diseño de resistencia al corte.

$$\begin{aligned}
 f_{vw.d} &= \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot b_w \cdot g_{M2}} \\
 &= \frac{400}{\sqrt{3} \times 0.83333 \times 1.25} \\
 &= 221.703 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- b) Resistencia de diseño por unidad de longitud.

$$\begin{aligned}
 F_{w.Rd} &= \frac{f_{vw.d} \cdot a \cdot S_{ize}}{1000} \\
 &= \frac{221.7 \times 7.07 \times 10}{1000} \\
 &= 1.567 \text{ kN/mm}
 \end{aligned}$$

Resistencia de diseño por unidad de longitud

$$\begin{aligned}
 F_{OS} &= \frac{R_{esistance}}{F_{orce}} \\
 &= \frac{1.5674}{.1916} \\
 &= 8.181
 \end{aligned}$$

Las fuerzas y momentos que actúan en la plancha base de la columna se transfieren al pedestal y este deberá cumplir con los criterios de diseño por capacidad de carga axial, flexión y cortante.

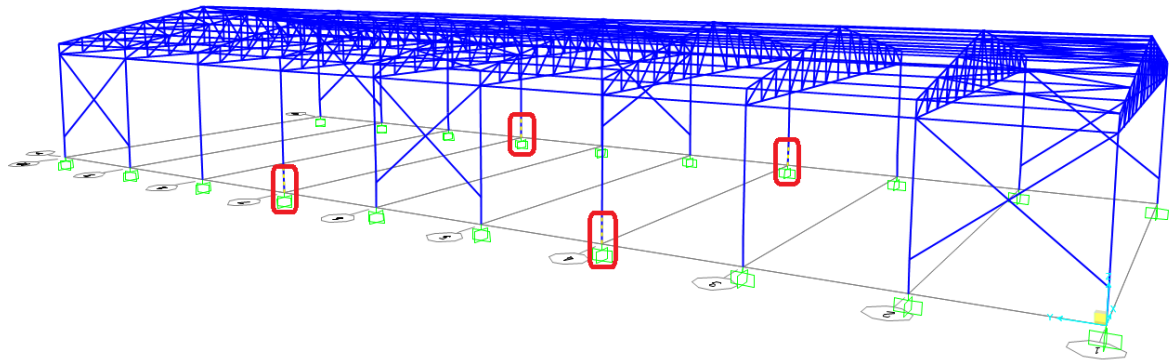


Figura 34. Posición del pedestal con mayor estado de carga (Fuente: Elaboración Propia).

Datos del pedestal y suelo:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ resistencia a la compresión del concreto.

$a = 40 \text{ cm}$ longitud de pedestal en la dirección del eje X.

$b = 35 \text{ cm}$ longitud de pedestal en la dirección del eje Y.

$h = 1.0 \text{ m}$ altura del pedestal.

$B_x = 2.0 \text{ m}$ longitud de la zapata en la dirección del eje X.

$B_y = 2.0 \text{ m}$ longitud de la zapata en la dirección del eje Y.

$D_f = 2.5 \text{ m}$.

$h' = 30 \text{ cm}$.

$\sigma_s = 34.70 \text{ t/m}^2$ esfuerzo portante del suelo.

$\gamma_{\text{suelo}} = 1.81 \text{ t/m}^3$ densidad del suelo.

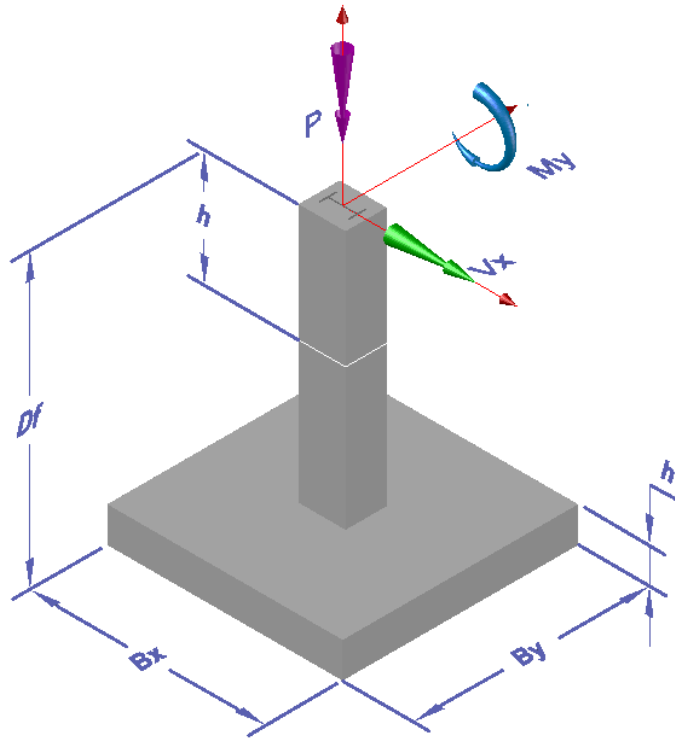


Figura 35. Dimensiones del pedestal (Fuente: Elaboración Propia).

Cargas actuantes sobre el pedestal se muestran en la tabla 22.

Tabla 22.

Cargas actuantes sobre el pedestal (Fuente: Elaboración propia).

	CM	CV	CVi
P (t)	1.35	2.19	0.43
V_x (t)	0.13	0.25	0.71
M_y (t.m)	0.27	0.52	1.35

Fuerzas que estarán actuando en la zapata

a) Fuerzas proveniente del análisis estructural.

$$P_{CM} = 1.35 \text{ t}$$

$$P_{CV} = 2.19 \text{ t}$$

$$P_{CVi} = 0.43 \text{ t}$$

b) Peso propio de la cimentación (P_p).

$$P_{Zapata} = 2.88 \text{ t}$$

$$P_{Dado} = 0.74 \text{ t}$$

$$P_p = 3.62 \text{ t}$$

c) Peso de relleno sobre la zapata.

$$P_s = 8.38 \text{ t}$$

Peso total requerido al nivel de la cimentación:

$$P_{tu} = 19.97 \text{ t} \quad \text{Combinación de carga: } 1.25(\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CVi}).$$

Momento en Y.

a) Momento proveniente del análisis estructural.

$$M_{y \text{ CM1}} = 0.27 \text{ t.m} \quad M_{y \text{ CV1}} = 0.52 \text{ t.m}$$

b) Momento provocado por la fuerza cortante.

$$M_{y \text{ CM2}} = 0.32 \text{ t.m} \quad M_{y \text{ CV2}} = 0.62 \text{ t.m}$$

Momento en el eje Y total:

$$M_{y \text{ CM t}} = 0.59 \text{ t.m} \quad M_{y \text{ CV t}} = 1.15 \text{ t.m}$$

Momento en el eje Y total requerido al nivel de la cimentación:

$$M_{y \text{ tu}} = 6.06 \text{ t.m} \quad \text{Combinación de carga: } 1.25(\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CVi}).$$

La excentricidad en el eje X será:

$$e = 0.30 \text{ m} \rightarrow e < B_x/6 \rightarrow \text{Caso 1, las dimensiones se mantienen.}$$

El esfuerzo a nivel de desplante de cimentación será:

$$\sigma_a = \frac{Ptu}{B_x B_y} \pm \frac{6M_y tu}{B_y B_x^2}$$

$$\sigma_a = 5.0 \pm 4.55$$

$$\sigma_{a1} = 9.54 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{a2} = 0.45 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{a3} = 9.54 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{a4} = 0.45 \text{ t/m}^2.$$

El máximo esfuerzo actuante es:

$$\sigma_a = 9.54 \text{ t/m}^2.$$

Este esfuerzo se comparará con el esfuerzo resistente del suelo al nivel de desplante.

$$\sigma_a < \sigma_s = 34.70 \text{ t/m}^2$$

Comprobación de la cuantía de acero en el pedestal.

$n = 10$ número de varillas de acero.

$d = 5/8''$ diámetro de varilla de acero.

$A_{st} = 19.80 \text{ cm}^2$ área total de varillas de acero.

$A_g = 1400 \text{ cm}^2$ área bruta del pedestal.

$\rho_{\text{mín}} = 14 \text{ cm}^2$ cuantía mínima de acero ($\rho_{\text{mín}} = 0.01 * A_g$).

$\rho_{\text{máx}} = 112 \text{ cm}^2$ cuantía máxima de acero ($\rho_{\text{máx}} = 0.08 * A_g$).

$$\rho_{\text{mín}} < A_{st} < \rho_{\text{máx}} \quad \text{Cumple}$$

Diseño por capacidad de carga axial del pedestal.

$$P_u = 19969.2 \text{ kg}$$

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + F_y A_{st} = 0.85 \times 210 \times (1400 - 19.8) + 4200 \times 19.8$$

$$P_n = 329525.7 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.65.$$

$$\phi P_n = 214191.7 \text{ kg resistencia última a la compresión de la columna.}$$

$$P_u < \phi P_n \quad \text{Cumple}$$

Diseño por flexión del pedestal.

$$P_u = 19969.2 \text{ kg}$$

$$\alpha = 0.1$$

$$\alpha F_c = \alpha f'_c \times a \times b = 0.1 \times 210 \times 40 \times 35 = 29400 \text{ kg}$$

$$\alpha F_c > P_u \quad \text{Cumple}$$

$M_{uy} = 6062.5 \text{ kg.m}$ momento último en la columna respecto al eje Y.

$n_t = 4$ número de varillas en zona de tracción.

$d = 5/8''$ diámetro de varilla de acero.

$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$ área de acero en zona de tracción.

$a = 40 \text{ cm}$ ancho del pedestal perpendicular al eje analizado.

$b = 35 \text{ cm}$ longitud esforzada a compresión.

$d_e = 30 \text{ cm}$ longitud efectiva.

$$M_n = A_s F_y \left(d_e - \frac{A_s F_y}{2 \times 0.85 f'_c b} \right) = 7.92 \times 4200 \left(30 - \frac{7.92 \times 4200}{2 \times 0.85 \times 210 \times 35} \right)$$

$$M_n = 909365 \text{ kg.m}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi M_n = 682023.8 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} < \phi M_n \quad \text{Cumple}$$

Diseño por cortante.

Diseño por cortante en el eje x

$$V_{ux} = 1362.5 \text{ kg fuerza cortante en el eje X.}$$

$$N_u = 195897.8 \text{ N carga axial.}$$

$$A_g = 0.14 \text{ m}^2 \text{ área bruta del pedestal.}$$

$$\lambda = 1 \text{ factor de modificación para concreto normal.}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d = 33795.9 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_c = 25346.9 \text{ kg resistencia última de la columna al corte}$$

$$V_u < \phi V_c \quad \text{Cumple}$$

3.9 Plano de estructura general.

El plano de estructura general se muestra en el anexo 3.

CAPÍTULO IV. RESULTADOS

En esta sección se expone los resultados obtenidos en la experiencia narrada en el anterior capítulo, correspondiente al trabajo de suficiencia profesional, centrada en el diseño estructural de una nave industrial para mejorar estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano, Carhuaz.

Dichos resultados se obtuvieron a partir del requerimiento de la unidad minera Toma la Mano y de aplicar: el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC), el programa Sap2000 para obtener las cargas de cada elemento estructural y el programa AutoCad para elaborar el plano de estructura general.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para cada aspecto considerado en el referido diseño: Dimensionamiento del área de almacenamiento de concentrados de mineral, diseño eficiente de los diferentes elementos estructurales de una nave industrial, y el plano de estructura general que representan los diferentes elementos estructurales de una nave industrial para la mejora de los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral.

4.1 Dimensionamiento del área de almacenamiento de concentrados de mineral.

El dimensionamiento del área de almacenamiento de concentrado de plomo y zinc está de acuerdo a la meta mensual de producción de la unidad minera Toma la Mano. El volumen de las pilas cónicas para el almacenaje de cada concentrado se obtuvo a partir de los datos

que se muestran en la tabla 16, presentada en el apartado precedente. Se optó que ambas pilas tengan una disposición longitudinal a lo largo del terreno destinado para la nave industrial; así mismo, los espacios entre ellas y los cerramientos están de acuerdo para que el cargador frontal realice adecuadamente sus operaciones de carguío a la tolva de la unidad de transporte.

Después de este proceso, las dimensiones en finales de la nave industrial son: longitud de 45 m, ancho de 17 m y una altura de 7 m. En la tabla 23 se compara características de la anterior nave industrial con la que se expone en el presente informe.

Tabla 23.

Características de la anterior nave industrial y la actual (Fuente: Elaboración propia).

	Anterior Nave Industrial	Actual Nave Industrial
Largo (m)	35	45
Ancho (m)	12	17
Altura (m)	6	7
Área de planta (m ²)	420	765
Capacidad de almacenamiento de concentrado de mineral (tonelada húmeda)	357	683

De la anterior tabla se aprecia que el área de almacenamiento de concentrado de mineral se incrementó, en concordancia con el incremento de producción y dando espacios de tránsito para el cargador frontal para que opere adecuadamente.

4.2 Diseño eficiente de los diferentes elementos estructurales de la nave industrial.

Una vez definido las dimensiones del almacén, se estableció el diseño eficiente de los diferentes elementos estructurales de una nave industrial.

Primeramente, se realizó el predimensionamiento con el fin de estimar las dimensiones iniciales de los elementos estructurales, lo que permite que estos puedan ser analizados y verificados. A continuación se realizó el cálculo de cargas actuantes sobre la nave industrial de acuerdo a lo especificado por la norma técnica E.020 Cargas (2006). Seguidamente se usó el programa SAP2000 para verificar los límites de distorsión del entrepiso (derivadas), según lo establece la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018), y se obtuvo los estados de carga de los diferentes elementos estructurales. Finalmente, se diseñó eficientemente cada elemento estructural de la nave industrial, cumpliendo los estados límite de resistencia, de acuerdo a las especificaciones del AISC (método LRFD).

En la tabla 24 se presenta los elementos estructurales que conforman a la nave industrial para mejorar estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano.

Tabla 24.

Elementos estructurales de la nave industrial (Fuente: Elaboración propia).

Elemento Estructural	Perfil Estructural
Correas de techo	C4x7.25
Vigas	W8x10
Columnas	W10x26
Tijeral	HSS 4x4x1/4
Arriostres	L 3x3x5/16
Arriostres de techo	Barra 5/8" Ø
Tensores	Barra 1/2" Ø
Plancha base	Pl. 350x300x19.1 mm
Pedestal	40x35 cm

Por lo tanto, todos los elementos estructurales que conforman la nave industrial para el almacenamiento de concentrado de mineral, en la unidad minera Toma La Mano, cumplen con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC).

4.3 Plano de estructura general que representan los diferentes elementos estructurales de una nave industrial.

En el plano de estructura general se representó gráficamente el diseño eficiente de cada elemento estructural de la nave industrial; y mostrando detalles de material, sección y de conexiones.

El formato de hoja que se uso es A2 cuyas medidas son 420mm x 594mm y con una escala de 1:100, de acuerdo a la norma técnica peruana NTP 833.001 y NTP 833.005. Todas las medidas que se muestran en el plano de estructura general están en milímetros o caso contrario según lo especificado.

4.4 Diseño estructural eficiente de una nave industrial para el almacenamiento de concentrados de mineral.

La realización del diseño estructural eficiente de una nave industrial para mejorar los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz; ha permitido identificar las necesidades para el dimensionamiento del área de almacenamiento de acuerdo a los requerimientos de la unidad minera, nave industrial con capacidad de almacenamiento de concentrado de mineral 683 toneladas; lo que a su vez ha posibilitado establecer el diseño eficiente de los diferentes

elementos estructurales de la nave industrial aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC) y realizar el plano de estructura general que representan los diferentes elementos estructurales mediante el uso del programa AutoCad.

El área de planta de la nave industrial se incrementado en un 82%, respecto a la anterior nave industrial destinada para el mismo fin, así mismo; se incrementó en un 91% la capacidad de almacenamiento de concentrado de mineral, para poder atender a la proyección del incremento de la producción.

En el marco de las observaciones anteriores, los resultados evidencian que se ha mejorado los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral y atender a la proyección del incremento de la producción.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES

Primera. En este trabajo de suficiencia profesional se mostró el diseño estructural eficiente de una nave industrial para mejorar los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano, en la ciudad de Carhuaz; por lo que se infiere que tiene un impacto positivo en dar cobertura al concentrado de mineral: mejorando los estándares de almacenamiento, garantizando los niveles de humedad requeridos, la calidad operativa de la unidad minera, atender el incremento de la producción; que beneficia la actividad comercial de la Corporación Minera Toma la Mano Sociedad Anónima como titular de la unidad minera Toma la Mano.

Segunda. Igualmente, se estableció las necesidades para el dimensionamiento del área de almacenamiento de concentrados de mineral de acuerdo a los requerimientos de la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz; se deduce que al optar acomodar el concentrado, de plomo y zinc, en pilas prismáticas longitudinales y con espacios de tránsito, se facilita las operaciones de carguío con el cargador frontal a la tolva de la unidad de transporte.

Tercera. También se estableció el diseño eficiente de los diferentes elementos estructurales de una nave industrial, para la mejora de los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz, aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC); en consecuencia, al determinar los estados de carga se obtuvieron resultados satisfactorios al verificar las derivas de la nave industrial con el

programa SAP 2000; así mismo, para la estructura de la nave industrial se utilizaron: perfiles tubulares para el tijeral a dos aguas; que cubren un claro de 17 m, correas de sección tipo C; que cubren un claro de 5 m, arriostres de techo de barra lisa redonda, tensores de barra lisa redonda, vigas de sección tipo W; que cubren un claro de 5 m, arriostres de sección tipo L, columnas de sección tipo W; que miden de 4 m, plancha base con pernos de anclaje y pedestales. Por lo tanto, todos los elementos estructurales que conforman la nave industrial para el almacenamiento de concentrado de mineral, en la unidad minera Toma La Mano, cumplen con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC).

Cuarta. De la misma manera se realizó el plano de estructura general que representan los diferentes elementos estructurales de una nave industrial, para la mejora de los estándares de almacenamiento de concentrados de mineral en la unidad minera Toma La Mano en la ciudad de Carhuaz, mediante el uso del programa AutoCad; dando como resultado una representación gráfica en función al diseño eficiente de cada elemento estructural de la nave industrial, que se muestra en el anexo 3 del presente informe.

RECOMENDACIONES

Primera. La nave industrial para almacenamiento de concentrado de mineral deberán contar con una losa de concreto con sistemas de canalización de agua para evitar pérdidas de material e infiltraciones de lixiviados en el suelo.

Segunda. Para evitar el deterioro de la losa de concreto, se recomienda establecer un procedimiento de control por aguas acidas formadas en los concentrados almacenados más del tiempo del previsto.

Tercera. Generar un procedimiento de control en el montaje de estructuras teniendo en cuenta: la capacidad de izaje de la grúa, la carga a izar, la zona de maniobra, personal capacitado y las condiciones apropiadas de seguridad.

Cuarta. Verificar los certificados de calidad de los materiales empleados en la construcción de la nave industrial, verificando las propiedades mecánicas y composición química, tal que cumplan con lo exigido en las normas pertinentes.

REFERENCIAS

Aghayere, A. O., y Vigil, J. (2020). Structural steel design. Dulles, Virginia: Editorial Mercury Learning and Information.

American Institute of Steel Construction. (2021). About Us. Chicago, EU. Recuperado de <https://www.aisc.org/about-us/>

Cruz, C., Figueroa, P. y Hernández, C. (2012). Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD (tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador.

CSI Spain. (2021). Sap2000 – Características y funcionalidades. España. . Recuperado de <https://www.csiespana.com/software/2/sap2000>

E.020 Cargas. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima. Recuperado de <http://page.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=171>

E.030 Diseño Sismoresistente. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima. Recuperado de <http://page.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=4652>

Giraldo, H. (2002). Predimensionamiento de Estructuras Metálicas: Metodología para Arquitectos. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.

Gutarra, M. (2016). Mejoramiento de almacenes autoportados con elementos de acero estructural nacionales (tesis de pregrado). Universidad Nacional del Centro Del Perú, Huancayo, Perú.

McCormac, J. y Brown, R. (2018). Diseño de concreto reforzado, 10ma Edición. México: Alfaomerga.

McCormac, J. y Csernak, S. (2016). Diseño de estructuras de acero, 5ta Edición. México: Alfaomerga.

Ministerio de Energía y Minas (2021). Boletín estadístico minero, edición N°12-2020. Recuperado de <http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/Mineria/PUBLICACIONES/VARIABLES/2020/BEMdic2020.pdf>

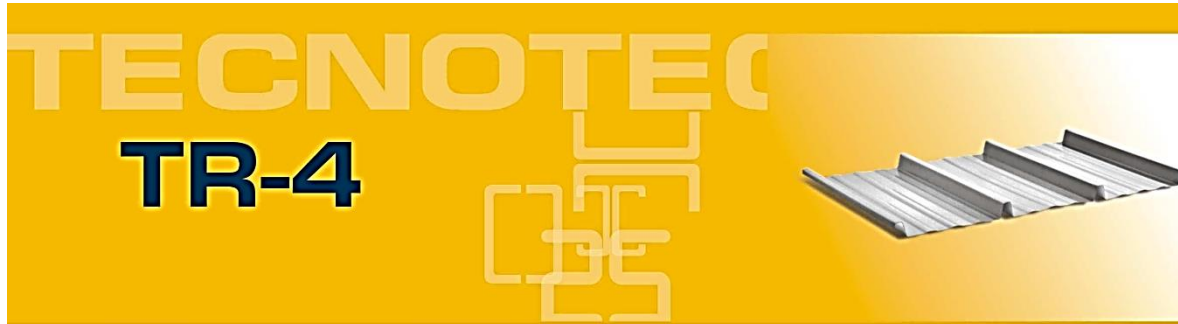
Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería. (2019). Reporte Semestral de Monitoreo del Mercado de Productos Mineros, Año 8 - N°14. Recuperado de https://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro_documental/Institucional/Estudios_Economicos/Reportes_de_Mercado/Osinergmin-RSMMM-I-2019.pdf

Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería. (2020). Reporte Semestral de Monitoreo del Mercado de Productos Mineros, Año 9 - N°16. Recuperado de https://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro_documental/Institucional/Estudios_Economicos/Reportes_de_Mercado/Osinergmin-RSMMM-I-2020.pdf

- Recio, F. (2012). Calculo de nave industrial mediante Cype Metal 3d clásico para almacenamiento de materiales de construcción (tesis de pregrado). Universidad Carlos III de Madrid, Madrid, España.
- Tong, Á. (2014). Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares (tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Vinnakota, S. (2006). Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, 1era edición. México: McGraw-Hill Interamericana.
- Vizueta, M. (2013). Cálculo y diseño de una nave industrial con cubierta fotovoltaica y entreplanta (tesis de pregrado). Universidad Carlos III de Madrid, Madrid, España.
- Zapata, L. (2004). Diseño Estructural en Acero, Lima-Perú.

ANEXOS

Anexo n.º 1. Panel Metálico TR-4. Descripción – Características - Ventajas.



DESCRIPCIÓN

Gama de paneles metálicos para coberturas y fachadas, con 4 trapecios que otorgan resistencia estructural, facilidad de instalación y superior acabado, ideal para edificaciones comerciales, industriales y de servicio.

CARACTERÍSTICAS

Material : Acero Zincalum ASTM A792, AZ 150.

Espesor (e) : 0,35; 0,40; 0,45; 0,50; 0,55; 0,60; 0,75 y 0,80mm.

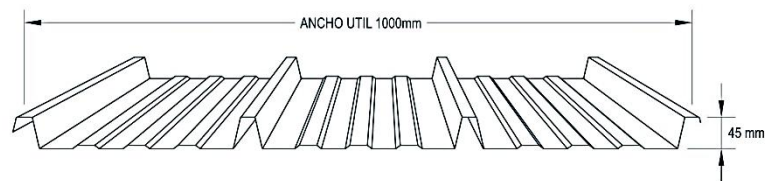
Acabado Cara Superior:

Pintura : Poliéster en polvo de espesor 50 micras.

Colores : Azul náutico, beige paracas, blanco perla, gris acero, rojo teja y verde follaje. Consulte por nuestros colores especiales.

Acabado Cara Inferior o Trascara:

Pintura : Base líquida de 10 micras.



VENTAJAS

- Gran resistencia estructural.
- Ahorro en estructura portante.
- Resistente a la corrosión.
- Colores firmes y durables.
- Completa línea de accesorios, sellos y fijaciones.
- Fácil y rápido de instalar.

Anexo n.º 2. Panel Metálico TR-4. Tabla de cargas.

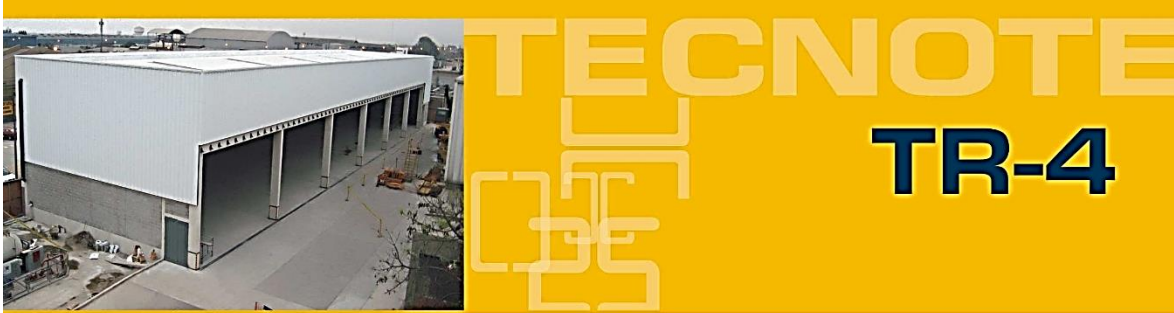





TABLA DE CARGAS (Kg/m²)

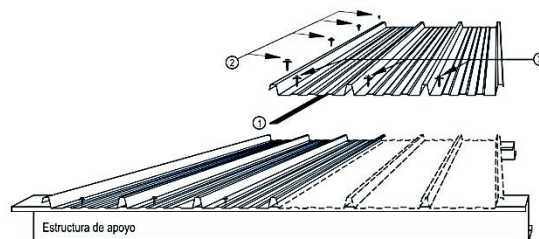
Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	266	169	117	85	64	50	40	31	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	342	218	150	109	82	64	51	40	--	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	419	266	183	133	101	78	63	49	36	--
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	571	363	250	182	137	107	85	67	50	38

Espesor e	Peso del Panel												
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	266	169	117	85	64	50	40	32	--	--	
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	342	218	150	109	82	64	51	42	34	--	
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	419	266	183	133	101	78	63	51	42	35	
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	571	363	250	182	137	107	85	69	57	48	

Espesor e	Peso del Panel													
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25		
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	334	212	146	107	81	63	51	41	34	--		
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	429	273	188	137	104	81	65	53	44	37		
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	525	334	230	168	127	99	80	65	54	45		
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	715	455	314	229	173	136	108	88	73	61		

* Acero zincaluz ASTM A792, AZ 150.
 * Las cargas se han calculado considerando que la sección es totalmente efectiva y que la deflexión máxima por carga viva es L/200.
 * Las cargas vivas son netas. El peso propio del panel ha sido incluido en la verificación de resistencia y deflexión.
 * Largo del panel hasta 12m.

DETALLE DE INSTALACIÓN



1. Cinta butil 3/8" a lo largo del traslape.
2. Tornillo autoroscante #8x3/4" punta fina cada 750mm max., sobre traslape longitudinal.
3. Tornillo autoperforante #10x3/4" punta broca, sobre estructura de apoyo.

Anexo n.º 3. Plano de estructura general.

