

ANALISIS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL DE 600 M2 CON PUENTE GRUA DE 10 T EN LA REGION LORETO

por jose quezada castillo

Fecha de entrega: 31-may-2025 06:53a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2689033628

Nombre del archivo: TESIS_-_JOSE_QUEZADA_-_LUIS_TABARA22222bbbbbb.pdf (3.16M)

Total de palabras: 16424

Total de caracteres: 75695

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes de la investigación

Salazar y Celada (2020), realizaron el diseño de una estructura metálica en el espacio destinado para el taller. Los resultados mostraron que, debido a el análisis estructural estático realizado, se vio que la estructura alcanza con los altos estándares de la norma NTP E-030. Por otro lado, en la fuerza cortante el valor es de 12.27 toneladas, en el cual sobrepasa el límite que es el 80%, mientras que, la cortante dinámica dio como resultado 10.23 toneladas, por lo tanto, se considera aceptable ante los valores promedios para el diseño. Además, se considera que esta propuesta es concebible para esta clase de naves industriales que fueron construidas en áreas libres para su montaje, de acuerdo con el manejo que se le asumirá, puede combinarse con un puente grúa al diseño. Concluyeron que, lo ideal es realizar naves industriales para reducir la carga, en comparación con el concreto armado que involucra mayores gastos. También, la estructura metálica es desmontable y replicable.

Solórzano y Vargas (2020), desarrollaron una guía, por medio de una evaluación y desarrollo estructural de una nave industrial equipada con puente grúa. Los resultados mostraron que la guía desarrollada plantea un proyecto teórico de una (NI) para un área de 600 m², cuya aplicación es para almacén y compuesto por un puente grúa de 10 toneladas de capacidad, con la intención de cumplir con las normativas del (RNE), (AISC) y (ACI). Concluyeron que, el desarrollo de la guía cuenta con datos requeridos para definir una metodología normalizada, clara y breve por medio la colección de fundamentos teóricos de especialistas como de normativas peruanas para ejecutar una correcta interpretación del comportamiento del puente grúa sobre la (NI).

Urquiaga (2019), se consiguió la mejora de una nave industrial de 30 metros de longitud en el distrito de Cercado de Lima, los resultados arrojaron que el peso de la superestructura fue comparado con el tramo trazado de cada pórtico y su deflexión de las correas de techo cuando se los separaba entre cada pórtico, así mismo, se incluyeron los movimientos y esfuerzos de los pórticos, por lo tanto, el que se separe 8.00 metros entre pórticos por un sistema dentada son insuficiente en cuanto es esfuerzo, así como en su peso total y el de sus componentes que lo conforman. Concluyó que, para la elección del diseño estructural óptimo se debe contar con desplazamientos que son apropiados para el peso de la nave, se posee que, cumplir con normativas nacionales e internacionales, para el diseño

estructural y modelado de la (NI), por ello, se recomienda aplicar el software SAP2000 respectivamente, luego comparar los cálculos para la verificación del diseño.

Estrada y Díaz (2019) demostraron que el puente grúa de Nivel Inferior cumple con las normativas de diseño al ser ligero y duradero, determinando la viabilidad del diseño de los componentes estructurales de un puente grúa de 15 toneladas. Se realizó un análisis inicial utilizando perfiles para aumentar la resistencia y garantizar que la estructura tuviera un comportamiento uniforme ante las cargas. Se verificó que cumplía con los requisitos de rigidez y resistencia, con una distorsión máxima de 0,012 según el MVCS. El peso del puente grúa y sus componentes también determinaron el diseño de la viga carrilera. Finalmente, se llegó a la conclusión de que los diseños de la estructura (VC), las bases, las placas base y las conexiones cumplen con las especificaciones de AISC14 y las normas MVCS.

Orihuela y Dávila (2016), ejecutaron un desarrollo y evaluación de una nave industrial de acero, en Juliaca que queda en puno. Los resultados mostraron que para el diseño de la (NI) emplearon vigas clase Pratt que cuenta con perfiles de forma tubular a dos aguas, los cuales cubren hasta 12 metros. Por otro lado, se aplicarán vigas de clase W para cubrir 5 tramos de 5 metros cada uno. Respecto a las columnas, estas deberán ser perfiles clase W de 4 metros. Al final se concluyó que, el diseño presentado cumple con los requerimientos de rigidez de acuerdo a las normativas peruanas, ya que los componentes cumplen con los índices de diseño.

1.2. Fundamentación y planeamiento del problema

La ineficiencia de las empresas de producción cuando se requiere cargar peso cada vez se hace más notoria. La mayoría de las veces es requerida la operación de equipos de ayuda como elevadores para poder mover elementos en posiciones fijas, sobre todo en el sector industrial.

El uso intermitente de equipos externos en el trabajo crea confusión, reduce el espacio y aumenta los tiempos muertos, impactando directamente la productividad y agilidad de procesos empresariales. La grúa puente ha surgido como una solución eficiente para manipular cargas con libertad y rapidez, especialmente en el comercio internacional para el movimiento de materiales en contenedores y cajas. Sin embargo, la falta de adaptación de instalaciones se convierte en un obstáculo tecnológico para muchas empresas que aspiran a ser competitivas.

Aunque el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) proporciona pautas para el diseño de proyectos a nivel nacional, su información es insuficiente en comparación con las normas internacionales como E.020 "Cargas" y E.090 "Estructuras metálicas". Por lo tanto, la

aplicación de normas internacionales es fundamental para lograr un análisis y diseño estructural ideal de las naves industriales (NI). En Perú, el desarrollo del sector industrial ha sido impulsado por políticas gubernamentales que impulsan su expansión, lo que ha resultado en la necesidad de establecer nuevas estructuras industriales. Según la Sociedad Nacional de Industrias (SNI), el sector creció un 5.7% en 2020. Actualmente, se encuentran zonas destinadas a albergar todo tipo de NI, así como instalaciones de almacenamiento y comercio, como supermercados, en polígonos industriales.

En 2015, había 167,647 empresas manufactureras a nivel nacional, lo que representa el 5.4% de la densidad empresarial del país. Con un 9.6% de organizaciones manufactureras por región, la Provincia de Lima representa 10 empresas por cada mil habitantes. En Lima Metropolitana, hay 10 empresas manufactureras registradas. En particular, en Lima Centro y en la Provincia Constitucional del Callao, los distritos de Callao y Ventanilla tienen la mayor concentración de estas empresas, con un 51.8% y un 22.5%, respectivamente.

El astillero de la región Loreto es más que una simple empresa; es una familia grande de peruanos que trabaja para respaldar la Defensa Nacional y el crecimiento socioeconómico y tecnológico del país, liderando proyectos de gran alcance en la industria metalmecánica. El astillero, ubicado en Iquitos, región Loreto, está considerando un proyecto de remodelación para su Taller de Construcciones Navales. Este astillero, que forma parte de los Servicios Industriales, ha sido fundamental en la construcción y mantenimiento de buques en Perú. La modernización de las instalaciones es crucial para una eficiente mejora de producción en la construcción de embarcaciones, especialmente en donde la industria naval peruana busca fortalecer su infraestructura y capacidades lo cual es la selva peruana donde sus ríos son navegables y por este motivo nace la necesidad de diseñar una (NI) con un puente grúa de 10 toneladas, debido a trabajos en el proceso de fabricación, donde se requiere izar y mover cargas de 7 toneladas como módulos de embarcaciones.

Figura 1

Centro de operaciones de astillero en la región Loreto



Nota. Fuente: SIMA Perú.

El proyecto de remodelación del Taller de Construcciones Navales, tiene un área de 600 m², en la cual se dispone a situar el diseño de la (NI) con un puente grúa de 10 toneladas de capacidad, teniendo en cuenta las necesidades que se requieren cumplir en la zona de trabajo y bajo las normativas nacionales, internacionales y las especificaciones de acuerdo a las necesidades por parte del astillero.

Considerando las cualidades geométricas y mecánicas del puente grúa, bajo los datos de 20 m de luz por 30 m de largo por 10 m de alto, teniendo una primera columna de 5 m y una segunda columna de 3 m de viga de alma llena, las longitudes de las columnas están sujetas a modificaciones y el área de la nave se posee que manejar como constante.

1.3. Limitaciones

Este proyecto y planteamiento preliminar como en todos también tiene sus limitaciones los cuales pueden llegar a ser diversas entre ella tenemos:

- El acceso a características específicas del taller: al nosotros estar lejos del lugar no podemos tener acceso directo a características intrínsecas del astillero y de las instalaciones.

- Recursos financieros y logísticos: es necesario realizar una inversión para poder tener un mejor desarrollo de las actividades propuestas al ser Loreto una localidad alejada.
- Personal capacitado: Se necesitaría de personal técnico capacitado para que pueda manejar las nuevas tecnologías.
- El cálculo de la cimentación y de las condiciones del terreno no se realizaron en el documento por lo que se requiere un trabajo multidisciplinario y profundo.

A continuación, se utilizó el diagrama de Ishikawa para identificar las causas de la ausencia de una nave industrial de 600 m² con puente grúa de 10 toneladas en la Región Loreto.

Figura 2

Diagrama de Ishikawa



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

El cuadro de Pareto, que evalúa el grado de relación lineal entre cada causa, se crea a partir de esta información y se basa en los datos de la matriz de correlación de Pearson. El coeficiente de correlación, que oscila entre 0 y 1, indica que la causa no tiene un impacto directamente proporcional en las causas subsecuentes, mientras que 1 indica que la causa está incluida, como se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 1**Matriz de Correlación**

	Causas	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	PUNTAJE	% PONDERADO
F1	Falta de puente grúa	1	0	1	1	0	1	1	0	0	1	0	1	0	0	6	6%
F2	Falta de inversión	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	1	1	1	7	7%
F3	No cumple con los requerimientos estructurales	1	0	1	1	0	0	1	0	0	1	1	0	0	0	6	6%
F4	Falta de seguimiento y control	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	11	12%
F5	Falta de aprobación de proyectos	0	0	0	1	1	0	0	0	1	0	1	0	0	0	4	4%
F6	Poca productividad	0	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	0	7	7%
F7	Maniobra inadecuada	0	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	1	0	0	7	7%
F8	No cumple con los parámetros medio ambientales	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	8	8%
F9	Actividades contaminadas	0	0	1	1	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	4	4%
F10	Errores en procedimientos	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	9	9%
F11	Medidas inadecuadas	1	0	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0	0	9	9%
F12	Incumplimiento de normas	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	10	11%
F13	Falta de personal	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	1	1	0	4	4%
F14	Falta de capacitación	0	0	0	1	0	1	1	0	0	1	1	1	0	1	6	6%
																98	100%

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

La ausencia de una nave industrial de 600 m² con un puente grúa de 10 toneladas en la Región Loreto se analizó en 14 aspectos principales. El análisis de los datos mencionados se muestra a continuación.

1
Tabla 2
Análisis de Datos

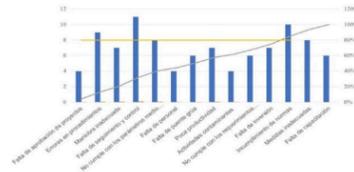
	Causas	Puntaje	% Ponderado	% Ponderado Acumulado	% Ponderado Promedio
F5	Falta de aprobación de proyectos	6	6%	6%	80%
F10	Errores en procedimientos	7	7%	13%	80%
F7	Maniobra inadecuada	6	6%	19%	80%
F4	Falta de seguimiento y control	11	12%	31%	80%
F8	No cumple con los parámetros medioambientales	4	4%	35%	80%
F13	Falta de personal	7	7%	42%	80%
F1	Falta de puente grúa	7	7%	49%	80%
F6	Poca productividad	8	8%	57%	80%
F9	Actividades contaminantes	4	4%	61%	80%
F3	No cumple con los requerimientos estructurales	9	9%	70%	80%
F2	Falta de inversión	9	9%	79%	80%
F12	Incumplimiento de normas	10	10%	90%	80%
F11	Medidas inadecuadas	4	4%	94%	80%
F14	Falta de capacitación	6	6%	100%	80%
		98	98		

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Esto refleja las causas con prioridad más altas en porcentaje, tales como, falta de seguimiento y control con 12%, Incumplimiento de normas con 10%, errores en procedimientos con 10%, no cumple con los parámetros medio ambientales, y medidas inadecuadas con 9%.

Figura 3

Diagrama de Pareto



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

1.4. Formulación del problema

Por tal motivo nace la presente investigación cuya formulación del problema es ¿De qué manera se realizará el análisis y diseño estructural de una nave industrial de 600 m² con puente grúa de 10 toneladas en la Región Loreto que cumpla con las normativas nacionales e internacionales, requerimientos y necesidades por parte del astillero de la región?

1.5. Objetivos**1.5.1. Objetivo general**

Realizar el diseño y análisis estructural de una nave industrial de 600 m² con puente grúa de 10 t en la Región Loreto.

1.5.2. Objetivos específicos

- Determinar criterios de estructuración y redimensionamiento de los componentes estructurales de acero considerando sus vibraciones y las cargas de los distintos componentes que conforman la nave industrial tomando en base al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).
- Calcular y seleccionar perfiles de puente grúa de 10 toneladas.
- Modelar con el software SAP 2000 bajo los criterios de diseño de las normas y corroborar los resultados obtenidos por medio cálculos manuales.
- Realizar una evaluación económica por medio el beneficio/costo, VAN y TIR.

1.6. Hipótesis

El análisis y diseño estructural de la (NI) de 600 m² con puente grúa de 10 t en la Región Loreto permitirá cumplir con las normativas nacionales e internacionales, así como representar una propuesta para la modernización del astillero.

1.7. Justificación

1.7.1. Justificación teórica

El análisis y diseño estructural de naves industriales es un área de estudio fundamental en la ingeniería civil y estructural, especialmente en el contexto de un país como Perú, donde el sector industrial está en constante crecimiento. La elección de realizar este estudio en la Región Loreto se justifica por varias razones, entre ellas el crecimiento del sector industrial, normativas y estándares, eficiencia operativa, sostenibilidad y durabilidad e impacto socioeconómico.

1.7.2. Justificación práctica

Otro lado, la justificación práctica se da en la elaboración de la propuesta de del trabajo o el diseño que se hará de la nave de 600 m² con puente grúa de 10 t, bajo resultados del software SAP 2000 y cálculos manuales con el objetivo de aplicarlo en la realidad.

1.7.3. Justificación económica

A nivel económico, el astillero de la región Loreto, obtendrá menos pérdidas económicas, y más beneficios porque se podrán ejecutar más actividades y tendrá una mejor producción con la nueva (NI).

1.7.4. Justificación tecnológica

En el ámbito tecnológico, el empleo de novedosas técnicas en el avance más significativo en ingeniería actualmente se encuentra en el diseño estructural y en el uso de materiales que cumplen con las mismas especificaciones técnicas para las cuales fueron diseñados, especialmente en este tipo de estructura.

1.7.5. Justificación ambiental

En términos ambientales, se adoptarán criterios ecológicos con un enfoque constructivista, asegurando que los materiales utilizados durante el montaje y transporte no ocupen espacio fuera de la zona de trabajo. Además, la introducción de la nueva nave industrial permitirá una producción más sostenible y menos contaminante en comparación con las prácticas actuales de la empresa analizada.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Marco conceptual

2.1.1. Nave industrial (NI)

Una (NI) es una clase de edificio aplicado en las industrias para almacenar materias primas o para fabricar productos de la industria. Según Meher, et al (2018) & Sravan, et al (2014) & Hemanthkumar y Pradeep (2020), “estos edificios proveen grandes áreas despejadas sin obstrucciones por las columnas. La gran superficie del suelo facilita bastante flexibilidad y facilidad en remodelaciones posteriores evitando grandes alteraciones constructivas” (p. 25).

De acuerdo con Anisha y Shalaka (2017), “estas estructuras ofrecen un espacio adecuado para actividades económicas y protección contra el clima, creando un entorno óptimo para el trabajo. Además, la variedad de tareas posibles en estos espacios requiere consideraciones específicas en el diseño, lo que ha impulsado la creación de diversas soluciones constructivas a lo largo del tiempo” (p. 56).

2.1.2. Cargas

Para Meera (2013), “se refiere a las cargas que afectan la estructura, como las cargas muertas, vivas, de nieve, de viento, sísmicas, de grúas, de montaje y accidentales” (p. 24).

a) Carga muerta

Según Meera (2013), “el peso propio de la estructura se conoce como carga muerta. Los pesos del techo, viga de pórtico, viga de grúa, correas, varillas de pandeo, arriostramientos y otros accesorios” (p. 51). Al diseñar una estructura, se debe tomar en cuenta una carga uniformemente dividida sobre la viga, que incluye todos los materiales que conforman y los que deberán soportar la estructura. Estas cargas son fijas en un lugar y se consideran como carga muerta.

b) Carga viva

Para Meera (2013) & McComac y Csernak (2012), “proceden del empleo y la habilitación de un edificio, y no deben mezclarse con las cargas ambientales ni permanentes en su diseño estructural. Proviene de materiales, maquinaria y personas, calculándose como las máximas que el edificio enfrentará en función de su uso previsto”

(p. 12). Para el diseño de la (NI) aplicaremos lo indicado por el MVGCS (2006), y para información adicional consultaremos la norma ASCE 716 (anexo 4).

c) Carga de la grúa

Según Meera (2013), “las grúas en almacenes mueven objetos pesados y son controladas por carretillas en rieles en vigas. El puente se desplaza sobre rieles en el pórtico, sostenido por columnas, generando fuerzas cortantes y momentos” (p.11). La carga de la grúa se calcula con efectos máximos al moverla, como señala el autor.

d) Cargas por sismo

De acuerdo con Meher, et al (2018), “la norma Peruana Diseño Sismorresistente E 0.30 indica que, para la estimación de la carga sísmica, se requiere identificar los parámetros del área” (p. 23). Por lo tanto, según MVCS (2006), para obtener los parámetros sísmicos.

Según la norma Peruana de Diseño Sismorresistente, E.030, se tiene en cuenta lo siguiente:

Zonificación

Según la norma E.030, Perú cuenta con 4 tipos de zonas como se indica en la siguiente figura:

Figura 4

Mapa sismológico del Perú



Nota. Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030

Perfiles de suelo según la norma E.030:

Perfil estándar 0: Piedra resistente

Perfil S1: Terreno compuesto por rocas o suelos extremadamente duros.

Perfil S2: Caracterizado por suelos de tipo intermedio.

Perfil S3: Características terrenos suaves

Perfil S4: Circunstancias del sitio

De acuerdo con Collado (2010), “debe tomarse en cuenta el tipo de perfil más apropiado que identifique las condiciones locales”, (p.49). la normativa presente en Perú demuestra la columna del suelo S como valor de aplicativo y periodos tales como: TP y TL:

Tabla 3

Perfiles laminados de acero

Zona	Terreno			
	S (0)	S (1)	S (2)	S (3)
Z 4	0.8	1.0	1.05	1.1
Z 3	0.8	1.0	1.15	1.20
Z 2	0.8	1.0	1.20	1.40
Z 1	0.8	1.0	1.60	2.0

Nota. Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Estos valores del factor se relacionan con la zona sísmica y su clase, debe estar conforme a la norma E.030.

Tabla 4

Factores de periodos del suelo

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _{P(S)}	0,3	0,4	0,6	1,0
T _{L(S)}	3,0	2,0	2,0	1,6

Nota. Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Los valores de los periodos T_P y T_L, definirán las cualidades del factor C.

e) **Carga de viento**

Según Rolphes (2006), “se puede calcular considerando la velocidad del viento en el terreno, y que la carga del viento sobre el techo se puede tratar como una carga uniformemente distribuida que se dirige hacia afuera en la viga de la construcción, así como puntos de carga que se dirigen hacia afuera en los puntos del panel de la construcción” (p. 19).

$$V_h = V \cdot \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22} \quad (1)$$

Donde:

V_h : Velocidad del diseño en Km/h, hasta los 10 m en km/h es V.

2.2.1. Material acero

Para McComac y Csernak (2012), “el acero es uno de los materiales con más capacidad de adaptación estructural, debido a poseer alto nivel de resistencia, un peso ligero, fácil producción y otras cualidades beneficiosas” (p. 48).

2.2.2. Criterios de diseño

a) Perfiles de acero

Según McGuire (1968), “El AISI como organización tomó el primer paso en normalizar los perfiles de acero de acuerdo a sus principales características como peso, dimensiones y entre otras cualidades definidas por sección, derivando en que gran cantidad de perfiles estructurales se hallan normalizados, sin embargo las dimensiones precisas varían en caso de cambiar de laminadora a laminadora; es determinante la forma de secciones transversales para la clasificación de perfiles de aceros”, (p.23).

b) Deflexiones

Se considera las deflexiones estipuladas en la Tabla 5 para el diseño y análisis de la nave industrial.

Para verificar la deflexión se considera la siguiente formula:

$$\Delta_{Ge} = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (2)$$

Donde:

Δ_{Ge} : Máxima deflexión que se produciría en el elemento.

W : Carga de servicio, que incluye la carga muerta, la carga viva, la carga de nieve o la carga de viento.

L : Longitud del elemento es representada por la letra L.

E : Módulo de elasticidad del acero.

I : Momento de inercia a lo largo del eje longitudinal.

Tabla 5
Deflexiones máximas

Elementos Estructurales	Deflexión
Correas y Vigas (deflexión vertical para carga muerta y carga viva)	L/240
Vigas y correas (deflexión vertical para carga viva)	L/360
Reticulados (deflexión vertical para carga muerta más carga viva)	L/700
Viga soporte de puente grúa (deflexión vertical debido a carga elevada sin considerar impacto)	L/1000
Viga soporte de puente grúa (deflexión horizontal sin considerar impacto)	L/500
Soportes de fajas transportadores (deflexión vertical debido a carga muerta y carga viva)	L/500
Soportes de fajas transportadores (deflexión vertical debido a carga de materia transportado)	L/600
Soportes de poleas, reductores, motores y de otros mecanismos de fajas transportadoras (deflexión vertical)	L/700
Soportes de fajas transportadoras (deflexión horizontal por carga de viento)	L/300
Vías soporte grúas de servicio y monorrieles sin considerar impacto	L/800

Nota. Fuente American Institute of Steel Construction (AISC).

2.1.3. Cálculo de las cargas para el método LRFD

Según Collado (2010), “en el método LRFD se efectúa el cálculo de las cargas individuales de acuerdo a los requerimientos de especificación empleados, estas cargas son conocidas como "cargas de servicio". Se selecciona la combinación lineal más significativa de cargas dentro de un grupo en un proceso, tras haber calculado las cargas concentradas. Esta elección permite identificar la carga máxima posible en un momento determinado, que será utilizada en el análisis de la estructura” (p. 21). La ecuación que aplica este método es el siguiente:

$$(\phi) \cdot \text{Resistencia nominal} \geq \text{fuerza factorizada calculada}$$

$$\phi \cdot R_n \geq R_u \quad (3)$$

Estas combinaciones de cargas últimas esto según LRFD son:

$$U = 1.4D \quad (4)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R) \quad (5)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (Lr \text{ o } 0.5W) \quad (6)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + Lr + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R) \quad (7)$$

$$U = 1.2D \pm 1.0E + Lr + 0.2S \quad (7)$$

$$U = 0.9D + 1.0W \quad (8)$$

$$U = 0.9D \pm 1.0E \quad (9)$$

Donde:

U: Factor de diseño o carga.

D: Peso cero

L: Carga viva de acuerdo a su propósito

LR: Carga viva del techo

S: Carga de nieve

R: Carga nominal debido a la lluvia o hielo

W: Carga de viento

E: Carga sísmica

2.1.4. Análisis estructural estático y dinámico

Se realiza con el propósito de asegurar un rendimiento adecuado ante eventos sísmicos, así como ante las fuerzas de gravedad, de elevación y de viento. Anisha y Tushar (2018) mencionan que, "la estructura consiste en pórticos con conexiones rígidas, los cuales también se conectan con vigas y arriostres. Además, se destaca la disposición adecuada de los componentes para lograr un rendimiento óptimo en la estructura. El peso alto generado por esto a la estructura hace que los eventos sísmicos causen más daño que las cargas de viento" (p. 59)

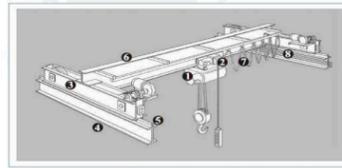
2.1.5. Componentes de un puente grúa

Según Shankaranand (2020), "la grúa puente está conformada principalmente por el soporte de carga, carro, pared final, viga de riel de puente, riel de carro, circuito y sistema eléctrico. El control remoto por cable, el control remoto inalámbrico y la cabina de control son los tres métodos disponibles para controlar" (p. 66).

La siguiente figura señala los componentes de un sistema puente grúa:

Figura 5

Componentes de sistema puente grúa



- | | |
|--------------------|--------------------------------------|
| 1. POLIPASTO | 5. RIEL |
| 2. CARRO O TROLLEY | 6. VIGA PUENTE |
| 3. VIGA TESTERA | 7. ELECTRIFICACION DE PUENTE GRUA |
| 4. VIGA CARRILERA | 8. ELECTRIFICACION DE VIGA CARRILERA |

Nota. Fuente: Proyecto y construcción de galpones modulares: Ing. Eduardo Arnal

a) Polipasto

Para Hemant (2017), “este es un dispositivo con un sistema de poleas que levanta un peso mediante el uso de una fuerza más pequeña que el peso que se mueve. En principio, la normativa establece que el peso debe declararse por separado, pero en la práctica el polipasto va integrado en el carro a trolley” (p. 32).

b) Carro o trolley

Según Hemant (2017), “es el equipo que accede que el polipasto esté en movimiento en las vigas del puente, logrando transportar en sentido paralelo la carga a la viga y a lo ancho de la nave” (p. 32).

c) Viga testera o carro de traslación

Según Shankaranand (2020), “son equipos que se colocan como acoplamientos en el Polipasto-Trolley y Vigas, y transfiere sobre la (VC) la carga al riel. Este equipo logre desplazar el puente grúa a todo lo largo de las vigas carrileras” (p. 29).

d) Vigas carrileras

Para Anisha y Tushar (2018), “las vigas carrileras son usadas para soportar a las vigas testeras y son parte de la (NI), moviendo el puente grúa a lo largo de toda la (NI) por medio de los rieles”, (p. 30).

e) Riel

De acuerdo con Meher, et al (2018),” Son estructuras que soportan y transmiten las cargas de las vigas de extremo a (VC). Los rieles deben coincidir con las vigas de los

extremos, por lo que es bueno tener esta construcción del fabricante de la grúa puente. Permitir movimiento de puente grúa (NI)", (p. 36).

f) Vigas puente

Para Shankaranand (2020), "son estructuras metálicas utilizadas como pasillos de carros Trolley. Debido a su gran longitud y alta absorción de carga, estas vigas tienen forma de caja y están construidas sobre placas de acero estructural. Una grúa puente puede tener un solo contexto de viga puente. Desde un puente grúa monorraíl o si tiene dos vigas puente, se le llama sistema de puente grúa de doble riel", (p. 24).

2.1.6. Diseño del puente grúa

Según Steel Structures, Design and practice de Subramanian (2010), "para el diseño del puente grúa se posee que verificar los pesos y las cualidades necesarias, esto es para estimar las cargas en la (VC), de acuerdo con las normativas estudiadas en la investigación para el peso y las medidas se aplicará lo indicado en él", (p. 54).

Tabla 6

Tabla de datos típicos de puentes grúa

Capacidad de la grúa (kN)	Peso auxiliar (kN)	Longitud del espacio (m)	Base de rueda (m)	Distancia mínima del gancho del cable principal (m)	Peso del puente grúa (kN)	Altura libre (m)	Peso del carro/cangrejo (kN)	Ancho de la cabeza (mm)	Peso del riel de la grúa (kN/m)	Ancho de la base (mm)
50	-	10.5-22.5	3.0-4.8	0.65-1.00	50-150	1.83	15	CR50	298	90
100	30	10.5-22.5	3.2-4.8	0.65-1.10	80-210	1.83	35	CR50	298	90
150	30	10.5-31.5	3.2-5.3	0.80-1.10	210-250	2.13	60	CR60	400	105
200	50	10.5-31.5	3.5-5.3	0.80-1.10	160-275	2.13	75	CR60	400	105
250	50	10.5-31.5	3.5-5.3	0.80-1.10	275-320	2.44	85	CR80	642	130
300	80	10.5-31.5	3.8-5.3	0.80-1.15	300-360	2.44	100	CR80	642	130
400	80	10.5-31.5	3.8-5.3	0.85-1.15	350-400	2.74	120	CR80	642	130
500	125	10.5-31.5	4.0-5.3	0.85-1.20	400-470	2.74	135	CR100	890	150
600	125	10.5-31.5	4.5-5.3	1.00-1.20	600-750	2.74	250	CR120	1180	170

Nota. Los datos exactos de la grúa deben obtenerse del fabricante y no es necesario considerar la carga auxiliar en el diseño de la viga. Fuente: "Steel Structures, Design and Practice" Subramanian (2010)

Fórmulas y términos para calcular de cargas vivas móviles

Definimos peso únicamente del puente Grúa ($Qc1$), del Trolley ($Qc2$).

Anisha y Tushar (2018), indicaron que, “el peso correspondiente de las partes de equipos mecánicos y acoplamientos puente grúa, contienen el polipasto y las vigas testeras”, (p.36). Para obtener las cargas se aplicará lo establecido en el Eurocódigo 1-Parte 3 (2006), “Carga de peso de grúa y Trolley. Pero, la carga de QC se divide en dos partes. Uno cuyo nombre es Q_{c1} , que forma parte del puente grúa y sus acoples, y el otro se llama Q_{c2} , que es parte del peso del Trolley incluyendo polipasto y accesorio de izaje” (p. 36).

Fórmula que da la máxima carga sobre la rueda (Q_{wmax})

Según Anisha y Shalaka (2017), “en las normativas internacionales, se identificó el manejo de la terminología “máxima carga admisible sobre eje” (p. 38), de acuerdo a esto se obtienen las demás cargas horizontales, tomando la carga nominal en consideración.

Esta se convierte en una solución donde la viga suele soportar dos cargas, una en el centro de la viga y la otra en el claro.

Para calcularlo se necesita la siguiente formula:

$$\sum Q_{wmax} = Y \cdot Q_{c1} + Y \cdot Q_{c2} + Y \cdot Q_h \quad (10)$$

Donde:

Y_{Qc1} = Aporte de carga QC1

Y_{Qc2} = Aporte de carga QC2

Y_{Qh} = Aporte de carga Q_h

Cálculo de los factores dinámicos en el puente grúa

Los factores dinámicos definidos por Eurocódigo 1-Parte 3 (2026) son:

- $\varphi_1 = 1.1$
- φ_2

El factor φ_2 se calcula de la siguiente manera:

$$\varphi_2 = \varphi_{min} + \beta_2 \cdot v_h \quad (11)$$

Los parametros φ_{min} y β_2 se obtienen del Eurocódigo 1- Parte 3 (2006) (cuadro 22)

Tabla 7
Factores Dinámicos según Eurocódigo 1-Parte 3

Factores	Efectos considerados	Al ser aplicado en
F1	Iniciación de estructuras de grúas aéreas durante el levantamiento de carga.	Carga muerta del puente grúa
F2 o F3	Consecuencias dinámicas de la transferencia de carga de elevación en puentes grúa.	Carga de izaje
F4	Efectos que son dinámicos debido a la repentina causa.	Carga muerta del puente grúa y carga de izaje
F5	La aparición de efectos dinámicos cuando el puente grúa se desplaza a lo largo de la viga carrilera.	Fuerzas impulsivas
F6	Consecuencias dinámicas generadas por las fuerzas impulsivas.	Cargas de prueba
F7	Impactos dinámicos debido a las cargas de prueba del puente grúa.	Cargas en topes

Nota. Fuente: Eurocódigo 1-Parte 3 (2006)

Tabla 8
Valores de β_2 y φ_2 según EC-1-P3 Eurocódigo 1-Parte 3 (2006)

Clase de puente Grúa	β_2	φ_2 min
H (C1)	0.17	1.05
H (C2)	0.34	1.1
H (C3)	0.51	1.15
H (C4)	0.68	1.2

Nota. Fuente: Eurocódigo 1-Parte 3 (2006)

El factor dinámico - φ_3 se calcula con la siguiente formula:

$$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} \cdot (1 + \beta_3) \quad (12)$$

Donde:

Δm : Parte de la carga de izaje que se suelta súbitamente

M: Carga de izaje total

$\beta_3 = 0.5$ (Para puentes grúa equipados con garras o accesorios similares)

$\beta_3 = 1.0$ (Para puentes grúas equipados con magnetos)

$-\varphi_4 = 1$

El factor dinámico φ_s está indicado en la tabla 2.6 del Eurocódigo 1- Parte 3 (2006).

Tabla 9

Factores dinámicos φ_s según EC-1-P3 Eurocódigo 1-Parte 3 (2006)

Valores del factor dinámico	Uso específico
$\varphi_s = 1.0$	Para fuerzas centrífugas
$1.0 < \varphi_s < 1.5$	Para sistemas cuyas fuerzas
$1.5 < \varphi_s < 2.0$	En cambios súbitos
$\varphi_s = 3.0$	Unidades de reacción considerable

Nota. Fuente: Eurocódigo 1-Parte 3 (2006)

2.2. Definición de términos básicos

a) Conexiones:

Collado (2010), “Para la transferencia de fuerzas entre dos componentes unidos estructuralmente” (p. 58).

b) Cortante basal de diseño:

Es la resistencia que presenta un diseño de la base de un edificio, dando un resultado post sismo, tomando en cuenta lo indicado por el MWCS (2018).

c) Fuerzas externas:

Collado (2010), “Fuerzas provenientes del entorno que afectan a la estructura, tales como fuerzas sísmicas, temperatura, o corrientes de viento” (p. 58).

d) Fuerzas gravitacionales:

Collado (2010), “Son el resultado del impacto de la gravedad en la masa de una estructura, tomando en cuenta las cargas vivas implementadas” (p. 58).

e) Parámetros de diseño:

Collado (2010), “Necesarios para la realización de cálculos y diseño de una estructura” (p. 58).

f) Placas base:

Collado (2010), "Parte de la estructura cuya finalidad es la transferencia de carga de columnas de perfil a la cimentación de la estructura, es fijada con pernos y/o soldadura en la base de la cimentación" (p. 58).

g) Pernos de anclaje:

Collado (2010), "Perno cuya función es resguardar la estabilidad entre dos componentes estructurales, tales como placa base y base de cimentación" (p. 58).

h) Puente grúa:

Collado (2010), "Estructura cuya finalidad es suspender y elevar carga, es generalmente usada en industrias y fábricas, para el fácil manipuleo de objetos pesados" (p. 58).

i) Vibración

Según Ramos & Rincón (2012), "Este es un movimiento de vaivén de una posición de equilibrio a otra posición máxima, también llamado movimiento repetitivo, que permite que el cuerpo regrese a su posición original" (p. 34).

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Tipo de estudio

En proyecto llevará a cabo bajo un enfoque tanto cuantitativo y cualitativo. Según Hernández, Fernández, y Baptista (2014), indican que “cumple con el propósito de la descripción de las características de un evento, por tanto, busca definir una parte de la realidad, donde se logra medir y analizar todas las cualidades que sea requerido” (p. 47).

Asimismo, se considera como básica la investigación, según Hernández, Fernández, Baptista (2014), “busca el conocimiento de la realidad o del evento estudiado” (p. 29). De manera que con el presente estudio se espera efectuar un estudio de las normativas nacionales e internacionales y que sean implementadas en el análisis y diseño de la (NI).

3.2. Metodología de investigación

3.2.1. Método de investigación

La técnica inductiva utiliza un enfoque de investigación que impulsa el razonamiento y forma parte del método científico, ampliando el conocimiento del entorno. Se emplea en este estudio para validar el cumplimiento de criterios normativos en el diseño de la (NI).

3.2.2. Procedimiento de la Investigación

Tabla 10

Fases de procedimiento de la investigación

FASE 1	Determinar el objetivo central, específicos y la formulación del problema.
FASE 2	Obtener datos del entorno de investigación mediante observación, anotación y registro visual.
FASE 3	Recopilar información online, incluyendo libros, proyectos de referencia y artículos científicos en inglés y español, para fortalecer conocimientos en el tema de investigación. Establecer pregunta general, evaluar relevancia del problema, definir objetivo e hipótesis.
FASE 4	Dar estructura a los datos recolectados. De este modo se podrá establecer relaciones, interpretar y extraer significados relevantes del problema abordado
FASE 5	Elegir un método y recolección de datos
FASE 6	Efectuar el estudio y diseño de la nave industrial y evaluar económicamente.
FASE 7	Interpretar resultados obtenidos. finalmente dar a conocer los resultados mediante un informe final.

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

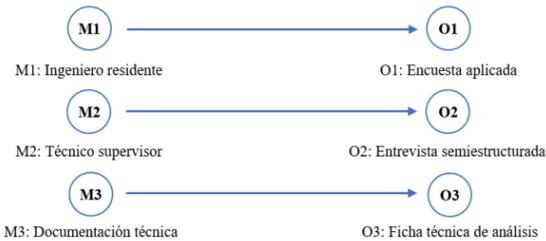
3.2.3. Diseño de Investigación

Por su parte, el no experimental según Hernández, Fernández, Baptista (2014), “es aquel donde se someten a prueba las variables de estudio” (p. 32). Con lo anteriormente citado, la indagación se realiza bajo un diseño no experimental, ya que sólo busca analizar el contexto de estudio.

También, se considera de corte transversal, acorde con Hernández, Fernández, y Baptista (2014), “la indagación no experimental implica no manipular ni probar las variables” (p. 32). Por lo tanto, esta investigación, al centrarse únicamente en el análisis del contexto de estudio, se ajusta a este enfoque.

Figura 6

Gráfico de investigación descriptiva



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

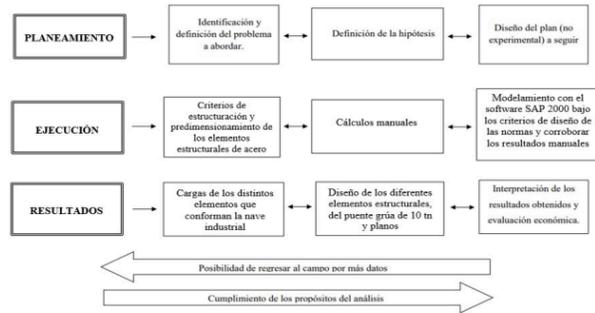
3.2.4. Esquema de diseño en la investigación

Figura 7

Esquema de investigación descriptiva



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Figura 8*Diagrama de investigación*

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 11*Diagrama planteado de la investigación*

METODOLOGIA	- Análisis de registros climáticos - Inspección de especificaciones técnicas del puente grúa. - Modelado y análisis estructural con software. - Estudio de viabilidad económica.
RECOPIACION DE DATOS	- Datos climáticos de la región Loreto e interpretarlos. - Especificaciones técnicas del puente grúa de 10 toneladas, requerimientos de este mismo. - Planos y especificaciones de la nave industrial.
RESULTADOS	- Diseño estructural de la nave. - Evaluación de viabilidad económica.

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

3.2.5. Identificación de Variables**Variables independientes:**

- Requisitos de diseño (cargas, dimensiones, normas, configuración, etc.)
- Requerimientos económicos

Variables dependientes:

- Capacidades estructurales (durabilidad, capacidad de carga, estabilidad, etc.)

- Dimensiones y diseño
- Materiales elegidos

Tabla 12*Operabilidad de variables*

Variable independiente	Tipo de variable	Operacionalización	Categorización o dimensionamiento	Definición conceptual	Definición Operacional
Requisitos de diseño	Cuantitativa	Enfoque del análisis	Criterios de proyección	Cargas vivas muertas, dimensiones, normas entre otras características que intervienen en el diseño.	Proporcionar los requerimientos de diseño para las variables dependientes.
Indicador		Unidades de medidas		Nivel de medición	
Cargas, dimensionamiento, normas, configuración.		Cargas = Psi (kg/m ²) Dimensionamiento =m Densidad de materiales = Lb/ft ³ (kg/m ³)		Cargas: razón Dimensionamiento: razón Normas: ordinal Configuración: nominal	
Variable dependiente	Tipo de variable	Operacionalización	Categorización o dimensionamiento	Definición conceptual	Definición Operacional
Diseño de la NI y del Puente grúa	Cualitativa	Análisis y diseño de los componentes de la nave y puente grúa.	Cumplimiento operacional	Sistema de edificio y grúa puente para poder trasladar grandes cargas.	Trasladar cargas pesadas en cualquier parte de la nave industrial.
Indicador		Unidades de medidas		de medición	
Capacidades estructurales. Dimensiones del diseño Materiales elegidos		Peso propio y de elementos = QC (kN) Cargas = Psi (kg/m ²) Distancia entre ejes de vigas carrileras = l(m). Distancias del trolley y eje de viga carrilera = emin(m).		Capacidades estructurales = razón Dimensiones del diseño = nominal Materiales elegidos = ordinal	

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

3.2.6. Población y muestra**a) Población**

Para Hernández, Fernández, Baptista (2014), “es aquella agrupación de componentes elegidos a una evaluación”, (p. 38). Para la presente investigación, la

población está constituida por los proyectos y estructuras industriales en la región como en otras regiones.

b) Muestra

Según Hernández, Fernández y Baptista (2014), "se trata de un grupo representativo de la población en su conjunto, que posee las mismas particularidades que distinguen al grupo escogido", (p. 21). En este escenario, el método de muestreo es de autoselección no aleatoria, lo que significa que la muestra elegida por el investigador es representativa de la población. El espacio a emplear en el diseño es de 600 m² en el astillero, situado en el distrito de Iquitos, provincia de Maynas, región Loreto.

3.2.7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Hernández, Fernández y Baptista (2014) definen la revisión documental como, "un proceso validado para obtener datos útiles en la resolución de problemas científicos" (p. 63). Esta técnica se aplicará selectivamente en este estudio para examinar documentos relevantes, proporcionando un fundamento sólido en antecedentes, teorías y normativas.

La observación directa es esencial para identificar cualidades de diseño. Fichas de registro según Hernández, Fernández y Baptista (2014) "capturan datos clave del fenómeno" (p. 14). Este instrumento se usará para los siguientes conjuntos de datos.

- a) Suelo: Los datos del sitio para las cargas sísmicas (V_x ; V_y).
- b) Meteorológicos: Cargas de velocidad del viento en Km/h a cierta altura
- c) Medidas perimétricas del terreno: En el diseño preliminar, considerando las longitudes iniciales del perfil.
- d) acero: Cualidades estructurales y comerciales.

3.2.8. Validez y confiabilidad del Instrumento

- a) Validación por medio técnica:

Criterio de jueces: por lo menos tres jueces de la especialidad del tema, en este contexto de la carrera de Ingeniería Mecánica.

- b) Confiabilidad:

Instrumentos ya validados por los autores y por el astillero de la región Loreto.

3.2.9. Métodos de análisis de datos

La técnica para analizar datos de diseño registrados. Se aplicarán las solicitudes en el software SAP 2000 con la norma AISC-LRFD para modelar naves industriales. Este software tiene herramientas de diseño según AASHTO, códigos IBC, ACI y AISC. Los resultados se compararán con cálculos manuales.

3.2.10. Procesamiento de Datos

Se tomarán todos los datos y medidas para el software el modelado y simulación, tabulado y procesamiento, documentación y AutoCAD para la elaboración de los planos.

3.2.11. Metodología a aplicar

a) Metodología de Diseño en Acero: AISC-LRFD

Cortes y Sánchez (2012) indican que, “este método es óptimo para diseñar estructuras de acero seguras y eficientes. Se basa en cargas de trabajo (Q_i), multiplicadas por factores de seguridad según la combinación de cargas, evitando exceder el esfuerzo último” (p. 49).

b) Herramienta de Diseño: Software (SAP 2000)

Según CSIESPANA (2017), “es un software planteado por la compañía Computers and Structures, Inc. (CSI) cuyo fundador es Ashraf Habibullah desde 1975, el cual trabaja en diseño de programas especializados en la ingeniería estructural y sísmica, este software se compone de una interfaz gráfica, donde el proceso de diseño, análisis, entre otros, facilitan el solucionar problemas estructurales” (p. 69).

c) Análisis del Software

El software SAP 2000 inserta los datos de entrada y simula sistemáticamente el comportamiento de los perfiles de la estructura ante las cargas sometidas de diseño en acero.

d) Análisis de cálculos manuales

Se tomarán los datos y fórmulas de cada criterio para la realización de los cálculos manuales, de manera que los resultados se comprueben con los del software SAP 2000.

e) Evaluación económica

Cálculos de Beneficio/ costo, VAN y TIR

CAPÍTULO IV. CÁLCULOS

Para comenzar con el desarrollo de los cálculos de la investigación presente, se van a tener que determinar ciertos parámetros principales, que se indicaran a continuación.

4.1. Parámetros del puente grúa

Los principales parámetros que se van a tener en consideración para realizar el análisis del puente grúa serán los siguientes:

Parámetros solicitantes en el diseño

Máximo rendimiento de carga: 10 t

Dimensiones entre ejes de carriles: 6 m

Trayectoria útil del gancho: 7 m

Estimación del peso polipasto: 1 t

Con estos requerimientos, se va a realizar el análisis de las cargas y los componentes para realizar el diseño del puente grúa.

4.2. Cargas del puente grúa

Las cargas que van a intervenir en el desarrollo del diseño de un puente grúa, van a ser determinadas por las siguientes funciones:

4.2.1. Carga viva

En el desarrollo de esta investigación, la carga viva a tratar será la carga máxima que el puente grúa necesita elevar, correspondiendo en este caso a 10 toneladas.

$$carga_{viva} = 10 Tn = 10000 kg$$

4.2.2. Carga muerta

La carga muerta será determinada siguiendo lo dictaminado por la Norma E.020, se nos indica que las cargas muertas en el presente proyecto corresponden al mismo peso de los componentes del puente grúa.

4.2.3. Carga de seguridad

Según la Norma E.090, se nos indica que las cargas de seguridad están controladas. Para garantizar la seguridad en el diseño de estructuras, se toma en cuenta un porcentaje de carga a soportar que oscila entre el 25% y el 30%, considerando la siguiente ecuación:

$$Carga_{seguridad} = f_s \cdot carga_{viva}$$

Reemplazando los valores, nos da:

$$Carga_{seguridad} = 0.25 \cdot 10000 = 2500 \text{ kg}$$

$$Carga_{seguridad} = 0.30 \cdot 10000 = 3000 \text{ kg}$$

Donde tomamos el valor mayor como un valor de seguridad.

4.2.4. Carga de impacto

La norma E.090 establece que el 25% de la carga de impacto para las vigas de puentes, grúas de control y conexiones es la carga nominal.

$$Carga_{impacto} = 0.25 \cdot carga_{viva}$$

$$Carga_{impacto} = 0.25 \cdot 10000$$

$$Carga_{impacto} = 2500 \text{ kg}$$

Con estos valores determinados comenzaremos a realizar el análisis de las cargas en los componentes del puente grúa.

4.3. Análisis de cargas en componentes

Para realizar el análisis de los componentes del puente grúa, se va a considerar los componentes básicos que intervienen y las cargas que en estos van a intervenir.

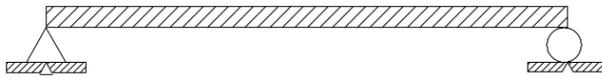
4.3.1. Análisis de la viga puente

Para empezar con el análisis de la viga puente, se va a considerar los conceptos de análisis de vigas que se presentan en el análisis de estructuras, para esto se va a considerar la siguiente forma:

Para iniciar el estudio de la viga puente, se tomarán en cuenta los conceptos de simulación que representan el análisis de estructuras. Para ello, se tomará en cuenta de la siguiente manera:

Figura 9

Esquema de posición de viga principal

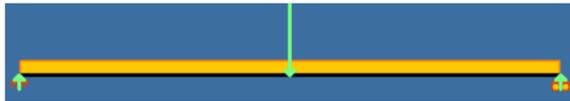


Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Según este modelo, se va a realizar el análisis de las cargas que van a trabajar en la viga:

Figura 10

Análisis de flexión en la viga principal.



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Según estas caracterizaciones determinadas, se van a realizar la selección del perfil a utilizar en el diseño de la viga

Determinación de la viga principal

Ahora se muestra los datos de la viga principal. Para esto, seguiremos las indicaciones del manual AISC, el cual sugiere que se utilice un perfil W24x162. El manual de estructuras AISC establece en su sección 3.1 que la carga requerida por la empresa para las vigas principales es de 1 tonelada.

Viga W 24 x 162

El perfil W 24 x 162 la tabla AICS da las siguientes dimensiones:

Tabla 13
Perfil W24x162

Perfil W 24 x 162	
Altura o peralte	$d = 63.5\text{cm}$
Ancho de patín	$bf = 32.9\text{cm}$
Espesor de patín	$tf = 3.09\text{cm}$
Espesor del alma	$tw = 1.79\text{cm}$
Área del perfil de viga	$A = 307.741\text{ cm}^2$
Peso x unidad de longitud	$w = 2.41083\text{ kg/cm}$
Momento de Inercia con respecto al eje X	$I_{x-x} = 215175.4\text{ cm}^4$
Sección Resistente con respecto al eje X	$S_{x-x1} = 6784.218\text{ cm}^3$
Momento de Inercia con respecto al eje Y	$I_{y-y} = 18437.66\text{ cm}^4$
Sección Resistente con respecto al eje Y	$S_{yy} = 1120.8708\text{ cm}^3$
Radio de giro	$r_t = 7.747\text{cm}$
Factor de amplificación de carga	$C_b = 1$

Nota. Fuente: AISC 360-22

Comprobación del ancho de la sección de la viga principal o puente:

Para determinar la sección debe cumplir esta relación del manual AISC 360 usada para verificar la compacidad de las alas.

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq \frac{425}{\sqrt{F_Y}} \quad (13)$$

Reemplazamos los datos y nos da:

$$\frac{12.955}{2(1.22)} \leq \frac{425}{\sqrt{2530}}$$

Entonces tenemos:

$$5.3 \leq 8.45$$

Según se indica en la ecuación, el valor determinado por la viga cumple con el requisito de ser menor al valor determinado por el material, en este caso el acero.

Cálculo de la esbeltez de perfil de viga principal:

Aplicaremos la siguiente relación:

$$Re = \frac{L}{rt} \quad (14)$$

Siendo:

rt: Radio de giro.

L: Longitud de la viga principal o viga puente.

L = 1500 cm

$$Re = \frac{1500}{7.747} = 193.62$$

Determinación del esfuerzo a flexión de la viga principal:

En el cálculo del esfuerzo a flexión, se cumple:

$$2694 \cdot \sqrt{\frac{Cb}{Fy}} \leq \frac{L}{rt} \leq 6025 \cdot \sqrt{\frac{Cb}{Fy}}$$

Siendo:

Cb: Factor de amplificación de cargas del perfil W.

Fy: Esfuerzo admisible de fluencia del acero A 36.

Ambos datos son de tabla AISC.

Primero determinamos el radio de giro, aplicando la siguiente formula:

$$rt = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} * I_{yy}}{Af + \frac{Aw}{6}}} \quad (15)$$

De donde sacamos:

$$rt = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} * 215174.4}{308.39 + \frac{(63.50 - 12) \cdot 17.9}{6}}} = 15.26 \text{ cm}$$

$$Re = \frac{1700}{15.26} = 111.40$$

Comprobación del esfuerzo permisible a flexión:

$$53.56 \leq 111.40 \leq 119.78$$

Efectivamente cumple.

Entonces según McCormac (Diseño de estructuras de acero) es:

$$Fb = \left(\frac{2}{3} - \frac{Fy(111.40)^2}{108.88 \cdot 10^6} \cdot 1 \right) \cdot Fy \leq 0.6 \cdot Fy$$

Reemplazamos los datos:

$$Fb = \left(\frac{2}{3} - \frac{2530 \left(\frac{L}{rt} \right)^2}{108.88 \cdot 10^6} \cdot Cb \right) \cdot 2530 \leq 0.6 \cdot 2530$$

$$Fb = 882.735 \leq 1518$$

En tal situación, el punto más elevado del perfil de la viga primordial o viga puente dividida será:

$$M_{x-x1} = (Fb)x(S_{x-x})$$

$$M_{x-x1} = 882.735 \cdot 6784.218$$

$$M_{x-x1} = 5988666.676 \text{ Kg.cm}$$

El momento resistente de la viga seleccionada es ahora, y lo compararemos con el momento actuante.

Cálculo del momento actuante del perfil de la viga principal o viga puente.

Se requieren los valores de la carga viva, carga de seguridad y carga muerta.

$$Cv = 10000 \text{ Kg}$$

$$Cs = 3000 \text{ Kg}$$

Cm = peso propio de la viga + peso del polipasto + carga de impacto

$$Cm = 2184.211 + 1000 + 2500$$

$$Cm = 5684.211 \text{ Kg}$$

Dado que existen fuerzas equilibradas en el eje Y, la suma de estas fuerzas será cero:

$$\sum Fy = 0$$

$$R_1 + R_2 = Cm + Cseguridad + Cimpacto$$

$$R_1 + R_2 = 5684.211 + 3000 + 2500$$

$$R_1 + R_2 = 11184.211 \text{ kg}$$

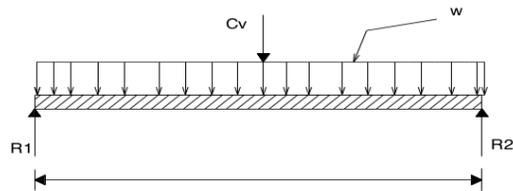
Como se nos presentó un sistema de ecuaciones, se va a realizar el análisis por momentos de fuerza.

$$\sum M = 0$$

Tomamos en función a la resistencia 1.

Figura 11

Análisis de resistencia de apoyo



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

$$R_2 \cdot 1500 = 11184.211 \cdot 750$$

Donde nos queda:

$$R_2 = 5592.1055 \text{ kg}$$

Y la resistencia en el otro apoyo es igual.

Los momentos de diseño del perfil de la viga primordial, provocados por cargas puntuales y su propio peso, suceden en los lugares próximos, por lo que se asume que están en consonancia.

$$M_{TVP} = M_c + M_w$$

Donde:

MTVP es la abreviatura de Momento total de la viga puente.

Momento causado por las cargas verticales es igual a M_c .

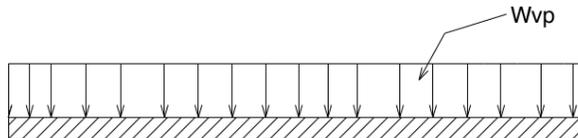
El momento causado por el peso propio de la viga es M_w .

Calcularemos el momento producido por la carga distribuida en la viga principal de acuerdo con lo indicado en la figura.

Determinaremos el momento generado por kilogramos fuerza distribuido en la viga primordial.

Figura 12

Carga distribuida de la viga principal



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

$$M_w = \frac{W * L^2}{8}$$

Reemplazando los datos en la ecuación obtenemos:

$$M_w = \frac{2.41083 * 1500^2}{8}$$

$$M_w = 678045.94 \text{ kg.cm}$$

Determinación de los momentos a causa de cargas puntuales:

Determinaremos el momento generado por la carga puntual de la viga principal

Con las cargas verticales se obtiene el momento de acuerdo con:

$$M_c = \frac{C_v * L}{4}$$

Reemplazando en la ecuación se obtiene:

$$M_c = \frac{10000 * 1500}{4}$$

$$M_c = 1875000 \text{ kg.cm}$$

momento total en viga principal:

se reemplaza en

$$M_{TVP} = M_C + M_W \quad (16)$$

Reemplazamos los valores

$$M_{TVP} = 1875000 + 678045.94$$

$$M_{TVP} = 2553045.94 \text{ kg.cm}$$

Entonces:

$$M_{XX1} > M_{TVP}$$

$$5988666.676 > 2553045.94 \text{ kg.cm}$$

El momento total es inferior al momento resistente, lo que indica que el perfil es apropiado.

Determinación del índice de seguridad de la viga primordial.

$$\text{fb perfil} = \frac{M_{TVP}}{S_{xx1}} \quad (17)$$

$$\text{fb perfil} = \frac{2553045.94}{6784.218}$$

$$\text{fb perfil} = 376.321 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{F_y}{\text{Fb perfil}}$$

$$n = \frac{2530}{376.321}$$

$$n = 6.72$$

Nos da $n = 6.72$ determinando que la estructura podría aguantar hasta 6 veces la carga propuesta.

Estimación del esfuerzo de corte de la sección escogida del perfil de la viga.

El esfuerzo máximo cortante según Mc Corma se da por la siguiente formula:

$$F_r = \frac{V}{d} x t_w \quad (18)$$

$$V = 4967.1055 \text{ Kg}$$

$$d = 63.5 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.7907 \text{ cm}$$

$$F_r = \frac{4967.1055}{63.5} * 1.7907$$

resulta ser:

$$F_r = 140.0723 \text{ Kg}$$

Las determinaciones del esfuerzo permisible se deben respetar:

$$\frac{d - 2t_f}{t_w} \leq \frac{3190}{\sqrt{F_y}} \quad (19)$$

$$\frac{63.5 - 2(3.0988)}{1.7907} \leq \frac{3190}{\sqrt{2530}}$$

$$32 \leq 63.42$$

Se nota que satisface la exigencia

El esfuerzo cortante lo calculamos por el método LRFD nos da:

$$F_V = 0.4F_y \quad (20)$$

$$(F_y \text{ en Kg/cm}^2)$$

$$F_V = 0.4 * 2530$$

Donde resulta:

$$F_V = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

Estimación del desplazamiento de la viga principal

Se obtiene a través de la siguiente ecuación:

$$\Delta_1 = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I_{x-x}} \quad (21)$$

Donde:

$$W = 2.41083 \text{ kg/cm}$$

$$L = 1500 \text{ cm}$$

$$E = 2043000 \text{ kg/cm}^2$$

$I_{x-x} = 215175.4 \text{ cm}^4$

$$\Delta_1 = \frac{5 * 2.41083 * 1500^4}{384 * 2043000 * 215175.4}$$

La curvatura de la viga principal con carga repartida es:

$$\Delta_1 = 0.0427 \text{ cm}$$

Para cargas puntuales es:

$$\Delta_2 = \frac{C_v * L^3}{48 * E * I_{xx}} \quad (22)$$

Donde:

$C_v = 10000 \text{ kg}$

$L = 1700 \text{ cm}$

Para carga puntual.

$$\Delta_2 = \frac{10000 * 1500^3}{48 * 2043000 * 215175.4}$$

Dando lugar al siguiente resultado.

$$\Delta_2 = 0.176 \text{ cm}$$

Para carga puntual para el polipasto.

$$\Delta_3 = \frac{500 \text{ Kg} * 1500^3}{48 * 2043000 * 215175.4}$$

$$\Delta_3 = 0.0175 \text{ cm}$$

para la carga de impacto.

$$\Delta_4 = \frac{1250 \text{ Kg} * 1500^3}{48 * 2043000 * 215175.4}$$

$$\Delta_4 = 0.0439 \text{ cm}$$

La deflexión total:

$$\Delta_{TOTAL} = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 \quad (23)$$

$$\Delta_{TOTAL} = 0.0427 \text{ cm} + 0.176 \text{ cm} + 0.0175 \text{ cm} + 0.0439 \text{ cm}$$

La suma resulta:

$$\Delta_{TOTAL} = 0.2801 \text{ cm}$$

en el manual de ASD tenemos que $\Delta = 1/400$ del claro

$$\Delta_{TOTAL} = 0.2801 < 3 \text{ cm}$$

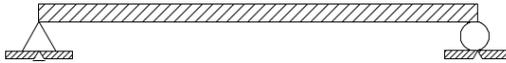
4.3.2. Análisis de la viga

Modelamiento estructural de la viga testera

Mediante el uso del diseño estructural unidimensional se obtiene:

Figura 13

Modelamiento de la viga testera



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

En este cálculo se tomarán las fuerzas actuantes y los siguientes datos:

$$LT = \text{Longitud de la viga testera}$$

$$Lt = 200 \text{ cm}$$

$$Wc = \text{Carga distribuida de la viga testera}$$

$$Wc = 1.1359 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Esquema de cuerpo libre de la viga testera:

Las reacciones:

$$R1 = R3 = 5592.1055 \text{ kg}$$

Equilibrio en el eje y

$$\Sigma Fy = 0$$

$$R5 + R6 = 5592.1055 + 5592.1055 + 227.182$$

$$R5 + R6 = 11411.393 \text{ kg}$$

De este sistema de ecuaciones, vemos que debemos determinar las cargas, aplicando la sumatoria de momentos.

$$\sum M = 0$$

Reemplazamos los valores y consideramos sumatoria de momentos con respecto a R5, donde nos queda:

$$R_6 \cdot 200 = 5592.1055 \cdot 50 + 5592.1055 \cdot 150 + 227.182 \cdot 200$$

Donde nos queda que:

$$R_6 = 5819.288 \text{ kg}$$

Las reacciones de la viga testera son:

$$R5 = R6 = 5819.288 \text{ kg}$$

Cálculos de momentos en la viga

Medir la longitud de la viga en el extremo para calcular la carga puntual (R6) aplicada a la viga principal:

$$x = 50 \text{ cm}$$

$$Mvt = R6 \cdot X$$

$$Mvt = 5819.288 \cdot 50$$

$$Mvt = 290964.4 \text{ Kg.cm}$$

Estimación del momento basado en el peso propio de la viga testera

Mediante un modelo unidimensional las cargas puntuales:

$$Mwt = \frac{Wt \cdot Ltc^2}{8} \quad (24)$$

$$Mwt = \frac{1.13591 \cdot 200^2}{8}$$

$$Mwt = 5679.55 \text{ kg.cm}^2$$

Cálculo del momento total:

El sumatorio total es:

$$MT = Mwt + Mcc \quad (25)$$

$$MT = 290964.4 + 5679.55$$

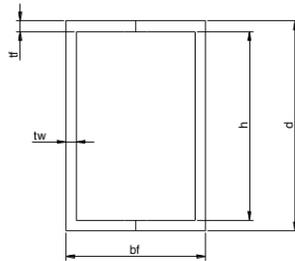
$$MT = 296643.95 \text{ Kg. cm}$$

Sección del perfil de la viga testera:

El perfil que se aproxima es la TS 12x8:

Figura 14

Diseño perfil TS



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 14

Perfil TS 12x8

Perfil TS 12 x 8	
Bf	20.32cm
D	30.48cm
tf=tw	1.5875cm
Área del perfil	144.5158 cm ²
Peso por unidad de medida.	1.13591 kg/cm
Momento de Inercia en relación al eje X.	17397.16 cm ⁴
Sección Resistente con relación al eje X.	1142.383 cm ³
Inercia en un momento con respecto al eje Y.	9198.7145 cm ⁴
Sección que resiste en relación al eje Y.	906.2046 cm ³
El factor de amplificación de carga es un índice que indica cuánto se amplifica la carga en un circuito.	1

Nota. Fuente: Aceros Arequipa (2020)

Comprobación del tamaño de la sección de viga testera:

La selección del perfil es compacta según AISC 360 debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{425}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{20.32}{2(1.5875)} \leq \frac{425}{\sqrt{2530}}$$

Entonces tenemos

$$6.4 \leq 8.45$$

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{3540}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{30.48}{1.5875} \leq \frac{3540}{\sqrt{2530}}$$

$$19.2 \leq 70.37$$

Determinación de la fuerza de flexión en la sección elegida de la viga principal

McCormac afirma que el esfuerzo de flexión para la sección de la viga sigue la relación siguiente:

$$F_b = 0.66F_y = 0.66 \times 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

Luego efectuamos la estimación del área de la sección transversal requerida para resistir la fuerza de flexión en la viga principal.

$$S_{x-x2} = \frac{MT}{F_b}$$

$$S_{x-x2} = \frac{266534.825 \text{ Kg.cm}}{1669.8 \text{ kg/cm}^2}$$

$$S_{x-x2} = 159.6208 \text{ cm}^3$$

Estimación del factor de seguridad:

Según Mc Cormac:

$$fb\ perfil = \frac{MT}{Sx - x}$$

$$fb\ perfil = \frac{266534.825\ Kg.cm}{1142.383cm^3} = 233.3147kg/cm^2$$

$$fs = \frac{Fy}{fb\ perfil} = \frac{2530kg/cm^2}{233.3147kg/cm^2}$$

$$fs = 10.8$$

El factor de seguridad es óptimo.

Fuerza cortante del perfil de la viga testera:

Con la siguiente formula determinamos la fuerza cortante

$$Fr = \frac{r}{d}xtw$$

$$Fr = \frac{5080.6965}{30.48}x1.5875$$

$$Fr = 264.619\ Kg$$

Esfuerzo máximo permisible en la viga:

$$\frac{h}{tw} = \frac{3190}{\sqrt{Fy}}$$

$$\frac{27.505}{1.5875} = \frac{3190}{\sqrt{Fy}}$$

$$17.32 \leq 63.42$$

Está en el intervalo del rango.

Cálculo de la deflexión en la viga testera:

Vamos a determinar la deflexión a partir de las cargas puntuales y el peso propio.

$$W = 1.13591 \frac{Kg}{cm}$$

$$L = 200cm$$

$$E = 2043000 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$Ix - x = 17397.16 \text{ cm}^4$$

Debido a carga propia:

$$\Delta 1 = \frac{S * W * L^4}{384 * E * I_{xx}}$$

$$\Delta 1 = 0.658 * 10^{-4} \text{ cm}$$

$$\Delta 1 = 0.000658 \text{ cm}$$

Debido a las cargas puntuales del perfil:

$$R1 \text{ y } R3 = 5217.1055 \text{ kg}$$

$$x = 50 \text{ cm}$$

$$\Delta 2 = \frac{R * x}{24 * E * I} * (3L^2 - 4x^2)$$

$$\Delta 2 = \frac{5217.1055 * 50}{24 * 2043000 * 17397.16} * (3 * 200^2 - 4 * 50^2)$$

$$\Delta 2 = 0.0336 \text{ cm}$$

Determinación de la deflexión total de la viga de soporte mediante las cargas concentradas y la carga distribuida de la viga:

$$\Delta_{total} = \Delta 1 + \Delta 2$$

$$\Delta_{total} = 0.034258 \text{ cm}$$

De acuerdo con las directrices del manual ASD, la máxima deflexión de las vigas cumplirá con la siguiente relación:

$$\Delta_{max} = \frac{1}{400} * L$$

$$\Delta_{max} = \frac{1}{400} * 200$$

Entonces,

$$\Delta_{total} = 0.5 \text{ cm}$$

$$0.034258 < 0.5$$

2
El diseño es satisfactorio.

4.3.3. Análisis de la viga carrilera

Modelamiento de la viga carrilera:

A continuación, se detallará el modelado de la viga carrilera utilizando un modelo unidimensional.

Figura 15

3
Cuerpo libre de la viga carrilera



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Esquema de cuerpo libre de la viga carrilera :

Gráfico del cuerpo libre:

$$W_{vc} = 0,9673 \text{ kg/cm}$$

$$L_{vc} = 2750 \text{ cm}$$

$$P_{vc} = 2660,075 \text{ kg}$$

Cálculo de las reacciones:

Se tomará el tramo más largo que es el más crítico

$$R_9 + R_{10} = R_5 + R_6 + W_{vc} \times L_{vc}$$

$$R_9 + R_{10} = 10661,39 + 0,9673 \times 725$$

$$R_9 + R_{10} = 10661,39 + 701,2925$$

$$R_9 + R_{10} = 11362,6825$$

Entonces:

$$R_9 = R_{10} = 5681,34 \text{ kg}$$

Diagrama de esfuerzos cortantes:

El gráfico de esfuerzos de corte se origina por las reacciones, las cargas puntuales y el peso característico de la viga carrilera.

Determinación del momento del perfil de la viga carrilera:

Es esencial calcular el momento causado por su propio peso y por las cargas puntuales aplicadas sobre ella. Debido al peso propio el momento es:

$$M_{wvc} = \frac{w \times L^2}{8}$$

$$M_{wvc} = \frac{0,9673 \times 750^2}{8}$$

$$M_{wvc} = 68013,2812 \text{ kg.cm}$$

Mediante el uso del diagrama unidimensional se determinará el momento producido por las cargas concentradas en la viga carrilera.

$$X = 275$$

$$M_{cp} = 5330,6965 \times 275$$

$$M_{cp} = 1465941,538 \text{ kg.cm}$$

Momento total es:

$$M_{tvc} = M_{cp} + M_{wvc}$$

$$M_{tvc} = 1465941,538 + 68013,2812$$

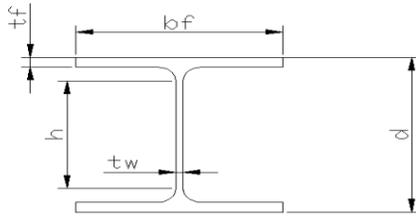
$$M_{tvc} = 1533954,819 \text{ kg.cm}$$

Selección del perfil para la viga carrilera:

Siguiendo las especificaciones se necesitará un perfil W, se opta por un perfil W12x65, considerando la experiencia de trabajo del diseñador.

Figura 16

Perfil para la viga carrilera



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 15

Perfil W12X65

Perfil W 12 x 65	
Bf	30,7848 cm
D	30,48 cm
tf=tw	1,5667 cm
Bf	0,9906 cm
Área de sección transversal de viga	123,22556 cm ²
Peso dividido por longitud.	1,13591 kg/cm
El radio de giro es el.	8,3924 cm
Inercia con respecto al eje X.	22185,11 cm ²
Sección Resistente en relación al eje X	1440,422 cm ³
Inercia en un momento con respecto al eje Y	7242,426 cm ⁴
Sección Resistente en relación al eje Y	476,86 cm ³
El factor de aumento de la carga	1

Nota. Fuente: Aceros Arequipa (2020)

Comprobación del rendimiento de la sección del perfil de la viga carrilera

Para comprobar la compacidad se aplica la ecuación siguiente dada por AISC

360:

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{425}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{30,48}{2 \times 1,5367} \leq \frac{425}{\sqrt{2530}}$$

$9,917 \leq 8.45$ (No cumple)

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{3540}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{30,7848}{0,9906} \leq \frac{3540}{\sqrt{F_y}}$$

$31,076 \leq 70.37$

La parte no es homogénea con la relación previa. se calculará con la relación siguiente:

Si $L_{vc} = 750$ cm

$$L_{vc} \leq L_c = (1.4 \times 10^6) \frac{d}{nf} \times F_y$$

$$L_{vc} \leq L_c = (1.4 \times 10^6) \frac{30.7848}{48} \times 2530$$

$L_c = 862,80$ cm

$$L_{vc} \leq L_c \rightarrow 750 \text{ cm} \leq 862,80 \text{ cm}$$

Como $L_{vc} \leq L_c$ se cumple no es necesario hallar el pandeo lateral.

Determinación de la esbeltez

Reemplazando radio de giro

$$\frac{L_{vc}}{rt} = \frac{750}{8,3924} = 89,366$$

$$22 \leq \frac{L_{vc}}{rt} \leq 100$$

Esta dentro del rango

Estimación del esfuerzo permitido para la Flexión:

El cálculo se tomará en cuenta la siguiente relación:

$$2694 \sqrt{\frac{Cb}{F_y}} \leq \frac{L_{vc}}{rt} \leq 6025 \sqrt{\frac{Cb}{F_y}}$$

$$2694 \sqrt{\frac{Cb}{Fy}} \leq \frac{750}{8,3924} \leq 6025 \sqrt{\frac{Cb}{Fy}}$$

$$53,299 \leq 89,366 \leq 119,02$$

Si se cumple la relación

Se cumple la anterior relación, calcularemos el esfuerzo permisible ala flexión:

$$F_b = \left(\frac{2}{3} - \frac{Fy \times \left(\frac{Lvc}{rt} \right)^2}{108,88 \times 10^6} \right) \leq 0,6 \times Fy$$

$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{2530 \times (89,366)^2}{108,88 \times 10^6} \leq 0,6 \times Fy$$

$$F_b = 1217,1645$$

$$\therefore 1217,1645 \leq 1518$$

Entonces el momento máximo será:

$$M_{xx} = F_b \times S_{xx}$$

$$M_{xx} = 1217,1645 \times 1440,422$$

$$M_{xx} = 1753230,573 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{xx} > M_{TVC}$$

$$1753230,573 > 1533954,819 \text{ Kg.cm}$$

es satisfactorio.

Cálculo del factor de seguridad

$$F_{b\text{perfil}} = \frac{M_{tvc}}{S_{xx}} = \frac{1533954,819}{1440,422}$$

$$F_{b\text{perfil}} = 1064,9343$$

Cálculo del factor de seguridad.

$$n = \frac{Fy}{F_{b\text{perfil}}} = \frac{2530}{1064,9343}$$

$$n = 2,3753$$

Es apto para el cálculo de las deflexiones, en el segmento proporcionado de deflexión máxima:

Cálculo de la deflexión causada por el peso del perfil de la viga del riel:

$$\Delta_1 = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I_x}$$

Donde:

$$W = 0,9673 \text{ Kg/cm}$$

$$L = 750 \text{ cm}$$

$$E = 29000 \text{ KSI} = 2043000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_{xx} = 22185,11 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_1 = \frac{5 * 0,9673 \text{ Kg/cm} * (750 \text{ cm})^4}{384 * 2043000 \text{ Kg/cm}^2 * 22185,11 \text{ cm}^4}$$

$$\Delta_1 = 0,0879 \text{ cm}$$

Deflexión para cargas puntuales en la carrilera

$$\Delta_2 = \frac{F * X(3L^2 - 4X^2)}{24EI}$$

$$\Delta_2 = \frac{5330,6965 * 275(3(750)^2 - 4(275)^2)}{24 * 2043000 * 22185,11}$$

$$\Delta_2 = 1,8664 \text{ cm}$$

Cálculo de la deflexión total

$$\Delta_T = \Delta_1 + \Delta_2 = 0,0879 \text{ cm} + 1,8664 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = \Delta_1 + \Delta_2 = 1,8659 \text{ cm}$$

No deben pasar de:

$$\frac{Lvc}{400} > \Delta_T$$

$$1,875 > 1,8659$$

Si cumple, el perfil es ideal.

4.3.4 Análisis de las columnas de soporte

Modelamiento de la columna:

Figura 17

Esquema de cuerpo libre de columna



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Determinación del perfil de la columna por medio de cálculos.

Dado que se requiere que el momento sea cero en la columna, se emplea la ecuación siguiente:

$$\Sigma M_o = 0$$

$$L = 7500 \text{ mm} = 24.6 \text{ ft}$$

$$P = 5681,34 \text{ kg} = 11.2 \text{ K. lb}$$

$$K = 0.8$$

$$K \cdot L = 0.8 \cdot 24.6 = 19.68$$

La siguiente relación con $K \cdot L = 19.68$ que soportara una carga de 20 K. lb

El ASD de la página 1.32 seleccionamos un perfil $W18 \times 158$

Estimación de la esbeltez de la columna:

Para determinar la esbeltez de la columna se considerará la ecuación siguiente:

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{0.8 \cdot 24.6 \cdot (12)}{2.74} = 86.189$$

De la tabla C36 página 3.16 del manual ASD se obtiene:

De la página 3.16 y según la tabla C36 desarrollando el manual ASD se extrae:

$$\frac{K * L}{r} = 84.08$$

Seguidamente la ecuación resulta así:

$$F_a = 14.67 \text{ ksi}$$

Cálculo del factor de seguridad

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{11.2 \text{ K. lb}}{46.3 \text{ in}^2} = 0.24$$

$$n = \frac{14.9}{2.4} = 6.2$$

El perfil seleccionado es W18x158.

Calculo y dimensionamiento de placa ubicada en la base

Las especificaciones proporcionadas serán consideradas para el modelado de la placa base.

El perfil de la columna elegida es W18x158 y se encuentra sometida a una carga de 11 K.lb.

La zapata de concreto soportará la fuerza establecida en el puente grúa para la columna. 55 cm x 55 cm con un:

$$f_c = 1 \text{ K.} \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$$A1 = \frac{1}{A2} \cdot \left(\frac{P}{0.35 * f_c} \right)^2$$

$$A1 = \frac{1}{60.8} \cdot \left(\frac{11}{0.35 * 1} \right)^2$$

$$A1 = 16.246 \text{ in}^2$$

$$\Delta = 0.5(0.95 \cdot (d) - 0.8 \cdot (bf))$$

$$\Delta = 0.5(0.95 \cdot (19.72) - 0.8 \cdot (11.3))$$

$$\Delta = 4.85$$

$$N = \sqrt{A1} + \Delta$$

$$N = \sqrt{16.246} + 4.85$$

$$N = 8.88 \text{ in} = 225.6 \text{ mm}$$

$$B = \frac{A1}{N}$$

$$B = \frac{16.246}{8.88}$$

$$B = 1.83 \text{ in} = 46.4 \text{ mm}$$

Para el perfil seleccionado, se emplea una plancha de 550 x 550 mm, que estará conectada en la base de la columna.

$$Fp = 0.35 \cdot (fe) \cdot \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 0.7 \cdot (fc)$$

$$Fp = 0.35 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{60.8}{16,246}} \leq 0.7 \cdot 1$$

$$Fp = 0.67 \leq 0.7$$

$$n = \frac{B - 0.8 \cdot bf}{2} = \frac{4.05 - 0.80 \cdot 5}{2}$$

$$n = 0.025 \text{ in}$$

$$tp = n \cdot \sqrt{\frac{Fp}{0.25 \cdot Fy}} = 0.025 \cdot \sqrt{\frac{0.62}{0.25 \cdot 36}}$$

$$tp = 0.00656 \text{ in}$$

Cálculo de pernos para el puente grúa.

Determinación de medidas del tornillo de fijación

Considerando las características siguientes.

P: carga en la placa

$$P = 5681.34 \text{ kg}$$

$$P = 55.677 \text{ kN}$$

M_p = momento de la carga en la placa base

$$M_p = 53.39\text{kN} \cdot (0.1\text{m})$$

Las características de cálculo son P la carga que la placa base soporta de la columna del puente grúa.

La información de cálculo es P, siendo la placa base la que se encuentra sobre la columna del puente grúa.

Estimación de la separación desde el centroide.

Se establece la distancia entre el centroide y el centro de cada perno que no está en la línea del centroide a través de:

$$r = \sqrt{0.08^2 + 0.05^2}$$

$$r = 0,095\text{m}$$

$$r = 95\text{mm}$$

Cálculo de la carga cortante primaria por perno:

$$F_1 = \frac{P}{n}$$

Considerando cuatro pernos.

n = numero de pernos

$$n = 4$$

Entonces:

$$F_1 = \frac{55.677}{4}$$

$$F_1 = 13.9192\text{kN}$$

Cálculo de la carga cortante secundaria:

$$F_2 = \frac{Mr}{4r^2}$$

$$F_2 = \frac{M}{4r}$$

$$F_2 = \frac{5567.7}{4(95)}$$

$$F_2 = 14.65\text{kN}$$

Suma de las cargas.

$$Fr^2 = (P_1)^2 + (P_2)^2 - 2 \cdot P_1 \cdot P_2 \cdot \cos(60^\circ)$$

$$Fr^2 = (13,919)^2 + (14.65)^2 - 2 \times 13.919 \times 14.65 \times \cos(60^\circ)$$

$$Fr = 14.29 \text{ kN}$$

Determinación de la longitud del perno.

Con respecto a la longitud del perno sujeto.

$$h = \frac{3}{8} \text{ in}$$

$$d = \frac{11}{16} \text{ in}$$

$$d = 17 \text{ mm}$$

La siguiente ecuación para calcular la longitud mínima.

$$L > h + 1.5d$$

$$L > \frac{3}{8} + 1.5 \frac{11}{16}$$

$$L > 1.4 \text{ in}$$

Considerando como L mayor a 1,4in se determina una longitud de 2 pulgadas para el perno de anclaje.

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

Cálculo de la rosca

$$L = 2 \cdot d + \frac{1}{4} \text{ in}$$

Cuando:

$$L \leq 6 \text{ in}$$

$$L = 2 \left(\frac{11}{16} \right) + \frac{1}{4}$$

$$L = 1.62 \text{ in}$$

$$L = 41.25 \text{ mm}$$

Determinación del área del esfuerzo del perno de sujeción

$$A = \pi \frac{d^2}{4}$$

$$A = \pi \frac{17^2}{4}$$

$$A = 226.98 \text{ mm}^2$$

Cálculo del esfuerzo cortante:

$$\tau = \frac{14.29 \cdot 10^3}{226.98 \cdot 1}$$

$$\tau = 2.7 \text{ MPa}$$

De acuerdo con la tabla, el perno de 11/16" o 17 mm permite un esfuerzo de corte de 17 MPa.

$$h = 3/8 \text{ in}$$

$$d = 11/16 \text{ in}$$

$$\tau = 2.7 \text{ MPa}$$

Cálculo del factor de seguridad

$$F_{\text{seguridad}} = \frac{17}{6.040}$$

$$F_{\text{seguridad}} = 2.7$$

El perno seleccionado cumple con el diseño

4.4. Análisis vibracional

4.4.1. Velocidad polipasto y carro

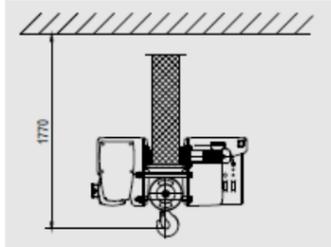
Elevación

Para definir las velocidades al utilizar un polipasto comercial, es necesario consultar a los fabricantes. Se ha optado por consultar al fabricante ABUS, que son los más solicitados. Se ha averiguado sobre polipastos utilizados en monorraíles con una capacidad de carga de 11,5 toneladas y se optó por el modelo E debido a su diseño

compacto. Este modelo, se eligió la gama GM 3000 de 12,5 toneladas y tiene una trayectoria de gancho de 6 metros. La velocidad aproximada será de $V = 5 \text{ m/min}$.

Figura 18

Polipasto



Nota. Fuente: www.abusgruas.com (2024)

4.4.2. Traslación de la viga carril

La velocidad de traslación será de $0.33 - 0.4 \text{ m/s}$.

4.4.3. Traslación del carro

La velocidad de traslación del polipasto será de $0.33 - 0.4 \text{ m/s}$.

4.4.4. Polipasto

Una vez determinada la carga de trabajo, que será alrededor de 11,5 toneladas, y la altura máxima a la que el gancho se moverá hacia el suelo es de 6 metros.

Para esta tarea, se ha optado por seguir el modelo de la compañía ABUS como referencia, por lo tanto, el modelo elegido será el siguiente: GM 3125.12500 dividido por 6.25 es igual a 2000.

Las principales características del automóvil están contenidas en este nombre lleno de números.

Tabla 16
Características del polipasto

Nomenclatura	Significado
GM	Modelo de Polipasto
3125	Dimensiones del diseño (mm).
12500	Peso máximo soportado (kg)
L	Versión del motor
6,25	Tarifa de transmisión de datos (Mbps)
4	Grupo de impulsores mecánicos
4	Cargas en ramas
1	Ramales invariables
6000	Longitud total del gancho (en milímetros)
E	Creación del modelo
100	Tamaño de la rueda en milímetros.
20	Velocidad de desplazamiento (metros por minuto)

Nota. Fuente: www.abusgruas.com (2024)

El polipasto es el tipo de ramal que utiliza. Este tipo se caracteriza de la siguiente forma:

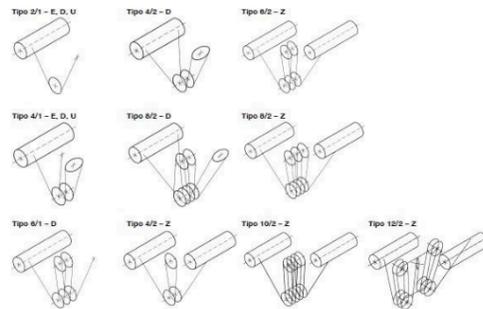
$$tipo = \frac{c}{f}$$

Donde:

c = cantidad de ramal que soporta la carga

f = cantidad de ramificaciones fijas

Figura 19
Tipos de ramales



Nota. Fuente: www.abusgruas.com (2024)

4.4.5. Estados límite

Estado límite último

El estado límite último (ELU) es un término empleado en la ingeniería estructural y geotécnica para aludir a la capacidad máxima que un elemento o estructura puede resistir antes de desmoronarse o desplomarse. Significa el momento en el que la estructura llega a su máxima capacidad y ya no puede desempeñar su tarea de forma segura.

Acciones sobre la estructura

- Principales solicitaciones, en la condición de carga menos favorable.
- Solicitaciones originadas por los desplazamientos verticales.
- Pedidos causados por los desplazamientos horizontales.
- Solicitaciones causadas por las condiciones climáticas.

Estas peticiones estáticas requieren el uso de un coeficiente de mayoración γ_c que depende de la clasificación de la estructura.:

Tabla 17

Coeficiente de mayoración

Grupo del aparato	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	A_6	A_7	A_8
γ_c	1.00	1.02	1.05	1.08	1.11	1.14	1.17	1.20

Nota. Fuente: www.abusgruas.com (2024)

La estructura al estar clasificada dentro del grupo A6 tendrá un coeficiente de mayoración de 1,14.

4.4.6. Solicitaciones debidas a los movimientos verticales

Estas peticiones emergen al retirarse el esfuerzo de trabajo, cuando se aumenta o disminuye la velocidad en el movimiento ascendente. Las magnitudes se incrementan con un valor ψ que se determina.

$$\psi = 1 + \xi \cdot V_L$$

Donde:

ξ es un valor numérico que se calcula mediante múltiples pruebas realizadas en experimentos.

La velocidad de elevación m/s es V_L .

El valor $\xi = 0,6$ se adquiere para las grúas monocarril que se utilizan en puentes.

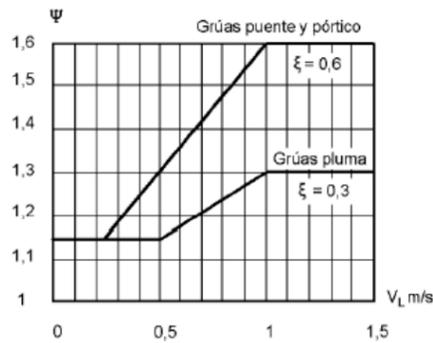
De esta manera, según la fórmula anterior, se deduce que:

$$\psi = 1 + 0,6 \cdot 0,4 = 1,24$$

La velocidad de elevación V_L se relaciona con el coeficiente Ψ , como se muestra en el gráfico proporcionado. Además, esta información se puede obtener a partir de dicho gráfico.

Figura 20

Valores de ψ



Nota. Fuente: www.abusgruas.com (2024)

4.4.7. Requerimientos provocados por los movimientos horizontales

- Aceleraciones o desaceleraciones
- Debido a rodadura
- Efectos de choque

4.4.8. Aceleraciones o desaceleraciones

$$H = \frac{a}{g} \cdot v$$

Donde:

a = aceleración

g = gravedad

V = velocidad

Tabla 18

Velocidades y aceleraciones

Velocidad m/s	1. Velocidad lenta y media con gran recorrido		2. Velocidad media y rápida (Aplicaciones corrientes)		3. Velocidad rápida con fuertes aceleraciones	
	Duración de la aceleración s	Aceleración media m/s ²	Duración de la aceleración s	Aceleración media m/s ³	Duración de la aceleración s	Aceleración media m/s ³
4.00			8.0	0.50	6.0	0.67
3.15			7.1	0.44	5.4	0.58
2.50			6.3	0.39	4.8	0.52
2.00	9.1	0.22	5.6	0.35	4.2	0.47
1.60	8.3	0.19	5.0	0.32	3.7	0.45
1.00	6.6	0.15	4.0	0.25	3.0	0.33
0.63	5.2	0.12	3.2	0.19		
0.40	4.1	0.098	2.5	0.16		
0.25	3.2	0.078				
0.16	2.5	0.064				

Nota. Fuente: UNE 58132-2:2005

Observando la tabla, en nuestro modelo sabemos que la velocidad varía entre 0,33 y 0,4 m/s, Esto nos lleva a deducir que la aceleración tendrá una duración de 4,1 segundos y una aceleración promedio de 0,098 m/s².

Cargas ocasionadas por la inclinación: El carril y la rueda están en contacto de forma tangencial

4.4.9. Efectos de choque

En este diseño, no se consideran los efectos de impacto debido a que la velocidad de desplazamiento es de 0,33-0,4 m/s y solo se toma en cuenta el efecto de la colisión cuando esta velocidad supera los 0,4 m/s.

4.4.10. Combinaciones de acciones

ELU

La UNE 58132 - 2 regula el cálculo de las estructuras tomando en cuenta tres conjuntos de acciones diferentes.

Caso I. Servicio regular sin ráfagas de aire.

Reformulación: Segundo caso. Servicio estándar con viento máximo.

Caso III. Solicitudes excepcionales

En este plan, se omitirá el caso II puesto que, al encontrarse en una nave, la estructura no estará expuesta a suficiente viento como para afectarla significativamente.

Primer caso

En esta situación se toman en cuenta tres acciones estáticas distintas: el propio peso de la siguiente manera:

$$\gamma_c(SG + \psi SH)$$

Tercer Caso

En esta situación, se analizará la acción combinada que sea más perjudicial para la nave.

El dispositivo se deteriora debido a un impacto.

$$SG + SL + ST$$

ELS

Las combinaciones anteriores se emplean con el propósito de dimensionar y verificar la resistencia de los ELU. Por otro lado, al verificar el ELS se verifica la mayor deflexión en las vigas usando la fórmula siguiente:

$$ELS = S_G + S_L$$

Con la expresión anterior se verifica que la flecha máxima efectuada F por la estructura no supera a la flecha admisible F_{adm} .

$$F \leq F_{adm}$$

Al comprobar la expresión anterior, se confirma que la fuerza máxima aplicada F por la estructura no excede la fuerza admisible F_{adm} .

La vertical es la siguiente:

$$F_{adm} = \frac{L}{1000}$$

Reemplazando los valores nos queda:

$$F_{adm} = \frac{15}{1000} = 0.015 \text{ N}$$

En cambio, la horizontal es:

$$F_{adm} = \frac{L}{750}$$

Reemplazamos los valores:

$$F_{adm} = \frac{15}{750} = 0.02 \text{ N}$$

Con estos valores vemos que las cargas que se van a producir por la elevación del puente grúa y las características del polipasto no van a generar muchas pérdidas en el sistema.

4.5. Medrado de cargas

Para realizar el dimensionamiento de las estructuras que componen la nave industrial, vamos a tener que considerar en este aspecto, como el peso y el área de pintura, para esto como se consideró, la región donde será implementada la nave industrial será en Loreto.

Se determinó las siguientes medidas:

Datos generales

Largo = 30 m longitud lateral total de la nave

Ancho = 20 m luz de la nave

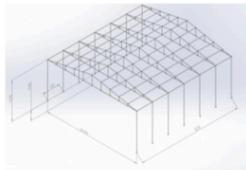
C = 5.00 m claro

H = 8.00 m altura total de la columna metálica

h = 2.00 m altura de tope de viga tijeral

Figura 21

Modelo nave industrial



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

4.6. Cargas de gravedad

Las cargas permanentes, también conocidas como cargas de gravedad, son las que implican el peso propio de la estructura. Las cargas permanentes tomadas en cuenta son:

4.6.1. Carga Muerta

La carga muerta se refiere a los componentes que constituyen la nave industrial con su peso correspondiente por metro lineal.

Carga Muerta (D)

Carga por cobertura

$D_{cob} = 7.17 \text{ kg/m}^2 \text{ TR-4}$

Carga por correas de techo

$D_{cor} = 10.79 \text{ kg/m C4x7.25}$

Carga por vigas

$D_{vig} = 5.42 \text{ kg/m P2}$

Carga por columnas

$$D_{col} = 17.93 \text{ kg/m } W10x12$$

Carga por traveses

$$D_{tra} = 14.99 \text{ kg/m } W8x10$$

Carga por tensores para cubierta

$$D_{cub} = 1.55 \text{ kg/m } \text{ tensor } 5/8"$$

Carga por arriostres

$$D_{arr} = 9.01 \text{ kg/m } L3x3x5/16$$

4.6.2. Carga Viva

Las cargas vivas en el techo abarcan las cargas que influirán en la estructura de manera fluctuante y no son permanentes, a menudo conocidas como sobrecarga. De acuerdo con la Norma (E.020-16).

4.7. Carga de viento

Velocidad de diseño

El mapa eólico de Perú señala que, a 10 metros de altura, con un periodo de retorno de 50 años, en Loreto, la velocidad del viento puede alcanzar 90 kph. Sin embargo, la norma E020 dicta que la velocidad de diseño no puede ser inferior a 60 kph.

Carga de viento (W)

velocidad de diseño

$$V = 60 \text{ km/h velocidad de viento}$$

$$H_t = 10 \text{ m altura total de la nave (H+h)}$$

$$V_h = 60 \text{ km/h velocidad de diseño en altura}$$

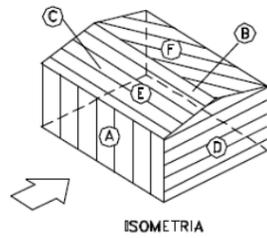
Cargas de viento sobre la estructura en el Eje X

Definición de coeficientes de presión para viento en dirección del Eje X

Para realizar la definición de las cargas de viento en función al eje X, se va a considerar la siguiente figura como base

Figura 22

Análisis de carga de viento en el eje X



Nota. Fuente: Zapata Baglietto (1997)

En función a la figura, podremos determinar las variaciones en función a los ángulos de ataque:

Tabla 19

Variaciones en función a los ángulos de ataque.

Direcciones de ataque	Ángulo
Cara A	0°
Cara B	0°
Cara C	0°
Cara D	0°
Cara E	78.70°
Cara F	11.30°

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Según vemos, los ángulos de trabajo donde van a ser más afectados serán en las partes superiores de la nave industrial.

Establecimiento de las cargas de viento en relación al Eje x

Para esta definición vamos a analizar según los ángulos los efectos:

Tabla 20*Ángulos de efectos*

Direcciones de ataque	Ángulo	C _e	C _i
Cara A	0°	0.90	±0.3
Cara B	0°	-0.70	±0.3
Cara C	0°	-0.50	±0.3
Cara D	0°	-0.7	±0.3
Cara E	78.70°	+0.8	±0.3
Cara F	11.30°	-0.4	±0.3

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Se realizarán los análisis de las cargas que van a trabajar, para el caso del C_i, se va a considerar el caso más desfavorable ±0.3.

Para esto se va considerar la carga de viento total, siguiendo la siguiente formula:

$$q = 0.005 \cdot v^2$$

Donde:

v: es la velocidad de diseño

reemplazamos el valor que tenemos:

$$q = 0.005 \cdot 60^2 = 18 \frac{kg}{m^2}$$

Reemplazamos los valores de los coeficientes:

Tabla 21*Datos de análisis de cargas*

Direcciones de ataque	Ángulo	C _e	C _i	C _e - C _i	(C _e - C _i) · q
Cara A	0°	0.90	-0.3	1.2	21.6
Cara B	0°	-0.70	0.3	-1.0	-18.0
Cara C	0°	-0.70	0.3	-0.8	-14.4
Cara D	0°	-0.7	0.3	-1.0	-18.0
Cara E	78.70°	+0.8	-0.3	1.1	19.8
Cara F	11.30°	-0.4	0.3	-0.7	-12.6

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

$$W_a = 21.6 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = -18.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_c = -14.4 \text{ kg/m}^2$$

$$W_d = -18.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_e = 19.8 \text{ kg/m}^2$$

$$W_f = -12.6 \text{ kg/m}^2$$

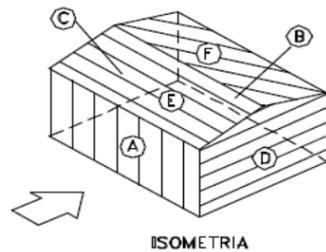
Establecimiento de cargas de viento de la estructura en el Eje Y

Establecimiento de coeficientes de presión para el viento en sentido del Eje Y

Para realizar la definición de las cargas en la dirección Y, se va a considerar la siguiente figura:

Figura 23

Análisis de carga de viento en el eje Y



Nota. Fuente: Zapata Baglietto (1997)

Tabla 22

Determinación en ángulos en el eje Y

Direcciones de ataque (cara)	Angulo	C _e	C _i
A	90°	-0.7	±0.3
B	90°	-0.70	±0.3
C	90°	+0.90	±0.3
D	90°	-0.5	±0.3
E	78.70°	+0.8	±0.3

F	11.30°	-0.4	±0.3
---	--------	------	------

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Según estos valores y la carga de viento que se desarrolló anteriormente, se va a determinar las cargas en la nave.

Establecimiento de las cargas de viento orientadas al Eje Y

$$W_a = -18.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = -18.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_c = -10.8 \text{ kg/m}^2$$

$$W_d = -3.6 \text{ kg/m}^2$$

$$W_e = 9.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_f = -12.6 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 23

Análisis de cargas

Direcciones de ataque	Ángulo	C _e	C _i	C _e - C _i	(C _e - C _i) · q
Cara A	0°	-0.7	0.3	-1.0	-18.0
Cara B	0°	-0.7	0.3	-1.0	-18.0
Cara C	0°	0.9	0.3	0.6	-10.8
Cara D	0°	-0.5	-0.3	-0.2	-3.6
Cara E	78.70°	+0.8	0.3	0.5	9.0
Cara F	11.30°	-0.4	0.3	-0.7	-12.6

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

4.8. Carga de sismo

Los sismos generan movimientos tanto horizontales como verticales, siendo los movimientos horizontales los más peligrosos y los que producen efectos más intensos en la estructura. Para las cargas de terremotos, recurrimos a (LA NORMA TÉCNICA E.030, 2016), que nos señala que la fuerza de corte en la base se establece de la siguiente manera:

Donde se tiene que:

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

Z = zona sísmica

U = Factor de uso e importancia

C = Factor de amplificación sísmica

R = Coeficiente de reducción sísmica

Zonificación

El país se divide en cuatro áreas, según la Norma Técnica E.030 (2016), basándose en la actividad sísmica registrada y la disminución de la intensidad a medida que se aleja del epicentro, junto con datos geotectónicos. El parámetro clave es la mayor aceleración horizontal en terreno firme, con un 10% de probabilidad de superarse en 50 años, expresada como una fracción de la aceleración gravitacional.

Tabla 24

Factor de zonas sísmicas

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

Nota. Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2022)

Figura 24*Zonas sísmicas*

Nota. Fuente: Norma E. 030 (2016)

Importancia y uso del factor U

El nivel de seguridad en los edificios debe corresponder con la importancia que poseen. Las edificaciones son clasificadas en 4 categorías (A, B, C y D) por la norma, que les otorga un factor de importancia "U".

Edificación esencial

Edificación importante

Edificación común

Edificación temporal

Se encuentra en la categoría C (edificación común), por lo que le corresponde un factor de importancia de $U = 1$.

Factor de suelo (s)

Condiciones geotécnicas.

Perfiles de suelo (LA NORMA TÉCNICA E.030, 2016)

Tipo S_0 : Roca dura.

Tipo S_1 : Roca o suelos muy rígidos.

Tipo S_2 : Suelos intermedios.

Tipo S_3 : Suelos blandos.

Tipo S_4 : Condiciones excepcionales.

Tabla 25

Factor de suelo

		FACTOR DE SUELO "S"			
ZONA	SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_1		0,80	1,00	1,05	1,10
Z_2		0,80	1,00	1,15	1,20
Z_3		0,80	1,00	1,20	1,40
Z_4		0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Fuente: ¹ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2022)

Para las características del proyecto, se tiene un factor de suelo $S = 1.15$.

Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo con el periodo fundamental de la estructura, y de las condiciones del sitio.

Tabla 26

Periodo T_p y T_L

		PERÍODOS " T_p " Y " T_L "			
		Perfil de suelo			
		S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)		0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)		3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Fuente: ¹ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2022)

Para las características del proyecto se tienen periodos de $T_p = 1.0$ s, $T_L = 1.6$ s.

Sistema estructural y coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R).

Los sistemas estructurales se categorizarán de acuerdo con los materiales utilizados y el método de resistencia sísmica en cada dirección de evaluación, como se detalla en el cuadro que sigue a continuación:

Tabla 27

Sistemas estructurales

Sistema estructural	Coefficiente básico de reducción $R_o(*)$
Acero:	
Estructuras especiales de marcos de acero a prueba de momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momento (IMF)	7
Pórticos comunes resistentes a momentos (OMF)	6
Pórticos normales arriostrados concéntricamente (OCBF)	6
Pórticos arriostrados de manera excéntrica (EBF)	8
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF)	8
Concreto armado	
Pórtico	8
Dual	7
Se requieren muros estructurales	3
Muros con capacidad de deformación restringida	7

Nota. Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2022)

Con estos puntos deducimos que la Carga de Sismo será definida por:

Tabla 28

Cargas de sismo

Factores carga de sismos	
Z	0.35
U	1.00
S	1.15
T_p	1.0
T_L	1.6
T	0.286
C	2.5
Rx	6.00
Ry	6.00

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Determinaremos las fuerzas cortantes en función a las características que se tendrán en la estructura de la nave industrial

4.9. Dimensionamiento de las estructuras

Para realizar el análisis de la estructura, se analizará los valores de los modelos, se considerarán en función a los elementos.

4.9.1. Dimensionamiento de correas

Tabla 29

Datos de la correa C4x7.25

Correa C4x7.25			
Fy	2530	unidades	Módulo de fluencia A36
E	2100000	kg/cm ²	Elasticidad A36
A	13.74	cm ²	Área de sección
d	10.16	cm	Peralte
tw	0.82	cm	Alma (espesor)
tf	0.75	cm	Ala (espesor)
kdes	1.91	cm	Espesor ala + filete alma
Zx	46.54	cm ³	Módulo plástico x
Zy	11.39	cm ³	Módulo plástico y
Ix	191.00	cm ⁴	Inercia en x
L	5.00	m	Longitud (correa)

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 30

Cargas actuantes sobre correa

Cargas actuantes sobre correa		
P =	10.79	Peso de correa kg/m
D =	8.89	Cargas muertas kg/m
L =	12.55	Cargas vivas kg/m
S =	0	Cargas de nieve kg/m
W =	27.85	Cargas de viento kg/m
E =	2.85	Cargas de sismo kg/m

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 31

Combinaciones de carga por LRFD

Para el eje X		Para el eje Y		todo en kg/m
	0.95		0.32	
U1	26.14	U1	8.71	1.4D

U2	47.40	U2	15.80	1.2D + 1.6L + 0.5L
U2.1	60.27	U2.1	20.09	1.2D + 1.6L + 0.5S
U3	55.38	U3	27.74	1.2D + 1.6L + 0.5W
U3.1	96.56	U3.1	41.47	1.2D + 1.6S + 0.5W
U4	56.21	U4	37.31	1.2D + 1.0W + 0.5L
U4.1	69.08	U4.1	41.60	1.2D + 1.0W + 0.5S
U5	32.64	U5	10.88	1.2D + 1.0E + 0.2S
U6	44.66	U6	33.46	0.9D + 1.0W
U7	19.51	U7	6.50	0.9D + 1.0E

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 32

Debido a flexión asimétrica

Wux	96.56	kg/m	La combinación de carga máxima distribuida es la distribución máxima de carga.
Wuy	41.60	kg/m	Combinación de carga máxima distribuida.
Mux	301.76	kg.m	Resistencia necesaria a la flexión en la dirección de x.
Muy	129.99	kg.m	Resistencia necesaria a la flexión.
Mcx	1059.70	kg.m	Resistencia a flexión que se puede encontrar en x
Mcy	259.33	kg.m	Disponibles en y resistencia a flexión
→	0.79	<	1 OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 33

Diseño por deflexión

W	32.23	kg/m	Carga de servicio que está distribuida
Δ_c	0.65	Cm	Deflexión
Δ_n	2.08	Cm	límite de la deflexión
→	Δ_c	<	Δ_n OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 34

Por corte

h	6.34	cm	Distancia entre libres puntas del filete del alma
h/tw	7.78		

Kv	5		Coefficiente entre el pandeo y el cortante
Cv	1.00		Coefficiente de cortante del alma
Aw	8.28	cm ²	Espacio en el interior del alma área.
Vu	241.41	kg	Actuación de la fuerza cortante.
φc	1.00		Corte de factor
Vn	12574.89	kg	Resistencia a cortante nominal
→	Vu	<	Vn OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

4.9.2. Dimensionamiento de arriostres

Tabla 35

Datos del perfil L3x3x5/16

Fy =	2530	kg/cm2	Fluencia del acero A36
Fu =	4080	kg/cm2	Fractura del acero
E =	2040000	kg/cm2	Módulo de elasticidad
G =	784000	kg/cm2	Corte
A =	11.48	cm2	Área sección
d =	7.62	cm	Peralte sección
b =	7.62	cm	Longitud ala
t =	0.79	cm	Espesor alma
rx =	2.33	cm	Radio de giro x
ry =	2.33	cm	Radio de giro y
Zx =	20.65	cm3	Módulo plástico x
Zy =	20.48	cm3	Módulo plástico y
Sx =	11.46	cm3	Módulo sección
Ix =	62.43	cm4	Momento inercia x
Iy =	62.43	cm4	Momento inercia y
Cw =	10.47	cm6	Constante alabeo
J =	2.49	cm4	Módulo torsión
x =	2.18	cm	Distancia plano de conexión y centroide x
y =	2.18	cm	Distancia plano de conexión y centroide y
L =	6.4	m	Arriostre longitud

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 36*Cargas axiales actuantes sobre el arriostre*

P =	59.76 kg	Peso del arriostre (carga)
D =	6.13	Muerta kg/m
L =	8.65	Viva kg/m
S =	0	De nieve kg/m
W =	266.19	De viento kg/m
E =	162.94	Sismo kg/m

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 37*Combinaciones de carga por LRFD*

U1	92.2 (kg)	1.4D
U2	97.23 (kg)	1.2D + 1.6L + 0.5L
U2.1	106.58 (kg)	1.2D + 1.6L + 0.5S
U3	226.00 (kg)	1.2D + 1.6L + 0.5W
U3.1	255.92 (kg)	1.2D + 1.6S + 0.5W
U4	349.58 (kg)	1.2D + 1.0W + 0.5L
U4.1	358.93(kg)	1.2D + 1.0W + 0.5S
U5	247.48 (kg)	1.2D + 1.0E + 0.2S
U6	325.49 (kg)	0.9D + 1.0W
U7	222.24 (kg)	0.9D + 1.0E

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

1

Diseño del perfil por Tracción**Tabla 38***Fluencia de la sección(diseño)*

Pu	358.93	Combinación de carga máxima puntual
ϕ_t	0.9	
$\phi_t P_n$	26149.07	En la sección bruta su fluencia
→	Pu	< $\phi_t P_n$ OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 39*Diseño por resistencia a la tensión*

Pu	266.19 kg	Máxima de tracción
An	11.48 cm ²	Área neta de la sección
l	10.00 cm	Longitud de la conexión
x	2.18 cm	Distancia plano de conexión y centroide en el eje x
U	0.78	Factor retraso de cortante
Ae	8.98 cm ²	Área (efectiva)
φt	0.75	
φtPn	27464.83 kg	Resistencia a la fractura por tensión
→	Pu	< φtPn OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 40*Resistencia del bloque de corte*

Pu	358.93 kg	Máxima de tracción
l	10.00 cm	Longitud de la conexión
D	0.79 cm	Diámetro exterior del perfil
Agv	15.88 cm ²	Área total (Agv = 2l*t) a cortante
Anv	15.88 cm ²	Área neta (Agv = 2l*t) a cortante
Ant	6.05 cm ²	Área neta (Ant = b*t) a tensión
Ubs	1.00	Factor (reducción)
Rn1	63539.37 kg	Fractura (tracción) + fluencia (corte)
Rn2	48775.62 kg	Fluencia (corte) + fractura (tracción)
Rn	48775.62 kg	Resistencia a la fractura por bloque de corte
φ	0.75	
φRn	36581.72 kg	Resistencia última a la fractura por bloque de corte
→	Pu	< φRn OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 41*Esbeltez:*

L	6.40	M	longitud (ángulo)
(L/r)	274.44	L/r < 300	OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Diseño por Compresión

Tabla 42

Por carga crítica

$F_e =$	267.32	kg/cm ²	Esfuerzo de Euler
$F_y =$	2530.00	kg/cm ²	Fluencia del acero A36
→ $M_{ux} < \phi_b M_n$ OK, columna en el rango elástico			

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Diseño de pandeo por flexión

Tabla 43

Sección a compresión por pandeo local (clasificación)

(b/t)	9.60	Relación ancho --- espesor $\lambda = b/t$
λ_r	12.78	$\lambda < \lambda_r$ no esbelto

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 44

Esfuerzo de pandeo por flexión respecto eje X

P_u	358.93 kg	Carga máxima axial
K	1.00	Factor longitud efectiva
KL/r_x	274.44	Relación de esbeltez
	133.74 kg/cm ²	$4.71 \sqrt{E/F_y}$
→	KL/r	$> 4.71 \sqrt{E/F_y}$ elástico pandeo
F_{ex}	267.32 kg/cm ²	Pandeo crítico elástico
F_{cr}	234.44 kg/cm ²	Pandeo por flexión
ϕ_c	0.90	
$\phi_c P_n$	2423.05 kg	Última de pandeo por flexión
→	P_u	$< \phi_c P_n$ OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 45*Esfuerzo de pandeo por flexión respecto eje Y*

Pu	358.93 kg		Combinación carga axial máxima
K	1.00		Factor de longitud efectiva
KL/ry	274.44		Relación de esbeltez de la columna
	133.74 kg/cm ²		4.71 √(E/Fy)
→	KL/r	>	4.71 √(E/Fy) pandeo elástico
Fey	267.32 kg/cm ²		Pandeo crítico elástico
Fcr	234.44 kg/cm ²		Pandeo por flexión
φc	0.90		
φcPn	2423.05 kg		Última de pandeo por flexión
→	Pu	<	φcPn OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 46*Pandeo por flexotorsión*

Pu	358.93	kg	Carga máxima axial
Kz	1.00		Factor de longitud efectiva para pandeo torsional
xo	1.79	cm	Abscisa del centro de corte respecto al centroide
yo	1.79	cm	Ordenada del centro de corte respecto al centroide
r ² o	17.26	cm ²	Radio polar de giro alrededor del centro de corte
H	0.63		
Fez	9829.86	kg/cm ²	
Fe	264.61	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo flexo torsional
Fy/Fe	9.56		→ Fy/Fe > 2.25
Fcr	232.25	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo por flexión

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

4.9.3. Dimensionamiento de viga

Tabla 47

Viga Pratt

Diseño Viga (Prat)			
Fy	2530	kg/cm ²	Fluencia A36
Fu	4080	kg/cm ²	Resistencia a la fractura
E	2040000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad
A	6.90	cm ²	Área de sección
t	0.39	cm	Espesor sección
r	2.00	cm	Radio (de giro)
D	6.05	cm	Diámetro (exterior)
L	1.20	m	Longitud (sección)

Nota. Fuente: Zapata Baglietto (1997)

Tabla 48

Metrado de cargas para nodos intermedios

	Peso (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)
Correa	10.79	5.00	53.95
Cobertura	7.17	6.20	44.45
			98.40
	Peso (kg/m ²)	Área tributaria (m ²)	Peso (kg)
Viva	10.12	6.20	62.74
Nieve	0.00	6.20	0.00
Viento	28.13	6.20	174.41
			237.15

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 49

Metrado de cargas para nodos intermedios

D	98.40	kg	Carga muerta
L	62.74	kg	Carga viva
S	0	kg	Carga de nieve
W	139.27	kg	Carga de viento
E	14.26	kg	Carga sismo

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 50
Combinaciones de carga por LRFD

Eje X = 0.95		Eje Y = 0.32		
U1	130.70 kg	U1	43.57 kg	1.4D
U2	237.02 kg	U2	79.01 kg	1.2D + 1.6L + 0.5L
U2.1	301.37 kg	U2.1	100.46 kg	1.2D + 1.6L + 0.5S
U3	276.89 kg	U3	138.72 kg	1.2D + 1.6L + 0.5W
U3.1	482.81 kg	U3.1	207.36 kg	1.2D + 1.6S + 0.5W
U4	281.06 kg	U4	186.54 kg	1.2D + 1.0W + 0.5L
U4.1	345.41 kg	U4.1	207.99 kg	1.2D + 1.0W + 0.5S
U5	163.20 kg	U5	54.40 kg	1.2D + 1.0E + 0.2S
U6	223.29 kg	U6	167.28 kg	0.9D + 1.0W
U7	97.55 kg	U7	32.52 kg	0.9D + 1.0E

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 51
Cargas en nodos

Nodo	Fuerza (kg)	
	en X	en Y
12-15;16-19	500.36	243.09
10	0.00	505.16
5;6	250.18	121.54

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Diseño de miembros en Tracción

Tabla 52
Diseño por fluencia de la sección

Pu	1106.80	Kg	Combinación de carga máxima puntual
ϕ_t	0.9		
$\phi_t P_n$	15718.13	Kg	Fluencia de la sección bruta
→	Pu	$\phi_t P_n$	OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 53*Diseño por resistencia a la fractura por tensión*

P_u	1106.80 kg	Fuerza máxima tracción
A_n	6.90 cm ²	Área neta (A_g por estar soldado) de la sección
l	7.00 cm	Longitud conexión
x	1.92	Excentricidad conexión
U	0.73	Factor de retraso cortante
A_e	5.01 cm	Área (efectiva)
ϕ_t	0.75	
$\phi_t P_n$	15316.58	Resistencia a la fractura por tensión
\rightarrow	P_u	$\phi_t P_n$ OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 54*Resistencia del bloque de corte*

$P_u =$	1106.80 kg	Máxima de tracción
$l =$	7.00 cm	Longitud conexión
D	6.05 cm	Diámetro exterior
A_{gv}	5.48 cm ²	Área total a cortante ($A_{gv}=2l^*t$)
A_{nv}	5.48 cm ²	Área neta a cortante ($A_{gv}=2l^*t$)
A_{nt}	2.36 cm ²	Área neta a tensión ($A_{nt}=D^*t$)
U_{bs}	1	Factor reducción
R_{n1}	23055.93 kg	Fractura tracción + fluencia corte
$R_{n2 t}$	17962.50 kg	Fluencia corte + fractura tracción
R_n	17962.50 kg	Resistencia a la fractura por bloque de corte
ϕ	0.75	
ϕR_n	13471.88 kg	$\rightarrow P_u < \phi R_n$ OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 55*Esbeltez:*

L	1.20 m	Longitud de la sección tubular
L/r	60.03	$L/r < 300$ (OK)

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Diseños miembros (compresión)**Tabla 56***Diseño por carga crítica*

Fe	5587.18	kg/cm ²	Esfuerzo de Euler
Fy	2530.00	kg/cm ²	Fluencia del acero A36
→ Mu		φbMn	Columna en el rango inelástico

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Diseño de pandeo por flexión**Tabla 57***Clasificación de la sección a compresión por pandeo local*

D/t	15.45		Relación acho espesor
λ _r	3.12	0.11E/Fy	
→ λ		>λ _r	Elemento esbelto

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 58*Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión*

P _u =	3938.50	kg	Fuerza máxima de compresión
b/t =	15.45		Relación diámetro espesor
	15.90		0.56*√(E/Fy)
	36.91		1.3*√(E/Fy)
Q _s	1.00		Factor de reducción neto
k	1		Factor de longitud efectiva
KL/r	60.03		Relación de esbeltez de la columna
	133.74	kg/cm ²	4.71√(E/Fy)
→ KL/r		<	4.71√(E/Fy) pandeo inelástico
Fe	5587.18	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo crítico elástico
F _{cr}	2093.19	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo por flexión
φ _c =	0.90		
φ _c P _n =	13004.38	kg	→ P _u < φ _c P _n OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 59*Diseño por deflexión*

W	127.40	kg/m	Carga distribuida de servicio (D+L)
Δ_c	0.39	cm	Deflexión
Δ_n	0.50	cm	Límite de deflexión
			$\Delta_c < \Delta_n$ OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

4.9.4. Dimensionamiento de traveses**Tabla 60***Datos de la viga W8x10*

Fy	2530	kg/cm ²	Fluencia del acero A36
E	2040000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero
G	784000	kg/cm ²	Módulo de corte
A	19.10	cm ²	Área de la sección
d	20.04	cm	Peralte de la sección
bf	10.01	cm	Longitud total del ala
tw	0.43	cm	Espesor del alma
tf	0.52	cm	Espesor del ala
kdes	1.28	cm	Espesor del ala + filete del alma
rx	8.18	cm	Radio de giro respecto a x
ry	2.14	cm	Radio de giro respecto a y
rts	2.57	cm	Radio de giro efectivo
Zx	145.35	cm ³	Módulo plástico en x
Zy	27.20	cm ³	Módulo plástico en y
Sx	127.98	cm ³	Módulo de la sección
Ix	1281.99	cm ⁴	Momento de inercia en x
Iy	86.99	cm ⁴	Momento de inercia en y
Cw	8297.76	cm ⁶	Constante de alabeo
ho	19.30	cm	Distancia entre centroides del patin
J	1.77	cm ⁴	Módulo de torsión
L	5	m	Longitud de trabe
X1	127735		Factores para determinación de zona de trabe
X2	3.23E-6		Factores para determinación de zona de trabe
Fres	1897.50	kg/cm ²	Fluencia del acero disminuido por esfuerzo residual
L	5	m	Longitud de trabe

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 61*Cargas actuantes sobre la viga trabe*

P =	14.99 kg/m	Peso trabe (cargas)
D =	4.45 kg/m	Muerta
L =	6.27 kg/m	Viva
S =	19.84 kg/m	De nieve
W =	13.93 kg/m	De viento
E =	2.63 kg/m	Sismo

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 62*Combinaciones de carga por LRFD*

Para el eje X 1.00

U1	27.21 kg/m	1.4D
U2	36.50 kg/m	(1.2D + 1.6L + 0.5L)
U2.1	43.28 kg/m	(1.2D + 1.6L + 0.5S)
U3	40.32 kg/m	(1.2D + 1.6L + 0.5W)
U3.1	62.03 kg/m	(1.2D + 1.6S + 0.5W)
U4	40.39 kg/m	(1.2D + 1.0W + 0.5L)
U4.1	47.17 kg/m	(1.2D + 1.0W + 0.5S)
U5	29.92 kg/m	(1.2D + 1.0E + 0.2S)
U6	31.42 kg/m	(0.9D + 1.0W)
U7	20.12 kg/m	0.9D + 1.0E

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 63*Diseño por flexión*

Relación acho espesor	$(\lambda = (bf/2) / tf)$
Δ_p	10.79
Δ_r	28.40

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 64*Sección Compacta*

$L_b =$	500.00 cm	Longitud sin soporte lateral
$L_p =$	106.75 cm	Limite longitud plástica
$L_r =$	306.91 cm	Limite longitud elástica
→	$L_p < L_b < L_r$	Zona III

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 65*Comportamiento elástico, Zona III*

W_{ux}	62.03	kg/m	Combinación de carga máxima distribuida
M_{ux}	193.84	kg.m	Resistencia a flexión requerida en x
c	1.00		Para perfiles de doble simetría
C_b	1.14		Factor de modificación de pandeo torsional lateral
F_{cr}	1068.44	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo por flexión
M_n	1367.39	kg.m	Momento nominal
M_p	3677.43	kg.m	Momento plástico
→	$M_n < M_p$		OK
ϕ_b	0.90		
$\phi_b M_n$	1230.65		→ $M_{ux} < \phi_b M_n$ OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 66*Por corte*

h	17.48 cm	Distancia libre entre puntas
h/t_w	40.47	Altura- espesor
K_v	5	Coefficiente pandeo cortante
C_v	1.00	Coefficiente cortante alma
A_w	8.65 cm ²	Área alma
V_u	155.08 kg	Fuerza cortante
ϕ_c	1.00	Factor corte
V_n	13136.06 kg	Resistencia nominal al corte
→	$V_u < V_n$	OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

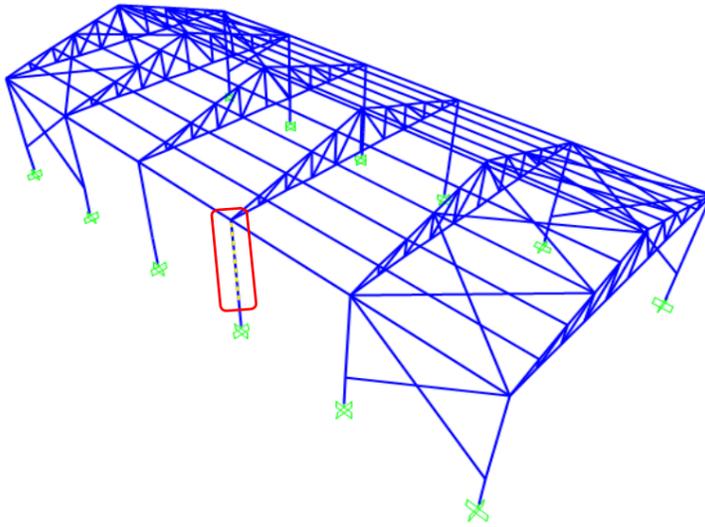
Tabla 67*Por deflexión*

W =	25.71 kg/m	Carga servicio (P+D+L)
Δ_c =	0.08 cm	Deflexión
Δ_n =	2.08 cm	Límite deflexión
→	Δ_c	< Δ_n OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

4.9.5. Dimensionamiento de columnas

En la siguiente imagen se muestra la columna más crítica.

Figura 25*Diseño de la columna más crítica*

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 68

Datos de la viga W10x12

Fy	2530	kg/cm ²	Fuercia del acero A36
E	2040000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero
G	784000	kg/cm ²	Módulo de corte
A	22.84	cm ²	Área de la sección
d	25.07	cm	Peralte de la sección
bf	10.06	cm	Longitud total del ala
tw	0.48	cm	Espesor del alma
tf	0.53	cm	Espesor del ala
kdes	1.30	cm	Espesor del ala + filete del alma
rx	9.91	cm	Radio de giro respecto a x
ry	1.99	cm	Radio de giro respecto a y
rts	2.50	cm	Radio de giro efectivo
Zx	206.48	cm ³	Módulo plástico en x
Zy	28.51	cm ³	Módulo plástico en y
Sx	178.62	cm ³	Módulo de la sección
Ix	2239.33	cm ⁴	Momento de inercia en x
Iy	90.74	cm ⁴	Momento de inercia en y
Cw	13668.48	cm ⁶	Constante de alabeo
ho	24.25	cm	Distancia entre centroides del patin
J	2.28	cm ⁴	Módulo de torsión
L	4	m	Longitud de columna
X1	113422		Factores para determinación de zona de columna
X2	6.03E-6		Factores para determinación de zona de columna
Fres	1897.50	kg/cm ²	Fuercia del acero disminuido por esfuerzo residual

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 69*Metrado de cargas para la columna*

	Peso (kg/m)	Longitud (m)	Cantidad	Peso (kg)
Viga	5.42	6.00	1.00	32.52
correa	10.79	5.00	5.00	269.75
trabe	14.99	5.00	1.00	74.95
cobertura	7.17	31.63	1.00	226.79
				604.01

	Peso (kg/m2)	Área tributaria (m2)	Cantidad	Peso (kg)
Viva	10.12	31.63	1.00	320.01
nieve	32.00	0	0.00	0.00
viento	22.46	31.63	1.00	710.41
				1030.42

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 70*Cargas axiales actuantes sobre la columna*

P =	71.72	kg	Peso de columna
D =	603.97	kg	Carga muerta
L =	320.02	kg	Carga viva
S =	0	kg	Carga de nieve
W =	710.41	kg	Carga de viento
E =	94.46	kg	Carga sismo

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 71*Por carga crítica*

Fe	500.33 kg/cm ²	Esfuerzo Euler
Fy	500.33 kg/cm ²	Fluencia A36
Fe < Fy OK, en el rango elástico		

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 72*Combinaciones de carga por LRFD eje X = 1.00*

U1	945.96 kg	1.4D
U2	1482.87 kg	1.2D + 1.6L + 0.5L
U2.1	1828.86 kg	1.2D + 1.6L + 0.5S
U3	1678.06 kg	1.2D + 1.6L + 0.5W
U3.1	2785.23 kg	1.2D + 1.6S + 0.5W
U4	1681.24 kg	1.2D + 1.0W + 0.5L
U4.1	2027.23 kg	1.2D + 1.0W + 0.5S
U5	1107.68 kg	1.2D + 1.0E + 0.2S
U6	1318.53 kg	0.9D + 1.0W
U7	702.58 kg	0.9D + 1.0E

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Diseño de pandeo por flexión**Tabla 73***Clasificación a compresión por pandeo local*

b/tf	9.44	Relación ancho - espesor, $\lambda = (bf/2) / tf$	
λ_r	15.90		
→	λ	<	λ_r no esbelto (patín)
h/tw =	46.54	Relación alto - espesor, $\lambda = (h-2kdes) / tw$	
$\lambda_r =$	42.31	→	$\lambda > \lambda_r$ alma esbelta

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 74*Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión respecto al eje X*

$P_u =$	2785.23	kg	Combinación de carga máxima axial
$K =$	1.00		Factor de longitud efectiva
$KL/r_x =$	40.38		Relación de esbeltez de la columna
	133.74	kg/cm ²	$4.71\sqrt{E/F_y}$
→	KL/r	<	$4.71\sqrt{E/F_y}$ pandeo inelástico
F_e	12348.2	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo crítico elástico
F_{cr}	2322.08	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo por flexión
ϕ_c	0.90		
$\phi_c P_n$	47730.6	kg	→ $P_u < \phi_c P_n$ OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 75*Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión respecto al eje Y*

P_u	2785.23	kg	Combinación de carga máxima axial
K	1.00		Factor de longitud efectiva
KL/r_y	200.60		Relación de esbeltez de la columna
	133.74	kg/cm ²	$4.71\sqrt{E/F_y}$
→	KL/r	>	$4.71\sqrt{E/F_y}$ pandeo elástico
F_e	500.33	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo crítico elástico
F_{cr}	438.79	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo por flexión
ϕ_c	0.90		
$\phi_c P_n$	9019.44	kg	→ $P_u < \phi_c P_n$ OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 76*Diseño de pandeo por flexo torsión*

$P_u =$	2785.23	kg	Combinación de carga máxima axial
$K_z =$	1.00		Factor de longitud efectiva para pandeo torsional
$F_e =$	1504.32	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo flexo torsional
F_y/F_e	1.68		
→	F_y/F_e	<	2.25 pandeo inelástico
F_{cr}	1251.44	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo por flexión
Φ_c	0.90		
$\phi_c P_n$	25723.4	kg	
→ $P_u < \phi_c P_n$ OK			

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 77*Cargas laterales actuantes sobre la columna*

P	17.93 kg/m	Peso columna (carga)
D	0.00 kg/m	Muerta
L	0.00 kg/m	Viva
S	0.00 kg/m	De nieve
W	123.55 kg/m	De viento
E	2.24 kg/m	Carga sismo

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 78*Combinaciones de carga por LRFD para el eje X 1.00*

U1	25.10 kg/m	1.4D
U2	21.52 kg/m	1.2D + 1.6L + 0.5L
U2.1	21.52 kg/m	1.2D + 1.6L + 0.5S
U3	83.29 kg/m	1.2D + 1.6L + 0.5W
U3.1	83.29 kg/m	1.2D + 1.6S + 0.5W
U4	145.07 kg/m	1.2D + 1.0W + 0.5L
U4.1	145.07 kg/m	1.2D + 1.0W + 0.5S
U5	23.76 kg/m	1.2D + 1.0E + 0.2S
U6	139.69 kg/m	0.9D + 1.0W
U7	18.38 kg/m	0.9D + 1.0E

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 79*Por flexión*

$\lambda =$	9.44	Relación acho - espesor, $\lambda = (bf/2) / (tf)\lambda_p$
$\lambda_r =$	28.40	
$\lambda =$	9.44	Ancho - espesor $\lambda = (bf/2) / (tf)\lambda_p$
$\lambda_r =$	28.40	Compacta sección

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 80*Sección Compacta*

Lb	400.00 cm	Longitud sin soporte lateral
Lp	99.65 cm	Límite longitud plástica
Lr	286.22 cm	Límite longitud elástica
→	Lp	< Lb > Lr Zona III

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 81*Comportamiento elástico, Zona III*

Wux	145.07	kg/m	Combinación de carga máxima distribuida	
Mux	290.13	kg.m	Resistencia a flexión requerida en x	
c	1.00		Para perfiles de doble simetría	
Cb	1.14		Factor de modificación de pandeo torsional lateral	
Fcr	1281.24	kg/cm ²	Esfuerzo de pandeo por flexión	
Mn	2288.55	kg.m	Momento nominal	
Mp	5223.87	kg.m	Momento plástico	
→	Mn	<	Mp	OK
φb	0.90			
φbMn	2059.70	→	Mux < φbMn	OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 82*Diseño por corte*

h =	22.48	cm	Distancia libre entre puntas del filete del alma	
h/tw =	46.54		Relación altura espesor	
Kv =	5		Coeficiente de pandeo por cortante	
Cv =	1.00		Coeficiente de cortante del alma	
Aw =	12.11	cm ²	Área del alma	
Vu =	2900.13	kg	Fuerza cortante actuante	
φc =	1.00		Factor de corte	
Vn =	18381.1	kg	Resistencia cortante nominal	
→	Vu	<	Vn	OK

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Tabla 83*Diseño por deflexión*

W	17.93	kg/m	Carga distribuida de servicio (P+D+L)	
Δc	0.01	cm	Deflexión	
Δn	1.67	cm	Límite de deflexión	
→	Δc	<	Δn	OK

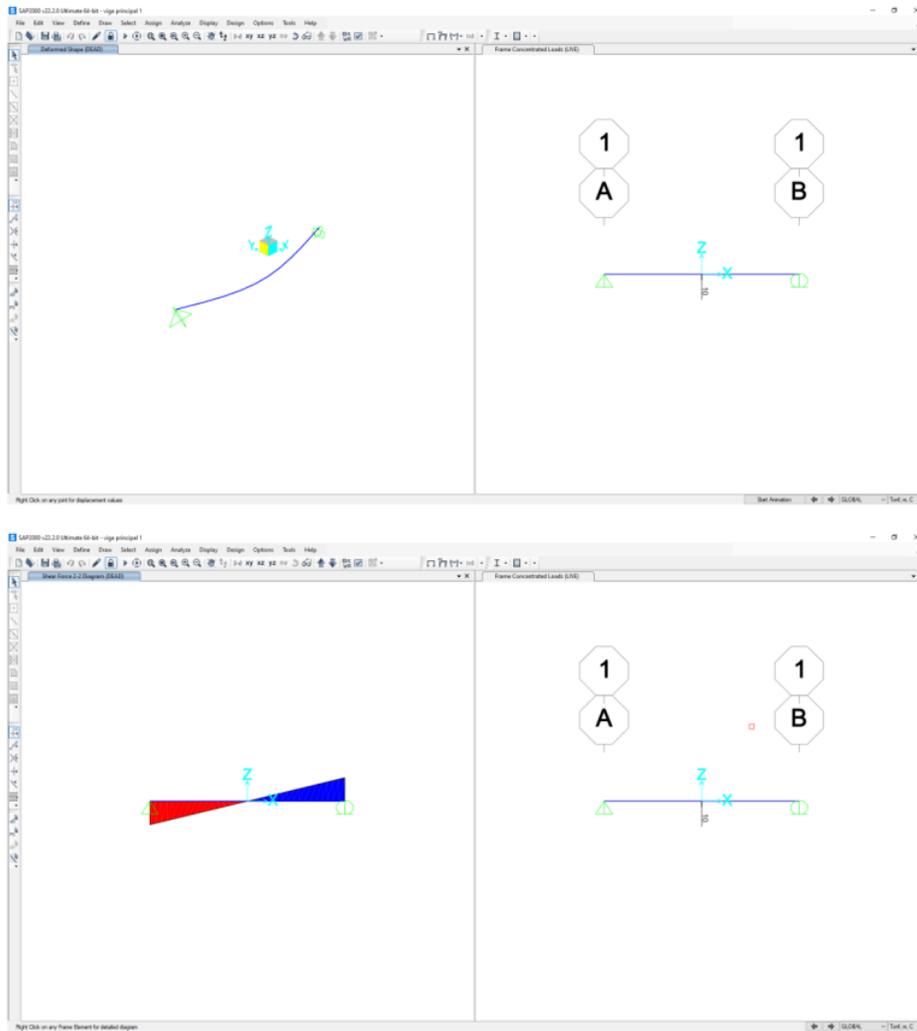
Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

CAPITULO V. RESULTADOS

5.1. Análisis estructural estático

Figura 26

Análisis de la viga principal.



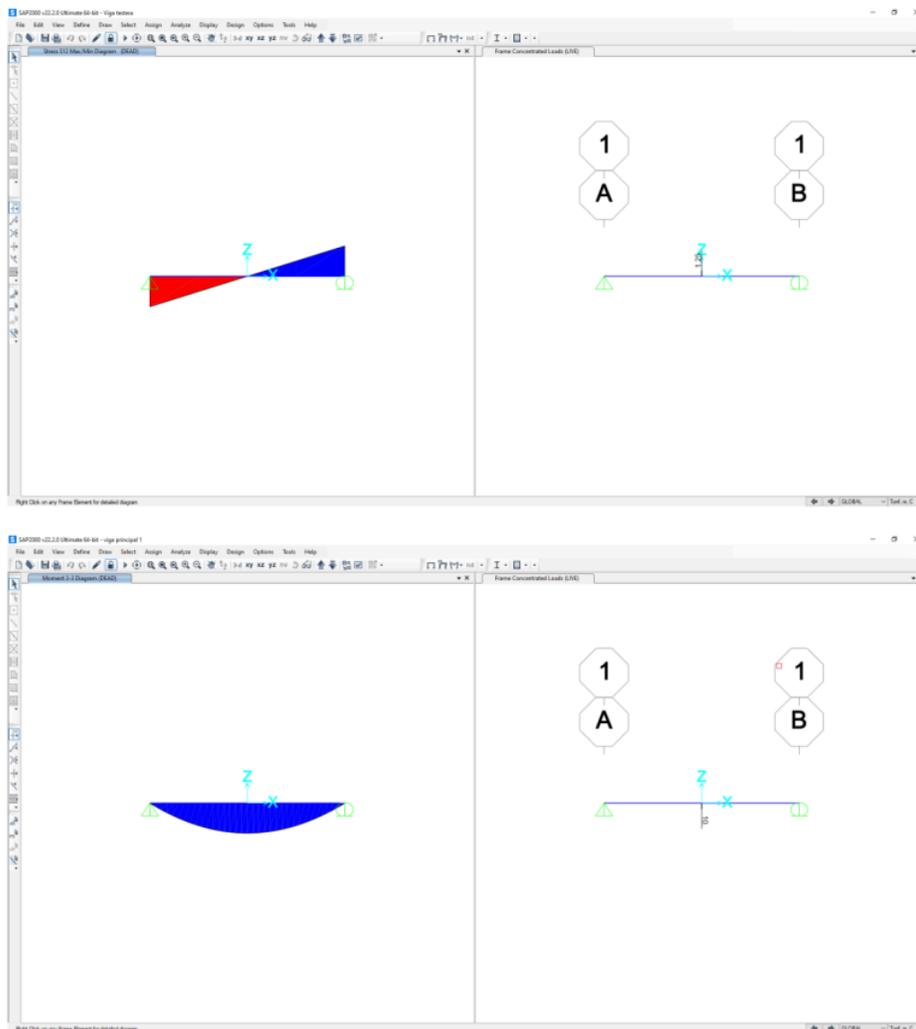
Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Viga testera

Aquí se puede ver los valores que toma el análisis de la viga testera al momento de simular las cargas que van a trabajar en el funcionamiento del puente grúa.

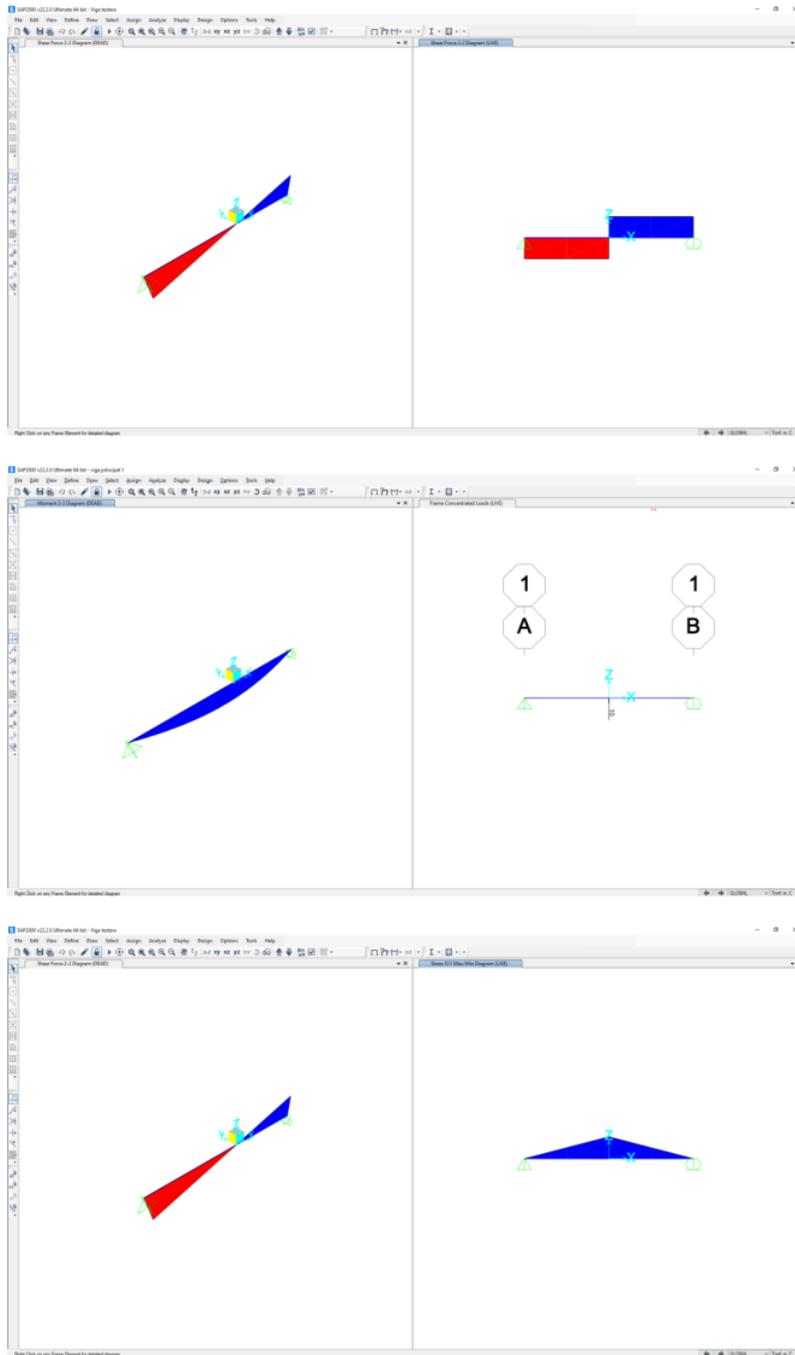
Figura 27

Simulación Viga testera

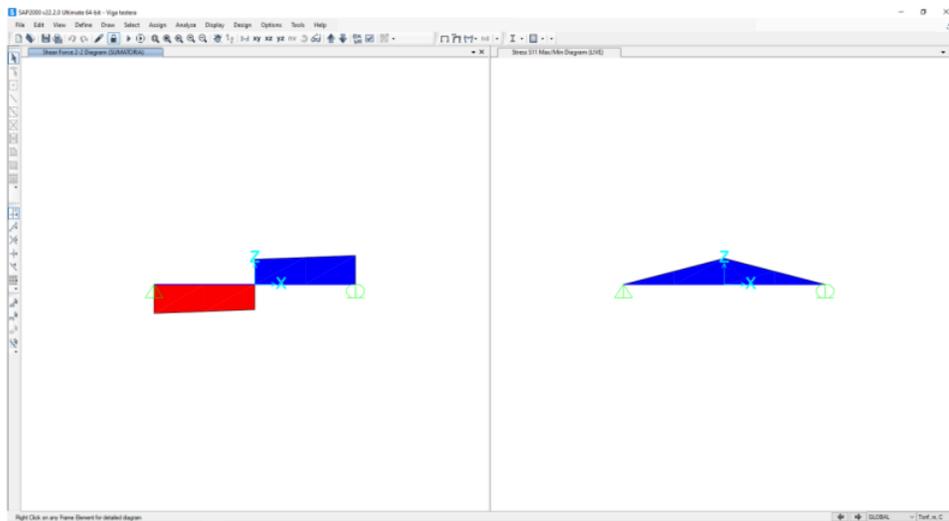


Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

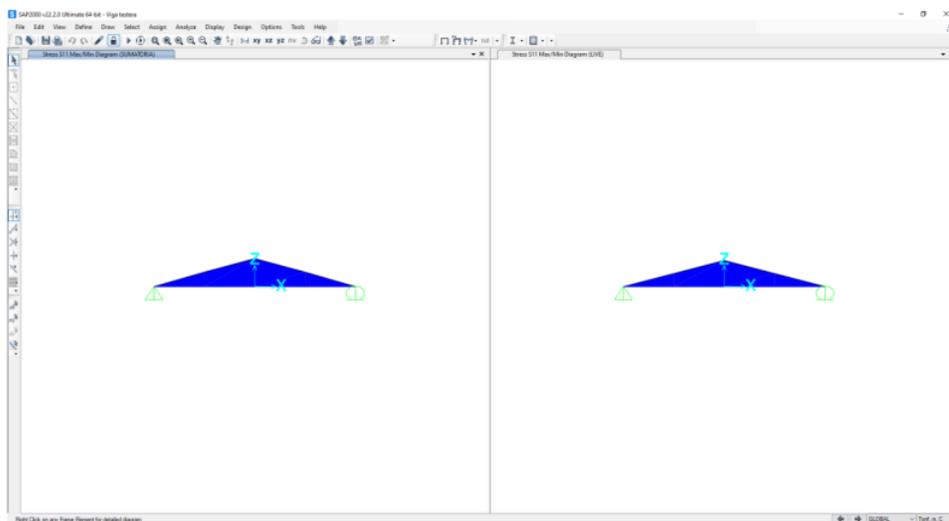
Figura 28
Carga viva



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Figura 29*Análisis de cargas: sumatoria de cargas*

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Figura 30*Análisis de cargas en viga*

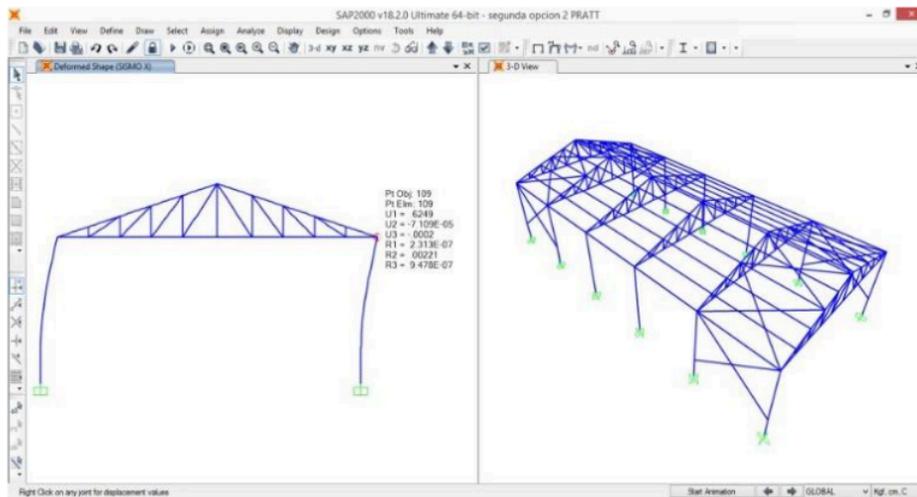
Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

5.2. Análisis estructural dinámico

En esta parte el software SAP2000 ensamblará y resolverá la matriz global de la estructura.

Figura 31

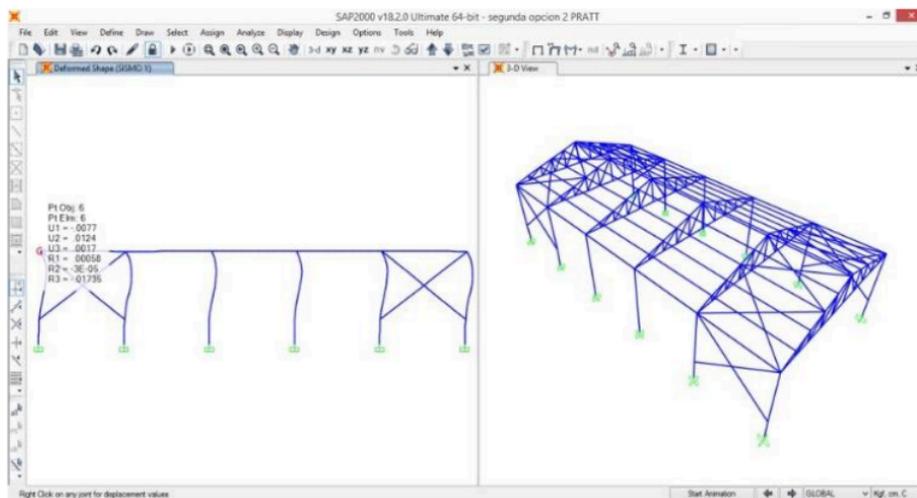
Análisis sísmico eje X



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Figura 32

Vista desplazamiento por sismo eje Y



Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

5.3. Análisis de costos

5.3.1. Costos de materiales

Tabla 84

Costos de materiales

N° Ítem	Descripción	Cantidad	Precio unit	Precio total	Dimensión unit	Dimensión total
1	Viga W 8x 10	8	S/ 10.50	S/ 84.00	5	40
2	viga Prat	20	S/ 10.00	S/ 200.00	1.2	24
3	L3x3x5/16	40	S/ 8.50	S/ 340.00	6.4	256
4	Viga W 8x 13	40	S/ 12.00	S/ 480.00	0.062	2.48
5	C4x7.25	6	S/ 10.00	S/ 60.00	5	30
6	Viga W10x12	20	S/ 12.00	S/ 240.00	4	80
Total				S/ 1,404.00		432.48

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

5.3.2. Costos mano de obra

Tabla 85

Costos mano de obra

N° Ítem	Descripción	Cantidad	Hora/día	Días	Precio/hora	Precio total
1	Supervisor de taller	1	6	10	S/ 2,000.00	S/ 120,000.00
2	Jefe de taller - turno mañana	2	8	10	S/ 1,000.00	S/ 160,000.00
3	Dibujante mecánico	1	5	10	S/ 500.00	S/ 25,000.00
4	Mecánicos	5	8	10	S/ 50.00	S/ 20,000.00
5	Soldadores	3	8	10	S/ 70.00	S/ 16,800.00
6	Ayudantes mecánicos	10	8	10	S/ 30.00	S/ 24,000.00
Total						S/ 365,800.00

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

5.3.3. Costos insumos

Tabla 86

Costos insumos

Ítem	Costos de insumos y materiales	
1	Insumos de pintura	S/ 875.00
2	Materiales de fabricación	S/142,739.86
Total		S/143,614.86

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Con los costos vistos anteriormente, se analizará el valor total de inversión que se va a considerar en el presente proyecto:

Tabla 87

Proyección

Costos totales		
Nº Item	Descripción	Costos
1	trabajadores	S/ 365,800.00
2	materiales	S/ 1,404.00
3	insumos	S/ 143,614.86
Total		S/ 510,818.86

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

5.3.4. Análisis de VAN y TIR

Tabla 88

Análisis de VAN y TIR

	2022	2023	2024	2025	2026	2027
costos totales	S/ 510,818.86	S/ 4,274.06	S/ 9,000.35	S/ 13,490.34	S/ 17,755.82	S/ 21,808.03
inversión	S/ 500,000.00	S/ 185,481.14	S/280,007.08	S/369,806.73	S/455,116.39	S/536,160.57
Gastos	S/ 3,700.00	S/ 1,200.00	S/ 1,200.00	S/ 1,200.00	S/ 1,200.00	S/ 1,200.00
Resto	S/ 85,481.14	S/ 180,007.08	S/269,806.73	S/355,116.39	S/436,160.57	S/513,152.54
ganancias	S/ 100,000.00	S/ 100,000.00	S/100,000.00	S/100,000.00	S/100,000.00	S/100,000.00
VAN	S/33,492.62					

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

Vemos que se va a tener un van positivo, indicando que el análisis e implementación de la nave industrial será correcto.

Tabla 89
Hoja de Datos

Datos generales	Área de la nave industrial	600 m ²	
	Capacidad del puente grúa	10 toneladas	
	Ubicación	Región Loreto	
Cálculos estructurales	Cálculo de cargas	Carga muerta	Según norma E.020
		Carga viva	10 000 kg
		Carga de viento	1.2 kN/m ² (según normativa local)
		Carga de nieve	No aplica en Región loreto
		Carga de sismo	Según norma E.030
	Redimensionamiento	Vigas principales	Perfil W24x162
		Columnas	Perfil W18x158
	Longitud de carril del puente grúa	Longitud del carril	
		Capacidad	10 toneladas
		Velocidad desplazamiento	0.33 – 0.4 m/s
		Velocidad de traslación	20 m/min
	Modelado estructural	Software	SAP 2000
		VAN	S/ 33492.62
	Evaluación económica	TRI (retorno de inversión)	5-6 años
		TIR	12%

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

CAPITULO VI.
DISCUSIONES Y RESULTADOS

Tabla 90

Discusiones y resultados

Objetivos	Discusiones	Resultados
a) Determinar criterios de estructuración y redimensionamiento de los componentes estructurales de acero considerando sus vibraciones y las cargas de los distintos componentes que conforman la nave industrial.	Se consideró necesario determinar los criterios adecuados en base a la norma peruana E 020 para cargas aplicadas y considerando las cargas sísmicas de la norma E 030.	Se obtuvo un cortante ultimo de 2.9 toneladas el cual de acuerdo a los cálculos cumple con los estándares de diseño. Se dimensionaron correctamente columnas, vigas principales, correas y arriostres, cumpliendo con las normas RNE y AISC. Se definieron perfiles tipo W y arriostres en puntos estratégicos. El uso del acero A36 permitió cumplir con los requisitos estructurales.
b) Calcular y seleccionar perfiles de puente grúa de 10 toneladas.	Se incorporaron factores dinámicos según la normativa para analizar vigas carrileras, trolley, polipasto y rieles.	El diseño del puente grúa permite soportar 10 t con una deflexión máxima de 0.38 cm, de acuerdo al límite de L/1000, los resultados obtenidos indican un desplazamiento de 0.01 cm el cual cumple con los requerimientos de la norma.
c) Modelar con el software SAP 2000 bajo los criterios de diseño de las normas y corroborar los resultados obtenidos por medio cálculos manuales.	Se propone realizar la validación manual para confirmar la confiabilidad del modelo con el software SAP 2000 el cual es una herramienta eficaz para aplicar combinaciones de carga.	El modelo tridimensional replicó con fidelidad los resultados de esfuerzos y deformaciones, con diferencias mínimas frente a los cálculos manuales.
d) Realizar una evaluación económica por medio el beneficio/costo, VAN y TIR.	Una evaluación económica por medio del análisis del VAN y TIR demostrará la viabilidad económica.	Se obtuvo un VAN positivo de S/. 1,839,724.46 y un TIR de 12%, con una recuperación de inversión entre el 5to y 6to año.

Nota. Fuente: elaboración propia (2024)

CAPÍTULO VII. CONCLUSIONES

- a) Se lograron dimensionar correctamente todos los elementos estructurales, cumpliendo las normativas RNE y AISC.
- b) El diseño y cálculo del puente grúa de 10 toneladas fueron llevados a cabo de manera precisa y eficiente, asegurando que cumpliera con los requisitos de carga y funcionalidad necesarios para su operación segura en la nave industrial. El factor de seguridad utilizado fue de 0.2 a 0.3 para las cargas. La esbeltez de la viga principal fue de 193.62, y se verificó que el esfuerzo permisible a la flexión de dicha viga estaba dentro de los valores aceptables. El factor de seguridad de la viga resultó ser de 6.72, lo que indicó que era muy resistente frente a los valores de carga actuales. La deflexión total fue de 0.28 cm, menor que el valor permisible, por lo que se determinó que la viga no se flexionaba en sobremedida. La viga testera presentó un factor de seguridad de 10.8; además, el esfuerzo máximo permisible se encontró dentro del rango establecido. Su deflexión máxima fue de 0.034258 cm $<$ 0.5, lo que indicó que no se flexionaba demasiado, concluyendo que el perfil seleccionado fue satisfactorio para dicha viga. Los pernos de anclaje poseyeron un factor de seguridad de 2.7. Se consideraron las cargas de gravedad y de viento, además de un factor de zonificación de 2, factor de suelo de 1.15, entre otros factores como las cargas sísmicas. En la columna crítica, donde se realizó el análisis de pandeo por flexión y su posterior comparación con la carga máxima axial, se determinó que la estructura soportaba cargas de pandeo sin fallar, y su resistencia al corte fue de 18,381.1 kg, mayor que la fuerza cortante de 2,900 kg, lo cual reflejó un comportamiento elástico. En la viga trabe, se identificó un cortante de 13,136.06 kg, el cual fue superior a los 155.0 kg actuantes.
- c) Se utilizó el software SAP 2000 para modelar la estructura de la nave industrial, cumpliendo con los estándares de diseño. Los resultados obtenidos a través del software fueron corroborados mediante cálculos manuales, lo que brindó mayor confiabilidad al diseño y a la verificación de la estructura.
- d) En la evaluación económica, con una inversión de S/. 500,000.00, se obtuvo un VAN de S/. 1,839,724.46, el cual, al ser positivo, indicó que la implementación sería adecuada. También se calculó una TIR de 12% y, al realizar el TRI (tiempo de retorno de inversión), se observó que esta inversión se recuperaba entre el quinto y sexto año.

Estos indicadores económicos proporcionaron información esencial sobre la viabilidad financiera del proyecto, ayudando a tomar decisiones informadas sobre su ejecución.

ANALISIS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL DE 600 M2 CON PUENTE GRUA DE 10 T EN LA REGION LORETO

INFORME DE ORIGINALIDAD

20%

INDICE DE SIMILITUD

17%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

12%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	9%
2	Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru Trabajo del estudiante	4%
3	repositorio.uncp.edu.pe Fuente de Internet	2%
4	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	Submitted to Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas Trabajo del estudiante	1%
6	upc.aws.openrepository.com Fuente de Internet	<1%
7	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1%

archive.org

8

Fuente de Internet

<1 %

9

documentop.com

Fuente de Internet

<1 %

10

Submitted to University of Surrey

Trabajo del estudiante

<1 %

11

1library.co

Fuente de Internet

<1 %

12

www.sima.com.pe

Fuente de Internet

<1 %

13

Submitted to Universidad Andina del Cusco

Trabajo del estudiante

<1 %

14

tesis.unap.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

15

repositorio.upn.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

16

Submitted to Universidad Ricardo Palma

Trabajo del estudiante

<1 %

17

catalogo-gy.ucab.edu.ve

Fuente de Internet

<1 %

18

docfoc.com

Fuente de Internet

<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 15 words

Excluir bibliografía

Activo