

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1.Introducción

En la actualidad en la ciudad de Tarija no existe una zona específicamente destinada a la instalación y desarrollo de proyectos industriales. Por esta razón, el presente trabajo de grado tiene como objetivo la elaboración de un diseño integral y detallado de una nave industrial que combine elementos de acero conformados en frío y hormigón armado, bajo normativas nacionales e internacionales. Este modelo pretende ser un prototipo de diseño estructural, que puede estar sujeto a modificaciones y/o adaptaciones de acuerdo al tipo de trabajos que se realicen dentro del mismo.

El diseño estructural de naves industriales es un campo de gran crecimiento dentro de la ingeniería civil, ya que las construcciones deben garantizar seguridad, durabilidad y funcionalidad para diversas actividades industriales. La elección de materiales y métodos de construcción adecuados es esencial para optimizar recursos y asegurar la viabilidad técnica y económica del proyecto. En este sentido, el uso de una superestructura metálica combinada con una subestructura de hormigón armado permite aprovechar las ventajas de ambos materiales, logrando una estructura eficiente y resistente.

La importancia de este estudio radica en la necesidad de proporcionar soluciones estructurales adecuadas que cumplan con las normativas vigentes y respondan a las exigencias del entorno industrial. Además, este trabajo contribuye al avance del conocimiento técnico en el área de diseño estructural, aplicando tecnologías y métodos modernos de análisis y simulación.

La metodología empleada incluye un análisis preliminar del sitio, de los planos arquitectónicos, de estudios topográficos y del subsuelo, así como la selección y caracterización de los materiales. Se utilizan normas técnicas reconocidas, que serán detalladas más adelante y herramientas de cálculo avanzadas, aplicando el método de los elementos finitos para obtener un análisis preciso del comportamiento estructural.

El proceso de diseño abarca desde la definición de las cargas actuantes sobre la estructura hasta el dimensionamiento y verificación de los elementos constructivos. Se establecen combinaciones de carga, según norma, para asegurar que la estructura soporte adecuadamente tanto cargas permanentes como variables y accidentales. Asimismo, se realiza un análisis técnico-económico exhaustivo, evaluando la optimización de materiales y costos

Finalmente, se presentan los resultados del diseño, comprobaciones y verificaciones concluyendo con un cronograma detallado de ejecución y una estimación de costos. El proyecto no solo garantiza la seguridad y funcionalidad de la nave industrial, sino que también proporciona un aporte académico significativo en términos de conocimiento, habilidades de diseño y evaluación estructural.

1.2.El Problema

La subgobernación de la provincia Cercado del departamento de Tarija, en busca de generar espacios y condiciones para las industrias y una facilidad a las pequeñas y medianas empresas (PYMES) es que prevé la elaboración de los estudios de ingeniería necesarios para obtener volúmenes de obra y un presupuesto que permita realizar la ejecución del diseño estructural de una nave para nuevo parque industrial de la ciudad de Tarija

1.3.Objetivos

1.3.1. General

Diseñar y analizar estructuralmente la superestructura metálica y la subestructura de hormigón armado para el nuevo parque Industrial de Tarija, aplicando las normativas: NB-1225003-1:2022 Acciones sobre las estructuras – Acción del viento, Documento Básico de Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación y Acero 2019 (DB SE, DB SE-AE, DB SE-A) y Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19.

1.3.2. Específicos

- Elaborar las especificaciones técnicas de los ítems concebidos para el análisis del presupuesto
- Calcular y analizar las cargas permanentes, variables que actúan sobre la estructura, incluyendo peso propio, sobrecargas de uso, granizo, viento y sus respectivas combinaciones según los Estados Límite de Servicio y Último.
- Diseñar las uniones entre la subestructura metálica y la subestructura de hormigón armado, denominadas placas de anclaje, asegurando la estabilidad y resistencia de las conexiones estructurales.
- Utilizar el software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 para modelar y simular el comportamiento estructural tridimensional de la nave industrial, aplicando el método de los elementos finitos para obtener resultados precisos.
- Desarrollar una guía de uso del software de diseño, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023, para el diseño de la superestructura metálica.
- Dimensionar los perfiles metálicos conformados en frío y los elementos de hormigón armado, considerando las propiedades de los materiales, secciones y formas geométricas, conforme a normativas adoptadas.
- Determinar el costo que implica la ejecución del diseño estructural adoptado.
- Determinar el plazo de ejecución del diseño estructural calculado.

1.4. Justificación

1.4.1. Académica

En el desarrollo del “Diseño Estructural de una Nave Industrial Metálica en el Parque Industrial de la ciudad de Tarija” se busca la aplicación práctica de conocimientos teóricos y el progreso de competencias técnicas avanzadas en la resolución de planteamientos estructurales. Conocimientos basados en el uso de elementos metálicos (perfiles conformados en frío) y de hormigón armado (vigas, columnas y zapatas) como soluciones estructurales para un planteamiento dado, esto incluye el cálculo y análisis

de cargas permanentes, variables y accidentales, así como la verificación y dimensionamiento de elementos estructurales. Además de optimizar el uso del material evaluando de manera asertiva los factores tanto económicos como técnicos involucrados en el diseño estructural.

1.4.2. Técnica

El diseño se basa en normativas y estándares estructurales reconocidos a nivel nacional e internacional, asegurando la integridad y seguridad de la estructura.

Para cubrir un claro dado a menudo el ingeniero se ve ante el dilema de elegir entre una armadura o una viga de alma llena no existiendo otros factores, la elección probablemente estará basada en consideraciones económicas. Al cubrir un cierto claro, si se usan armaduras, casi siempre se utilizará menor cantidad de material, sin embargo, el costo de fabricación y montaje de las armaduras será probablemente mayor, que el requerido para las vigas. Para los claros cortos, el costo total de las vigas (material, fabricación y montaje) será decididamente menor que para armaduras, pero a medida que los claros son mayores, los costos más elevados de fabricación y montaje de las armaduras por grandes que sean, serán anulados por el ahorro en material. Una ventaja adicional de las armaduras es que, para las mismas cantidades de material, son más rígidas que las vigas. (McCormac, 1975).

Las normativas técnicas en las que se basa el diseño del presente proyecto son:

- Normativa Boliviana NB 125003-1:2022 Partes 1 y 2; Acción del viento. – Establece los principios generales para el cálculo de las acciones del viento sobre las edificaciones.
- Documento Básico Seguridad Estructural, Resistencia y estabilidad, Aptitud al servicio, 2019. – Proporciona criterios de seguridad, durabilidad y funcionalidad de las estructuras, incluyendo directrices sobre el análisis de cargas, combinaciones de acciones y métodos de diseño.

- Documento Básico Seguridad Estructural – Acero, 2019. – Proporciona criterios detallados para asegurar la seguridad y durabilidad de las estructuras de edificación en acero
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-2019. – Establece los requerimientos para la resistencia, durabilidad y comportamiento estructural del hormigón.

El uso de software de apoyo para el análisis estructural tridimensional mediante el método de elementos finitos, delimitado por las normativas adoptadas procurará una mejor comprensión de la mecánica estructural y la optimización de las estructuras en función de la seguridad.

1.5. Alcance del proyecto

El presente proyecto se limita al diseño estructural y comprobación de los distintos elementos que componen la estructura de nave industrial propuesta por la Subgobernación de Cercado.

La superestructura será diseñada bajo las normativas DB SE, DB SE-A, DB SE – AE del 2019 que es para elementos de acero (correas o largueros, celosía de cubierta, columnas y placas de anclaje) y la subestructura será diseñada con la ACI 318-19, es decir para los miembros de hormigón armado como vigas de arriostre, pedestales de columnas y las zapatas de fundación.

El diseño de la superestructura metálica se limitará al uso de los perfiles metálicos presentados en el catálogo de la Empresa Nacional Boliviana Constructora (ENABOLCO)¹.

El nivel de fundación de la estructura, estará basado en el informe geotécnico comprendido por el ensayo de clasificación de suelos y el ensayo de penetración estándar.

¹ Ver Anexo 1: Perfiles metálicos

Se hará uso del ensayo de penetración estándar SPT en el predio de diseño para tener una predicción del tipo de suelo, la humedad del mismo, de la capacidad portante del mismo y de la profundidad estimada del nivel de fundación

Se empleará el software Autodesk Robot Structural Analysis 2023 como herramienta de apoyo para el cálculo estructural, del cual se formulará un compendio basado en la experiencia de diseño y análisis estructural del presente proyecto.

1.5.1. Restricciones

Quedan excluidos del diseño los cálculos correspondientes a sismicidad, acabados interiores, como lo son los pisos industriales, ménsulas y rieles para la instalación de puentes grúa, efectos térmicos generados por el uso de equipos industriales, cerramientos perimetrales y divisiones internas (cálculo de mezzanines o entrepisos), además de la aplicación de normativas industriales de seguridad.

1.6. Aporte académico

Ante la escases de ejemplos prácticos, videotutoriales y/o guías para la creación y resolución de estructuras metálicas, inclusive en idiomas distintos al español, es que nace la necesidad de producir un compendio o manual que abarque el desarrollo del análisis estructural de una estructura mixta para naves industriales (superestructura metálica), empleando el software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023, aunando el conocimiento teórico (análisis estructural, resistencia de materiales, estructuras metálicas, fundaciones, mecánica de suelos, etc.) adquirido en el desarrollo curricular de la carrera de ingeniería civil, a la aplicación práctica de la resolución y evaluación del planteamiento y comportamiento estructural.

Es decir que se elaborara una guía práctica para el uso del programa para la resolución de una superestructura metálica, tomando en cuenta las condiciones particulares que se plantean en el presente trabajo. Haciendo hincapié en:

- La configuración inicial del programa y las unidades correspondientes.
- La aplicación de las normativas escogidas, acordes al proyecto.

- La influencia de la carga de viento en el comportamiento y modelamiento estructural, dado que las estructuras de naves industriales suelen ser de alma liviana, lo que hace que el viento sea un factor decisivo en el diseño.
- Los perfiles disponibles en nuestro medio ya que no todos los perfiles comerciales que se muestran en catálogos normalizados de distintos fabricantes están disponibles y/o son técnica o económicamente favorables para el diseño².
- La automatización del proceso de diseño y evaluación estructural usando el software de diseño.

² Ver Anexo 1: Perfiles metálicos

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Características generales de las naves industriales

Al plantear el diseño estructural de una nave industrial son muchas las variables de interés que se den tomar en cuenta y muchos los casos que se pueden presentar en la realidad, es así que la evaluación, el cálculo y el diseño, tanto arquitectónico como estructural, deben ser abordados de forma que se garantice la eficiencia resistente, constructiva y económica de la estructura en análisis.

Las naves industriales se caracterizan comúnmente por cubrir grandes luces, por lo general con pequeñas cargas de origen gravitatorio, Esto origina una serie de particularidades que solo se presentan con esta tipología de estructuras, en las cuales las cargas horizontales y los fenómenos de inestabilidad cobran especial importancia debido a la gran esbeltez que se presenta en estas estructuras.

Los principales factores para tener en cuenta son:

- **Uso de la nave:** Esta característica gobierna el resto de las peculiaridades pues de ella se derivan las particularidades de la estructura, debido a que define las necesidades que deben ser contempladas a la hora de erigir una estructura industrial
- **Precio:** Tiene especial incidencia en los accesorios y/o requerimientos que pudiera necesitar la nave, como: puentes grúa, endurecedores de piso, bases para pisos autonivelantes, toppings y otros, así como en los materiales y tipo de estructura adoptados.
- **Confort climático:** La climatización depende del volumen de aire, del sistema de ventilación interno y de la necesidad de mantener una temperatura determinada.
- **Confort lumínico:** Se pretende el mejor aprovechamiento de la iluminación natural, derivando en un ahorro sustancial de energía.

- Elementos constructivos internos de la nave: Se ha de prever el uso interno de los ambientes, seccionamiento, rutas internas de procesos, la construcción de entresijos (mezzanines) y/o puentes grúa, garantizando que las condiciones de trabajo se puedan desarrollar en condiciones de salubridad adecuadas, sin agobios claustrofóbicos, de ahí la altura que suelen tener este tipo de edificaciones.
- Pendientes de la cubierta: Mientras más pendiente tenga la cubierta mejor suele trabajar la estructura porque es más abovedada y la nieve, el granizo o el agua resbalan mejor, sin embargo, presentará mayor resistencia al viento, el cual es de especial importancia en el presente análisis, y estará más expuesta. Por ello, se suele optar por pendientes inferiores al 25 %.
- Tipo de cubierta: Debe plantearse el emplear pórticos rígidos para la cubierta, o bien cerchas (armaduras). Estas últimas confieren ventajas a los pilares y a la cimentación, pues van articuladas sobre la cabeza de los pilares y no transmiten momentos. No obstante, su uso va en contra de la habitabilidad pues su cordón inferior o interno, puede generar la falta de aprovechamiento del espacio.

Igualmente, el uso de cerchas merece un especial análisis económico, pues su montaje y mantenimiento podrían resultar más o menos costoso que el uso de pilares, ya sean metálicos o de hormigón armado. Por lo general el uso de cerchas se da cuando:

- Se requieren grandes cargas sobre la cubierta.
- Se necesita cubrir grandes luces.
- Simplemente por razones estéticas o
- Como es el caso de nuestro medio, la falta de disponibilidad o precio competente de perfiles estandarizados. (Martinez, 2013)

2.2. Proyecto arquitectónico

Es la distribución de espacios del proyecto a edificar, se recomienda que en el proyecto arquitectónico participen tanto un arquitecto como un ingeniero, con el objetivo de

facilitar el diseño estructural y no tener que cambiar el proyecto una y otra vez, para que la construcción cumpla con todas las necesidades estructurales. (Mendoza, 2007)

El plano obtenido de la subgobernación de Cercado se encuentra en el Anexo 9.

2.3.Topografía

La topografía es fundamental en cualquier proyecto estructural, para definir con precisión las características del terreno y asegurar una correcta planificación, diseño y ejecución de las obras. Se destacan los siguientes conceptos sustanciales para su aplicación:

Relevamiento topográfico. - Es el proceso inicial para obtener datos detallados sobre el terreno. A través del relevamiento se mide la forma, las dimensiones y las elevaciones del área donde se construirá la estructura. Estos datos son esenciales para determinar la topografía natural, identificar posibles limitaciones del terreno y ajustar el diseño de la estructura a las condiciones del sitio.

Curvas de nivel. - Son líneas en un plano topográfico que unen puntos con la misma altitud. Las curvas de nivel permiten visualizar el relieve del terreno y son clave para determinar las pendientes. Se utilizan para calcular movimientos de tierra, definir la ubicación de estructuras (cimentaciones, drenajes) y verificar la estabilidad del terreno.

Modelado digital del terreno. - Se utiliza para crear un modelo tridimensional de la superficie del terreno, basado en los datos obtenidos durante el relevamiento topográfico.

Alineamiento y replanteo. - Una vez que se ha realizado el relevamiento topográfico y se han generado los planos, el siguiente paso es el **replanteo**, que consiste en trasladar las dimensiones y coordenadas del proyecto estructural al terreno. Esto implica definir puntos de referencia, ejes y límites donde se construirán los elementos estructurales.

Movimiento de tierras. - La topografía permite calcular los volúmenes de tierra a excavar o rellenar, lo que es fundamental para diseñar adecuadamente los niveles de las cimentaciones y la estructura. Además, es clave para planificar la estabilidad de taludes y las pendientes del terreno en proyectos de construcción en zonas irregulares.

Control de calidad durante la obra. - Durante la construcción, la topografía se utiliza para verificar que la estructura se esté ejecutando según los planos. Esto implica medir regularmente el terreno para asegurarse de que las cotas, alineaciones y ubicaciones sean correctas y cumplan con las especificaciones del proyecto.

Análisis de asentamientos. - La topografía también se emplea para monitorear los asentamientos del terreno durante la construcción o a lo largo del tiempo, lo que es clave para detectar posibles deformaciones en el terreno que puedan afectar la estabilidad de la estructura.

2.4. Estudio Geotécnico

Antes de iniciar cualquier proyecto u obra de edificación es necesario conocer las características del terreno involucrado. Con este fin se debe realizar un reconocimiento geotécnico del terreno cuyos objetivos son:

- Definición de la tipología y dimensiones de la obra, de forma que las cargas generadas por cimentaciones, excavaciones y rellenos, o las cargas soportadas por estructuras de contención, no produzcan situaciones de inestabilidad o movimientos excesivos de las propias estructuras o del terreno, que hagan peligrar la obra estructural o funcionalmente.
Aunque no es habitual, en ocasiones la naturaleza del terreno puede hacer modificar algunos parámetros de la solución previa de la estructura.
- Determinación del volumen, localización y tipo de materiales que han de ser excavados, así como la forma y maquinaria para llevar a cabo una excavación.
- Definición de los elementos de cimentación, tanto en cuanto a tipo (superficial o profunda) como a dimensiones en planta y perfil.
- Previsión de problemas relacionados con el agua: profundidad de nivel freático, riesgos debidos a filtraciones, arrastres, erosiones internas, sifonamiento, acción de las heladas, etc.; influencia del agua en la estabilidad y asiento de las estructuras.

El ensayo de penetración estándar se rige bajo los parámetros de la norma ASTM D1586.

Dicho ensayo puede definirse como un ensayo que contabiliza el número de golpes necesarios para introducir un toma-muestras tubular de acero hueco o con punta ciega, mediante una masa de 63.5 kg que cae repetidamente desde una altura de 76.2 cm. Son importantes estas medidas ya que sirven para diferenciarlos de otros ensayos de penetración.

El ensayo de penetración permite obtener un valor N de resistencia a la penetración que consiste en sumar los números de golpes de los tramos intermedios de 15 cm desechándose tanto el primer como el último tramo por posibles alteraciones del suelo, derrumbes de las paredes del sondeo o sobre compactaciones del propio ensayo.

En los casos en los que la resistencia del terreno sea muy elevada puede darse por finalizado el SPT cuando en un tramo se alcancen más de 50 golpes. En estos casos se denomina rechazo. También puede darse el caso de que el varillaje baje por su propio peso debido a la baja/nula consistencia del terreno por lo que se daría por concluido, si la masa baja 60cm. En este caso $N=0$ puesto que no ha sido necesario ningún golpe.

Normalmente el ensayo se ejecuta a partir de 1.0 m de profundidad, variando según el tipo de suelo. Igualmente puede ejecutarse en todo tipo de suelos, incluido roca meteorizada, en estos casos con punta ciega, aunque en los suelos granulares es donde aportan una mayor información.

El toma-muestras permite tomar una pequeña cantidad de muestra que, aunque es alterada permite ensayar la granulometría y la plasticidad mediante los límites de Atterberg y/o el contenido de sulfatos entre otros. (Geotecniafacil, s.f.)

En el informe geotécnico se plasman los resultados obtenidos (tipo de suelo, presencia de humedad, resistencia admisible, etc.), su interpretación y las conclusiones que se derivan de su correspondiente análisis, determinaran las directrices para el desarrollo de la subestructura como el tipo de tipo de cimentación, la profundidad de la misma, mejoramiento del suelo de fundación y otras.

2.5.Estructura de cubierta

Las armaduras (celosías) se pueden definir como vigas, de gran peralte y de alma abierta. En general están constituidas por miembros formando triángulos, siendo el número de combinaciones posibles casi infinito. El propósito de estas armaduras para techos es de servir de apoyo a una cubierta para protegerse contra los elementos naturales (lluvia, nieve, viento y otros). A la vez que se realizan estas funciones deben tener la capacidad de soportar tanto las techumbres como su peso propio.

Con respecto al peralte las armaduras, debe considerarse que, para un claro y carga dados, conforme una armadura se hace más peraltada los miembros de las cuerdas se irán haciendo menores, pero también las longitudes de los miembros del alma irán aumentando. Esto significa que la relación de esbeltez de los miembros del alma se convierte en un factor determinante por necesitarse miembros más pesados.

Es imposible dar un claro económico mínimo para estas armaduras de acero. Pueden utilizarse para claros tan pequeños como 30 o 40 pies, (9.14 o 12.19 metros) y tan grandes como de 300 a 400 pies (91.44 a 121.92 m) o más. En la actualidad no son muy usadas para claros menores de 60 pies (18.29 metros), cabe destacar que, en Latinoamérica, este criterio no es aplicable, por la relación de costos de material a mano de obra favorece definitivamente el uso de armaduras. Las vigas podrían ser económicas para algunas aplicaciones en claros mucho mayores que los límites inferiores mencionados para las armaduras.

En la figura 2-1 se muestran algunos de los tipos más usados de armaduras para techos. Buena parte de esos tipos son denominados según el nombre de los ingenieros o arquitectos que los diseñaron originalmente. (McCormac, 1975)

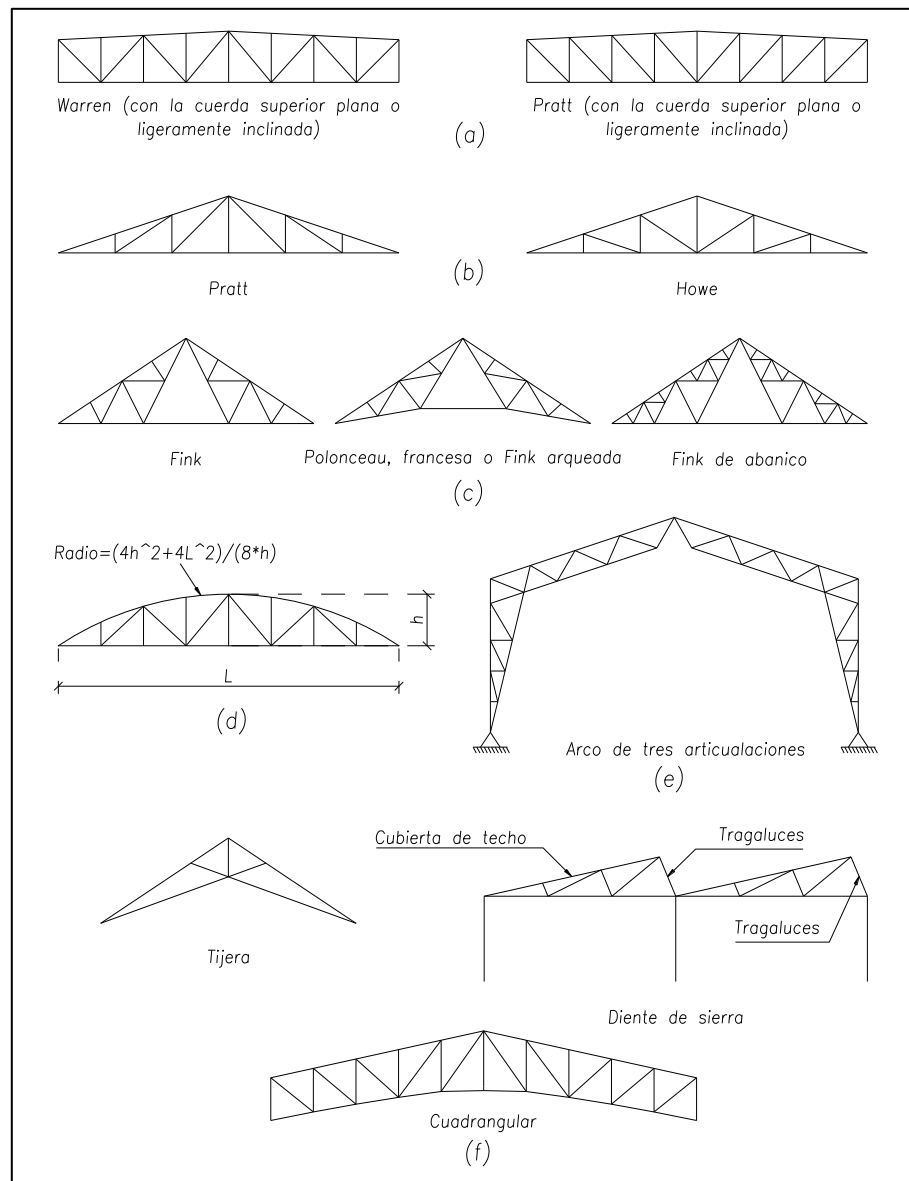


Figura 2-1: Tipología de armaduras

Fuente: (McCormac, 1975)

2.6.Materiales

El desarrollo de las estructuras de naves industriales prosperó gracias al uso del acero como material de construcción y las ventajas que este aporta, como: ligereza, ahorro de espacio, tiempos de ejecución entre otras, el uso del hormigón armado queda

reducido en estas estructuras (zapatas, losas de cimentación y pavimentos), pero no por eso deja de ser relevante para la estructura.

2.6.1. Características del acero

El acero estructural debe tener un conjunto de propiedades y características que se obtienen a partir de su composición química y de su proceso de fabricación.

Existen normas y especificaciones de distintos países que clasifican a los aceros para uso estructural según sus propiedades y características, las cuales serán adoptadas y debidamente citadas, al momento de hacer uso de estas, ya que en nuestro país no se cuenta con una normativa estandarizada para los aceros

El DBSE-A especifica los tipos de acero a utilizar, basándose en normativas UNE específicas. Se destacan las características mecánicas mínimas que deben cumplir los aceros, como el límite elástico y la resistencia a la rotura. Además,

2.6.1.1. Características generales

Actualmente el acero estructural está teniendo gran un auge en la industria de la construcción, las ventajas que presenta hacen que las estructuras metálicas monopolicen la construcción de naves industriales. Entre las propiedades destacadas del acero se tienen:

- Resistencia estructural: El acero estructural es un material que posee alta resistencia tanto a compresión como a tracción. Además de la alta resistencia mecánica, tiene un reducido peso propio, por lo que las secciones resistentes necesarias son de relativamente reducidas dimensiones y peso.

Por este mismo motivo, debido a su gran ligereza y la reducida esbeltez, un gran número de accidentes se ha producido por inestabilidad local, sin haberse agotado la capacidad resistente. Esto obliga a realizar un arriostramiento preciso de los distintos elementos estructurales, para alcanzar la rigidez necesaria empleando elementos como, pantallas, tirantes, nudos rígidos, etc.

Además, debido a esta excesiva flexibilidad, el diseño de las estructuras metálicas suele estar muy limitado por las deformaciones, así como por las

tensiones admisibles, lo que provoca una resistencia desaprovechada al limitar las deformaciones máximas para evitar vibraciones.

- **Durabilidad:** El acero es vulnerable a la corrosión y por lo general va acompañado de un recubrimiento que evite en la medida de lo posible este efecto. Este recubrimiento se puede conseguir mediante: una capa de material anticorrosivo como el zinc, mediante un proceso de galvanizado, mediante una capa de pintura o una mezcla de ellos, lo que provoca un coste en el mantenimiento en este tipo de estructuras.

Este aspecto crítico es tratado con un enfoque especial en el DBSE-A para las estructuras de acero. Se destacan estrategias preventivas contra la corrosión, adaptadas al ambiente y al uso de la edificación. Estas estrategias incluyen la elección adecuada de materiales, la protección de superficies, y el diseño de detalles constructivos que minimicen la acumulación de humedad y suciedad, previniendo así la corrosión y otros deterioros.

- **Reciclaje:** Las estructuras de acero presentan una ventaja adicional frente a otras realizadas con otros materiales como el hormigón, la cual es la posibilidad de reciclaje una vez terminado su ciclo de vida útil. El acero de las demoliciones se vende como chatarra, luego se funde en las siderurgias y con una adición de algunos componentes se consigue de nuevo acero estructural.
- **Resistencia al fuego:** El acero es un material sensible al fuego. Las características mecánicas de este disminuyen rápidamente al exponerse a elevadas temperaturas por periodos considerables de tiempo; por lo que las estructuras metálicas deben protegerse del fuego.
- **Versatilidad de formas y acabados:** El acero es un material que, debido a sus procesos de obtención, presenta ciertas dificultades a la adaptación de formas variadas ya que la normalización de los perfiles y chapas en el proceso de fabricación complica poder realizar nuevas formas (como en el caso del hormigón). Por ello se suele recurrir a la prefabricación de piezas y estructuras.

- Aislamiento térmico y acústico: Debido a las propiedades de los metales, el acero presenta una resistencia térmica y acústica limitada, que pueden ser mejoradas utilizando otros materiales.

Además de estas características anteriormente descritas se destacan otros factores de índole económico y constructivo del acero estructural.

- Facilidad de Montaje y transporte, debido esencialmente a su ligereza y prefabricación.
- Rapidez en la ejecución de obra, ya que la mayoría de las piezas son fabricadas en un taller, uniéndose en obra de manera sencilla mediante tornillos, soldaduras o pletinas.
- Fácil control de ejecución y calidad, ya que la fabricación en talleres permite un control adecuado, debido a que en ellos se realizan las pruebas necesarias de verificación, por ejemplo, inspecciones de soldaduras por líquidos penetrantes u otras requeridas por el profesional encargado de obra.
- La estructura metálica requiere cimentaciones de menor proporción, lo que genera una considerable reducción en los costos de excavación y zapatas.
- Necesitan una inspección y mantenimiento periódico, lo cual garantiza una ejecución correcta de obra.
- Existe un costo adicional asociado con la necesidad de mano de obra especializada en el proceso de fabricación y montaje.
- La disponibilidad en nuestro medio de perfiles normalizados es un tanto reducida. (Martinez, 2013)

Algunas características del acero adoptadas para el modelamiento estructural del acero son.

Tipo: A 36³

Peso específico: $\gamma = 76.97 \text{ kN/m}^3$

³ Las características específicas del acero ASTM A36 se muestran en el Anexo 1: Perfiles metálicos

Límite de fluencia:	$f_y = 250 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad:	$E_s = 203\,000 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson:	$\mu = 0.3$
Módulo de corte:	$G_s = 78\,076.92 \text{ MPa}$

2.6.1.2. Aceros conformados en frío

En general, el acero es un material adecuado para la construcción. El acero rolado en caliente es el más común, sin embargo, también el *acero formado en frío*, suele ser una medida de trabajo de gran auge y beneficio en nuestros tiempos. El trabajo en frío permite trabajar a temperaturas muy bajas para extruir el material, logrando espesores más delgados y con mejor acabado, estrechas tolerancias dimensionales, así como elevada resistencia mecánica, alta dureza y baja ductilidad.

“Los miembros estructurales de acero formado en frío, son aquellos manufacturados por troquelado sobre láminas, cortadas de rollos largos o placas, trabajadas a temperatura ambiente natural, sin necesidad de elevar dicha temperatura”

Las estructuras actualmente realizadas con perfiles formados en frío tienen utilidad como: *naves industriales*, casas habitación, edificios pequeños y puentes de claros pequeños, el auge de este tipo de construcciones es debido a sus variadas características como ser: producción en masa, calidad uniforme, estructuras fáciles de prefabricar (cerchas, vigas caballete, etc.), estructuras de peso ligero muy convenientes para zonas sísmicas, economía en el transporte y manejo, montaje rápido y simple, durabilidad (con adecuado mantenimiento), homogeneidad, variedad de recubrimientos, reciclaje de la estructura, entre otras.

Además, de tener gran variedad de secciones normalizadas, se pueden conformar secciones diferenciadas, según requerimientos particulares, abiertas, cerradas o compuestas. También paneles para cubiertas laterales, así como pisos de aceros para techumbres y entrepisos.

Ahora bien, para conseguir un buen diseño estructural se debe obligar al calculista a diseñar y revisar conforme a reglamentación y normatividad adecuada, valiéndose de cada una de las especificaciones dadas para el diseño de dichas estructuras (ver el apartado 2.4.). En nuestro medio no se tienen normativas propias, que consideren especificaciones de diseño basadas tanto en las propiedades del material como en las singularidades mecánicas, requisitos y comportamientos particulares de la estructura que se pretende diseñar, etc. Por lo que es necesario basarse en estándares internacionales y/o normativas de otras regiones siempre que se tenga el respaldo suficiente para poder aplicarlas con responsabilidad.

Algunas de las características de las estructuras de acero formadas en frío son:

- Las secciones conformadas en frío se pliegan o fabrican a base de láminas o placas
- Las propiedades originales del acero son cambiadas en ciertas áreas de las secciones, debido a la formación en frío de las secciones.
- Hay secciones estandarizadas o normalizadas, pero se puede generar otro tipo de secciones que presenten mayores ventajas según su uso en el proyecto.
- El material es delgado (en la mayoría de los casos menores a $\frac{1}{8}" = 3.175 \text{ mm}$). Los elementos de acero delgado pandean, primeramente, pero el incremento de la resistencia por post-pandeo es tan significativo que se toma en cuenta.
- El modo predominante de falla en estas estructuras es debido al pandeo local (pandeo de placa), seguido por un incremento de resistencia post-pandeo⁴.

La mayor diferencia que se puede percibir entre una sección conformada en frío versus una conformada en caliente es: la temperatura de formado, el espesor menor y algunos efectos de trabajo, especialmente cuando el material es doblado en ángulos significantes.

⁴ Lo que significa que las estructuras fallan antes de desarrollar por completo la capacidad de resistencia que poseen.

En la figura 2-2 se ilustra el proceso de formado, en el cual, la lámina plana muestra las propiedades vírgenes del material original (a). Esas son las propiedades dadas por la ASTM (American Society of Testing Materials). El material en el área de la esquina (b) ha sido significativamente deformado plásticamente. Una vez que la carga de formación se remueve, todo el comportamiento subsecuente refleja un material con resistencia más alta, con frecuencia sin muestra de fluencia, con menor alargamiento a la ruptura.

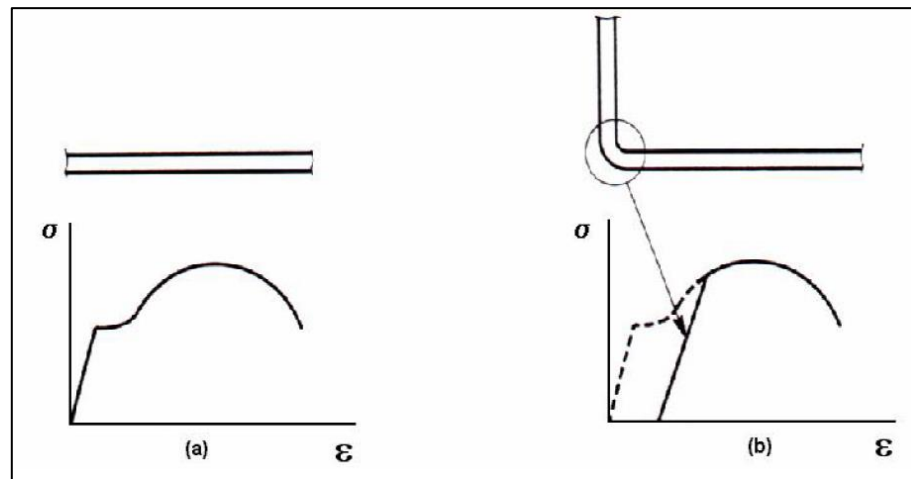


Figura 2-2: Transición sobre la lámina plana (a) a la configuración doblada (b)

Fuente: (Ramírez Alva, 2005)

Los dos diagramas anteriores de esfuerzo-deformación ilustran la respuesta de un elemento en el área de esquina de acero formado en frío. Todos los elementos formados en frío tienen áreas pequeñas de la sección transversal donde el trabajo en frío es significativo.

La conformación en frío de la chapa de acero de una pieza produce en las zonas de los pliegues un incremento de su límite elástico.

En general se pueden tener infinidad de formas dedicadas a diversos usos como:

- Superficies de material a base de paneles como muros laterales techumbres y losas compuestas.
- Miembros individuales usados como largueros, puntales y vigas.

- Otras formas geométricas:
 - Secciones perforadas
 - Secciones compuestas

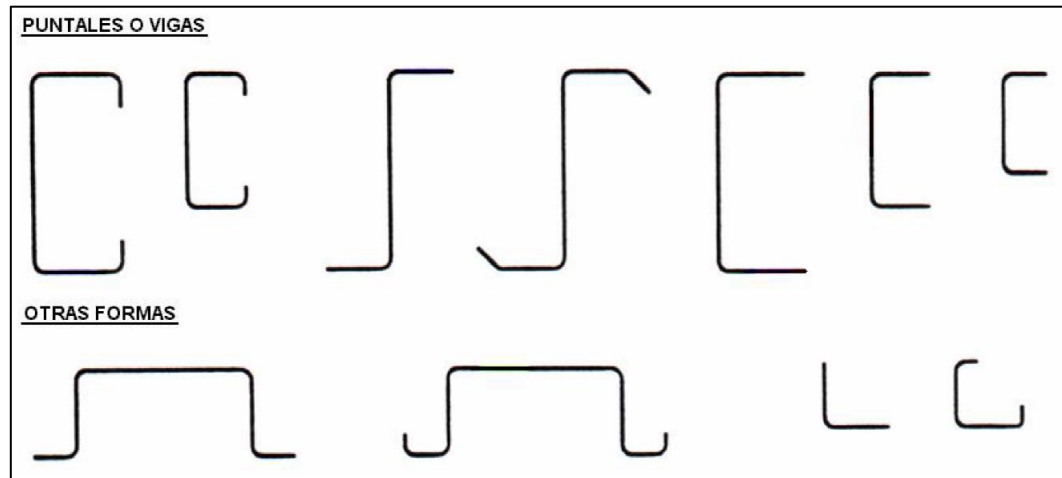


Figura 2-3: Algunas formas típicas de secciones transversales formadas en frío

Fuente: (Ramírez Alva, 2005)

Además, debido a su facilidad de formado, se pueden obtener algunos perfiles, tanto para muros, como para láminas y techos, como se ve en la figura 2-4

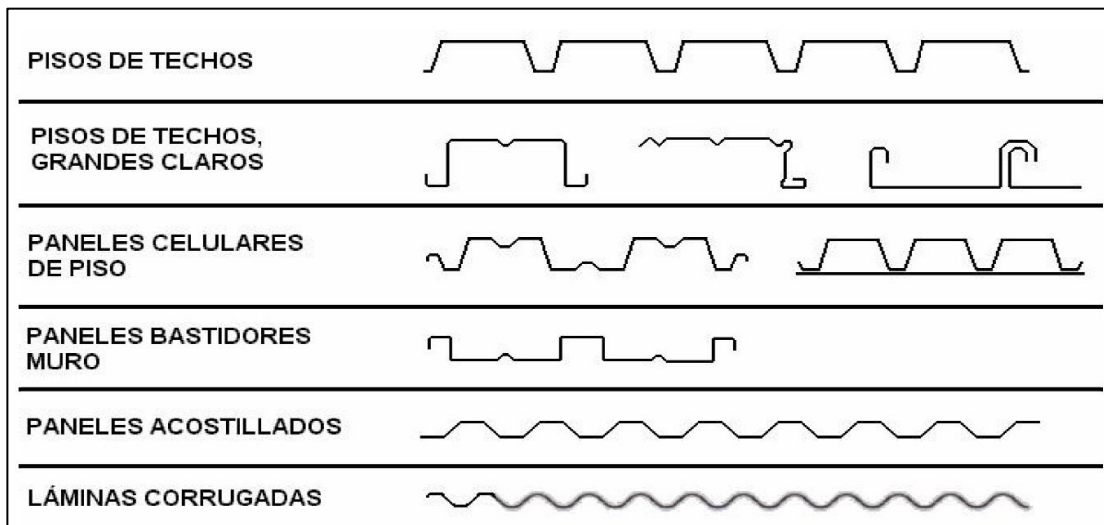


Figura 2-4: Algunas secciones transversales típicas de paneles formados en frío

Fuente: (Ramírez Alva, 2005)

Para asegurar una buena calidad estructural, se requiere de aceros aprobados por la Sociedad Americana para la Prueba de Materiales (ASTM), ya que estos son estándares aceptados en el medio local a continuación, se proporciona una lista de estos aceros:

ASTM	A36/A36M	Acero Estructural al Carbón ⁵
ASTM	A242/A242M	Acero Estructural de Alta Resistencia de Baja Aleación
ASTM	A283/A283M	Placas de Acero al Carbón de Resistencia a la Tensión Baja e Intermedia
ASTM	A500	Tubular Estructural de Acero al Carbón Formado en Frío sin costuras y Soldado
ASTM	A529/A529M	Acero de Calidad Estructural de Alta Resistencia Carbón - Manganeso
ASTM	A529/A529M	Acero Estructural con un Mínimo Punto de Fluencia en 42 ksi (2960 kg/cm ²) (Espesor máximo de ½ pulgada)
ASTM	A570/A570M	Acero, Lámina y Fleje, al Carbono, Rolado en Caliente, de calidad estructural
ASTM	A572/A572M	Aceros de Vanadio-Niobio de Baja Aleación de Alta Resistencia
ASTM	A588/A588M	Acero Estructural de Baja Aleación de Alta Resistencia con un mínimo Punto de Fluencia de 50 ksi (345 MPa) [3500 kg/cm ²] de hasta 4 pulgadas (100 mm) de espesor

⁵ Este será el acero utilizado en el modelado de la estructura, sus características se describen en el Anexo 1: Perfiles metálicos

ASTM	A606	Acero Lámina y Fleje de Alta Resistencia, Baja Aleación, Rolado en caliente y en Frío, con una Resistencia Atmosférica mejorada a la corrosión
ASTM	A607	Acero en láminas y Flejes de Alta Resistencia de Baja Aleación, de Vanadio o Niobio, o ambos, Rolados en caliente o en frío
ASTM	A611	(Grados A, B, C y D), Acero, Lámina al carbón, Rolado en frío, de calidad estructural
ASTM	A653/A653M	(SQ Grados 33, 37, 40 y 50 Clase 1 y Clase 3; HSLA Tipos I y II, Grados 50, 60, 70 y 80), lámina de Acero, Revestida de Zinc (Galvanizada) o Revestida con Aleación Zinc - Hierro (Galvanizada por el Proceso de Inmersión en Caliente)
ASTM	A715	(Grados 50, 60, 70 y 80), Acero en Láminas y Flejes, de Alta Resistencia, Baja Aleación, Rolados en Caliente, con una maleabilidad mejorada

Tabla 2-1: Listado de aceros aprobados por la ASTM

Fuente: (Ramírez Alva, 2005)

Muchos de los grados de los aceros son igualmente usados para la construcción de formados en frío y rolado en caliente. Sin embargo, aparecen diferencias en los productos.

Es posible usar otros aceros que no estén listados, empero, tienen que cumplir con algunos requerimientos, requisitos mecánicos y químicos, especialmente en lo concerniente a ductilidad, que estén listados en otras normativas y/o especificaciones reconocidas. En general, se intenta que los materiales demuestren suficiente resistencia y ductilidad.

2.6.2. Características del hormigón armado

El hormigón armado es un hormigón estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero de pre-esforzado o refuerzo no pre-esforzado especificado en la normativa correspondiente (ACI-318, 2019)

Entre las principales características del hormigón armado se pueden enunciar las siguientes:

- Resistencia estructural: El hormigón posee una elevada resistencia a compresión alcanzando valores comprendidos entre los 60 y 350 kg/cm². El problema es que no tiene buena resistencia a tracción. Por este motivo se añaden barras de acero corrugado en el interior del hormigón que proporciona al conjunto una adecuada resistencia a los esfuerzos de tracción, dando lugar a elementos muy capaces de alcanzar grandes luces y soportar grandes cargas. Por otro lado, las estructuras de hormigón armado presentan una ventaja adicional frente a otras realizadas con otros materiales, como el acero: su excelente capacidad de resistir sobrecargas adicionales. Debido a su elevada relación peso propio/sobrecarga, proporciona un elevado nivel de seguridad a la estructura. Esto puede evitar que se produzcan tragedias humanas y materiales como las que a veces se producen por acciones imprevistas, como por ejemplo sobrecargas de sismo, nieve o granizo. Una de las importantes ventajas es su carácter monolítico, ya que todos los elementos que forman la estructura de una obra de hormigón armado (vigas, columnas o losas) están sólidamente unidos entre sí, presentando una elevada estabilidad contra vibraciones y movimientos sísmicos. Además, presenta la ventaja adicional de que prácticamente no requiere mantenimiento.
- Resistencia al fuego: Las estructuras realizadas usando como material el hormigón armado presentan una excepcional resistencia a la acción del fuego y elevadas temperaturas, sin necesidad de ningún tipo de protección adicional. Además, esta resistencia puede ser más fácilmente adaptada a exigencias de

carácter normativo, modificando dimensiones y recubrimientos mínimos entre otros.

Con relación a este aspecto, el hormigón armado posee dos características ventajosas en la protección contra incendios. La primera es que es mal conductor del calor, por lo cual este penetra lentamente en el interior de las paredes. La segunda es que el hormigón es un material incombustible, por lo cual, al producirse fuego en el interior del recinto, el hormigón no arde y no contribuye a la producción de gases y se convierte en una barrera de contención contra el fuego, minimizando el daño y aumentando la efectividad de los sistemas de extinción.

Es frecuente comprobar que al finalizar un incendio la estructura de hormigón permanece estable; mientras que en el caso de otros materiales (acero y madera fundamentalmente) suele ser normal el colapso de la estructura, a menos que se hayan utilizado costosos productos de protección en revestimientos estructurales. De todas formas, se requiere de una minuciosa evaluación técnica para determinar el grado de funcionalidad de la estructura después de un incendio.

- Aislamiento térmico y acústico: Al ser ambos función de espesores y masas, los paneles de hormigón, tanto en losas como en paramentos verticales, presentan coeficientes satisfactorios, fácilmente incrementables adicionando materiales aislantes (polietileno expandido, arcillas expandidas, áridos ligeros, etc.)
- Versatilidad de formas y acabados: La calidad moldeable de este material permite formas curvas, angulosas, lisas, con relieves de cualquier forma y tamaño, con posibilidades potenciales hasta el infinito al combinarse con distintos tipos de acabados superficial (pintura, áridos vistos, hormigones blancos o pigmentados, otros) cuya única limitación es la imaginación del usuario y el presupuesto de la obra.
- Durabilidad: En este aspecto, el hormigón proporciona una adecuada protección a las armaduras y elementos metálicos en él embebidos, gracias a su

elevada basicidad y a la utilización de cementos adecuados a cada tipo de ambiente.

- El ACI 318-2019 proporciona criterios específicos para garantizar la durabilidad de las estructuras de concreto. Esto implica considerar la exposición ambiental, la protección contra la corrosión de las armaduras, y el control de la permeabilidad del concreto para evitar el deterioro prematuro.

Sin embargo, el hormigón presenta ciertas desventajas, como:

- La elevada estabilidad que se obtiene en las estructuras se logra a costa de una gran cantidad de material, por lo cual posee un excesivo peso y volumen, incidiendo en el costo del proyecto.
- Tiene un difícil control de calidad. A pesar de que se establecen ciertas normas sobre las cantidades de materiales y tiempo de fraguado mínimo, no garantiza completamente que se realice de la manera correcta.
- La ejecución es lenta, debido al fraguado y al endurecimiento de la masa, a la preparación de las armaduras, los encofrados, sistemas de apuntalamiento y sujeción.
- Los materiales no pueden ser recuperados, después de una demolición o colapso. (Martinez, 2013)

El hormigón adoptado para este proyecto tendrá las siguientes características:

Tipo:	$H - 21$
Peso específico:	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Resistencia característica a la compresión:	$f'_c = 21 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad⁶:	$E_c = 4\,700 * \sqrt{f'_c} = 21\,538.11 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson:	$\mu = 0.167$

⁶ Obtenido del Código ACI 318-19, apartado 8.5.1, para un concreto de densidad normal

De probeta cilíndrica de 15 cm de diámetro y de 30 cm de altura, con edad aproximada de 28 días. El árido tendrá un tamaño de 20 mm, resistencia plástica y compactación por vibrado.

El acero de refuerzo para el hormigón armado tendrá las siguientes especificaciones:

Tipo: *B420S*

Límite de fluencia: $f_y = 420 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad: $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

2.7. Normativas aplicables

El proyecto debe apegarse a reglamentos o normativas que aseguren su correcta construcción y funcionalidad, los mismos pueden ser de orden nacional o internacional.

Los reglamentos, en general, son elaborados por grupos de especialistas, los que a su vez son revisados por personas o instituciones interesadas; por lo tanto, un reglamento refleja el punto de vista de sus redactores, así como los conocimientos y tecnologías que se tienen hasta el momento de su elaboración.

Existen dos tipos de reglamentos en lo relativo al diseño estructural:

- a) Reglamentos funcionales: Estos son los que fijan los requisitos de seguridad y funcionamiento; el proyectista tiene la libertad de cumplirlos de acuerdo con su criterio y experiencia, tomando completa responsabilidad por sus decisiones.
- b) Reglamentos prescriptivos: Estos prescriben en todo detalle los procedimientos que deben seguirse para lograr el grado de seguridad deseado.

En su gran mayoría, los reglamentos de diseño en vigencia son prescriptivos: estos dependiendo de su alcance, pueden abarcar diversos aspectos de la ingeniería estructural, ya sean de acuerdo con el tipo de estructura o de material.

Existen por otro lado reglamentos o normativas que rigen una gran variedad de aspectos industriales y, entre ellos, los estructurales, ejemplo de estos son las normas alemanas DIN que regulan una gran cantidad de procesos industriales. (Mendoza, 2007)

En Bolivia no se tienen normados muchos aspectos de la ingeniería estructural, en este caso particular no se cuenta con normativas de diseño de estructuras metálicas, ni sobre parques industriales u otros aspectos relacionados. Considerando la falta de reglamentación es que se decide adoptar las normativas de otros países, cuya validez está certificada con la experiencia constructiva y de funcionamiento que ya se tiene.

Las normativas que van a regir el desarrollo del presente proyecto de grado se citan a continuación:

- NB-1225003-1:2022, Acciones sobre las estructuras – Acción del viento – Parte 1: Especificaciones – Bolivia.

Su objetivo es el de determinar los procedimientos y los medios para obtener los valores de las acciones producidas por el viento sobre las construcciones o sus diferentes partes, durante su etapa de servicio.

- NB-1225003-1:2022, Acciones sobre las estructuras – Acción del viento – Parte 2: Comentarios
- Documento Básico Seguridad Estructural, 2019 (DB SE) – España.

El objeto de este documento es el de establecer reglas y procedimientos que permitan cumplir las exigencias básicas de seguridad estructural. La correcta aplicación del Documento Básico supone que satisface el requisito básico de “Seguridad Estructural”.

Este documento es el actual reglamento aplicable en España; me permito usar esta instrucción debido a que presenta relativa facilidad en la aplicación de sus fórmulas y teorías para realizar una verificación manual de los cálculos realizados mediante software.

- Documento Básico Seguridad Estructural Acero, 2019 (DB SE-A) – España.
- Este documento se destina a verificar la seguridad estructural de los elementos metálicos realizados con acero en edificación; se refiere únicamente a la seguridad en condiciones adecuadas de utilización, incluidos los aspectos relativos a la durabilidad de acuerdo con el DB SE. Los aspectos relativos a la fabricación, montaje, control de calidad, conservación y mantenimiento se

tratan, exclusivamente, en la medida necesaria para indicar las exigencias que se deben cumplir en concordancia con las hipótesis establecidas en el proyecto de edificación.

- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-2019 – Estados Unidos.

El alcance de este documento es el de proporcionar los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos de concreto estructural de cualquier estructura construida. En lugares en donde no se cuente con un reglamento de construcción legalmente adoptado, este reglamento puede ser adoptado ya que las disposiciones mínimas aceptables en la práctica del diseño y la construcción han sido probadas con bastas experiencias.

2.8.Herramienta de cálculo: Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023

El software de Autodesk: Robot Structural Analysis Professional proporciona a los ingenieros de estructuras funciones avanzadas de análisis y simulación de construcción para estructuras grandes y complejas. El software ofrece un flujo de trabajo dinámico, lo que permite a los ingenieros realizar simulaciones y análisis de una gran variedad de estructuras con mayor precisión y facilidad.

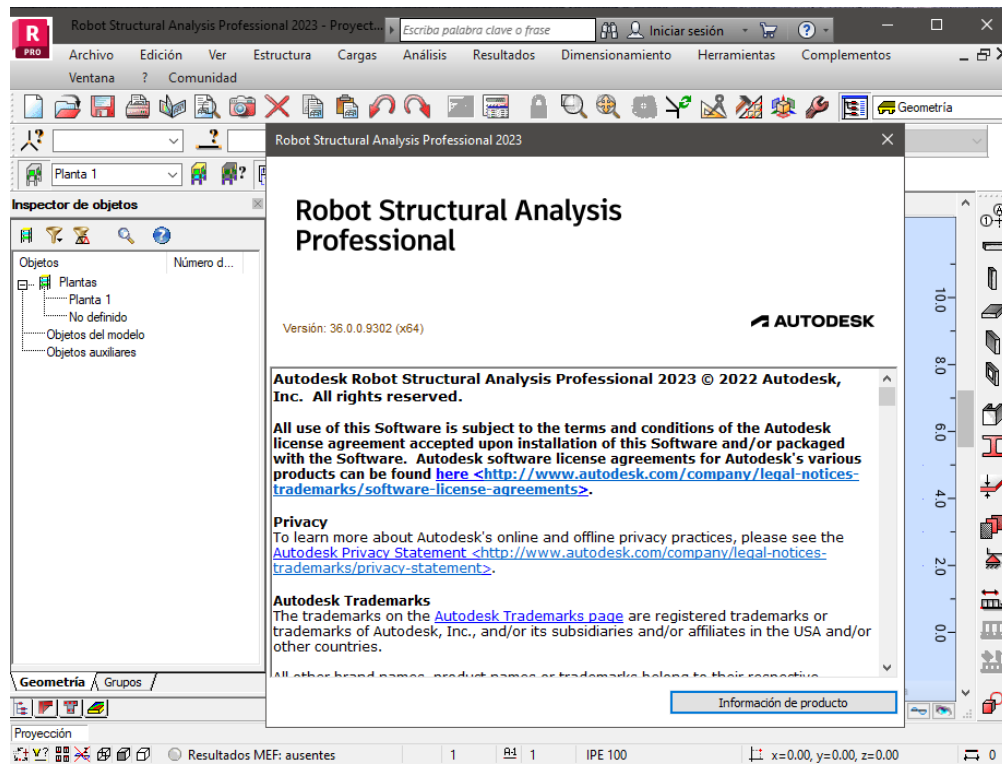


Figura 2-5: Información de la herramienta de cálculo utilizada

Fuente: Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023

2.9. Definición y Características de Estructuras Mixtas

Las estructuras mixtas son aquellas que combinan diferentes materiales estructurales, como acero y hormigón, para formar un solo sistema estructural. Estas estructuras se caracterizan por su capacidad de resistir cargas combinadas y su comportamiento sinérgico, donde cada material contribuye según sus propiedades mecánicas específicas.

2.10. Ventajas y Desventajas de la Estructura Mixta

Ventajas:

- **Eficiencia estructural:** Mejor utilización de las propiedades de los materiales.
- **Reducción de costos:** Menor cantidad de material y tiempo de construcción.
- **Flexibilidad de diseño:** Permite diseños arquitectónicos más innovadores.
- **Durabilidad y resistencia:** Mejora la resistencia al fuego y a la corrosión.
- **Reducción de tiempos de construcción:** Con una adecuada planificación los tiempos de ejecución de la obra pueden ser significativamente reducidos.

Desventajas:

- **Compatibilidad de materiales:** Problemas potenciales en la unión de diferentes materiales.
- **Complejidad de diseño y construcción:** Requiere mayor precisión y control en el proceso constructivo.

2.11. Diseño de la Superestructura Metálica

Materiales Utilizados en la Superestructura Metálica

La superestructura metálica utiliza acero estructural debido a su alta resistencia a la tracción y flexibilidad. Tipos comunes de acero incluyen el acero laminado en caliente y conformado en frío.

En el presente proyecto se tomará como base de diseño el acero conformado en frío A 36, según la norma ASTM. El detalle del acero se muestra en el Anexo 1

Tipos de Perfiles Metálicos Utilizados

Se utilizan diversos perfiles metálicos, como vigas en I, perfiles en H, tubos estructurales y perfiles angulares, perfiles C o U. La elección del perfil depende de las cargas y las características específicas del diseño estructural. El catálogo de diseño adoptado para el presente proyecto de grado es el de la Empresa Nacional Boliviana Constructora (ENABOLCO) cuyo detalle se muestra en el Anexo 1.

Cálculos y Dimensionamiento según DBSE y DBSE-A

Los cálculos de dimensionamiento se basan en los requisitos establecidos en el DBSE y DBSE-A, que incluyen la evaluación de cargas, análisis estructural, y dimensionamiento de elementos para garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura.

El DBSE establece las bases generales para verificar la seguridad estructural en edificaciones, abordando aspectos como la estabilidad, la resistencia y la durabilidad de los elementos estructurales bajo diversas condiciones de carga y exposición ambiental. Por su parte, el DBSE-A se enfoca específicamente en estructuras de acero, proporcionando criterios adicionales y adaptaciones necesarias para este material, como las uniones soldadas

Bases de Cálculo

Ambos documentos subrayan la importancia de un análisis estructural riguroso. El DBSE-A, siguiendo los lineamientos generales del DBSE, exige la verificación de dos tipos de estados límite:

Estados límite últimos (ELU): Relacionados con la estabilidad y la resistencia estructural. Se consideran factores como la plastificación del material y la inestabilidad de los elementos estructurales, con coeficientes parciales de seguridad específicos.

Estados límite de servicio (ELS): Se centran en garantizar la funcionalidad de la estructura bajo condiciones de uso, considerando deformaciones, vibraciones y otros fenómenos que podrían afectar su desempeño.

El análisis estructural debe basarse en modelos adecuados que representen de la manera más fiel posible el comportamiento estructural real estimado de la estructura, para así evaluar el desempeño estructural del diseño durante el ciclo de vida de la estructura.

Análisis y Verificaciones

El proceso de diseño según estos documentos implica una serie de verificaciones:

Verificación de capacidad portante: Se asegura que la estructura pueda soportar las cargas previstas sin llegar a fallar.

Verificación de durabilidad: Se comprueba que la estructura mantenga su integridad a lo largo del tiempo bajo las condiciones ambientales previstas.

Verificación de servicio: Se asegura que la estructura funcione correctamente durante su vida útil, sin deformaciones excesivas ni vibraciones inaceptables.

Todas ellas basadas en la siguiente condición:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Donde:

$E_{d,dst}$: Valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

$E_{d,stab}$: Valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

Las verificaciones de cálculo, tanto para ELS como para ELU, se realizarán bajo las combinaciones de carga sugeridas por la normativa, mismas que se encuentran desglosadas en el Anexo 7

Uniones

Las uniones deben proyectarse de manera coherente con el resto de la estructura, asegurando que se comporten según las hipótesis utilizadas en el análisis global. Garantizado la fortaleza y flexibilidad para mantener la integridad estructural bajo diversas condiciones.

Las uniones deben ser verificadas en dos aspectos:

Resistencia: Asegurarse de que las fuerzas calculadas no superen la resistencia de cálculo.

Capacidad de rotación: Esto es esencial en las uniones donde se prevé la formación de rótulas plásticas.

Clasificación de las uniones:

Nominalmente articuladas: Transmiten esfuerzos sin desarrollar momentos significativos

Rígidas: Sus deformaciones no influyen significativamente en la distribución de esfuerzos

Semirrígidas: No cumplen con los criterios de las dos anteriores, pero permiten la interacción adecuada entre los miembros de la unión.

La soldadura es un procedimiento de unión directa entre metales sin dispositivos de sujeción, en la práctica se realiza con una importante aportación de calor.

El procedimiento habitual en elementos estructurales metálicos es la soldadura por arco eléctrico, que en pocas palabras consiste en provocar un arco entre las dos piezas a unir, el polo positivo de un generador y el electrodo o material de aportación el polo negativo, que maneja el operario por medio de una pinza desplazándolo a lo largo del cordón a realizar. Este proceso presenta variantes que corresponden a:

- Soldadura manual o automática
- Electrodo consumibles o no
- Arco desnudo o recubierto

Las soldaduras se pueden clasificar en base a dos criterios diferentes; el primero queda caracterizado por la geometría de la unión y afecta tanto a las condiciones de ejecución como a las de resistencia, mientras que el segundo está relacionado con la posición de soldeo y solo influye en la ejecución.

El criterio de clasificación geométrica establece inicialmente una tipología según la posición relativa de las chapas soldadas:

- Uniones a tope en prolongación
- Uniones a tope en “T”
- Uniones por solape
- Uniones en ángulo

Los defectos que pueden producirse en una soldadura afectan a sus condiciones de resistencia desde un doble aspecto:

- Con solicitación estática
- En situación de fatiga

Por ello es importante establecer un control sobre el proceso de ejecución que permita detectar los defectos y establecer criterios de aceptación o rechazo de las uniones ejecutadas a partir de su observación. Los defectos pueden clasificarse como superficiales y ocultos; los más frecuentes son:

Superficiales:

- Mordedura
- Picadura
- Desbordamiento
- Falta de penetración
- Grietas

Internos:

- Porosidad o sopladuras
- Inclusión de escorias
- Pegadura

Los controles para detectar estos defectos los podemos clasificar en función de la fase de construcción en que se realicen:

- Controles previos, que tienen por objeto determinar las condiciones en que se ha de realizar la soldadura

- Controles de ejecución, el objetivo es comprobar que se cumplen las condiciones establecidas

Controles de soldadura ejecutada, son para comprobar directamente el resultado, se pueden clasificar en destructivos, semidestructivos y no destructivos (Lleonart, 2009)

2.12. Diseño de la Subestructura de Hormigón Armado

El código ACI 318-2019, titulado "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural" establece los principios y requisitos de diseño para la construcción en concreto reforzado. Este código es fundamental en la ingeniería estructural y se basa en los siguientes fundamentos de diseño:

Seguridad y Resistencia

Estados Límite Últimos (ELU): El ACI 318-2019 se centra en garantizar que las estructuras de concreto reforzado sean capaces de soportar las cargas extremas que podrían ocurrir durante su vida útil sin fallar. Esto incluye el diseño para resistir cargas de gravedad, cargas laterales (como viento y sismo), y otras acciones que podrían comprometer la integridad estructural.

Factores de Carga y Resistencia: Se utilizan factores de carga y resistencia para introducir márgenes de seguridad en el diseño, asegurando que las estructuras no solo sean resistentes bajo condiciones normales, sino también bajo situaciones excepcionales.

Aptitud al Servicio

Estados Límite de Servicio (ELS): Además de la resistencia, el código también enfatiza la necesidad de que las estructuras mantengan su funcionalidad durante su vida útil. Esto incluye el control de deflexiones, grietas, y vibraciones para asegurar que las estructuras no solo sean seguras, sino también cómodas y duraderas en su uso cotidiano.

Ductilidad

La ductilidad es un aspecto crítico en el diseño estructural según el ACI 318-2019, especialmente en zonas sísmicas. El código asegura que las estructuras de concreto reforzado tengan la capacidad de deformarse significativamente antes de fallar, lo que es esencial para absorber energía durante eventos extremos como terremotos.

Unificación y Consistencia

El código busca unificar y estandarizar los métodos de diseño para que ingenieros de distintas regiones puedan aplicar principios consistentes y comprobados. Esto incluye reglas detalladas para el diseño y construcción de elementos estructurales como vigas, columnas, losas, y cimientos.

Flexibilidad y Adaptación

El ACI 318-2019 está diseñado para ser lo suficientemente flexible como para adaptarse a nuevas tecnologías y materiales en el campo de la construcción de concreto. Esto permite que el código siga siendo relevante a medida que la ingeniería y la ciencia de materiales evolucionan.

Criterios de Control de Calidad

Se establecen requisitos para el control de calidad en los materiales y en el proceso de construcción, lo que incluye especificaciones sobre la mezcla de concreto, colocación, curado, y pruebas de resistencia. Este enfoque asegura que la estructura final cumpla con los estándares de seguridad y durabilidad establecidos en el diseño.

2.13. Interacción entre la Superestructura Metálica y la Subestructura de Hormigón Armado

La interacción entre la superestructura metálica y la subestructura de hormigón armado es crucial para el comportamiento integral de la estructura. Esto incluye la transferencia de cargas, la compatibilidad de deformaciones y la consideración de los efectos de las conexiones y uniones entre diferentes materiales. Las uniones deben ser diseñadas para garantizar la continuidad estructural y minimizar los efectos de las diferencias en comportamiento entre el acero y el hormigón.

Las comprobaciones de la unión de un elemento metálico a otro de hormigón, como son las placas de anclaje, requieren verificar la existencia de resistencia suficiente frente a los esfuerzos transmitidos en la región de contacto, considerando, tanto la resistencia del hormigón de dicha región, como la de los elementos metálicos que materializaran el contacto.

2.14. Estimación del costo y presupuesto de diseño

La estimación de costos y la elaboración de presupuestos, representa uno de los pasos más importantes en lo que se refiere la planificación de una obra. En cada etapa de la construcción, el presupuesto representa la base para la toma de decisiones y, en los que se refiere en obras de carácter público (licitaciones), es el factor más importante en la adjudicación de contratos.

La elaboración de un presupuesto, tiene su base en la asignación de un precio unitario a cada una de las actividades que se desarrollan representadas por un volumen de obra. El costo total es la sumatoria de la multiplicación de los precios unitarios y la cantidad de cada ítem.

La determinación de los volúmenes de obra se basa en la interpretación de los planos y de las especificaciones técnicas, tanto para la elaboración de la propuesta como para la medición de obra o para el pago de los trabajos realizados.

La determinación de los volúmenes de obra (cálculos métricos) junto con los precios unitarios y de la duración de la obra son los factores determinantes para la realización de un presupuesto de obra.

El objeto que cumplen los cálculos métricos dentro una obra es:

- Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de material necesario para la ejecutar una obra.
- Establecer volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por avance parcial de obra.

Los cálculos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas; los términos cálculo, cubicación y metro son palabras equivalentes. No obstante, de su simplicidad, el cálculo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático. La responsabilidad de la persona encargada de los cálculos, es de mucha relevancia, debido a que este trabajo puede representar pérdidas o ganancias a los propietarios o contratistas.

El trabajo de medición puede ser efectuado de 2 maneras:

Sobre la obra o sobre los planos, puesto que la obra debe ser teóricamente igual a los planos, podría pensarse que los criterios que se aplican a la primera forma, son valederos para la otra, sin embargo, no es así y ocurre que el riesgo de la exactitud que se exige para la medición conforme a la obra desaparece en el estudio de proyectos, donde prima el criterio del calculista que debe suplir con su conocimiento y experiencia la falta de información, que es característica en muchos proyectos.

Aunque cada obra presenta particularidades que la diferencian de los demás y obliga a un estudio especial en cada caso, puede darse algunos principios generales que deben ser respetados y que servirán como guía para la realización del trabajo:

- Estudiar la documentación disponible
- Respetar los planos y especificaciones técnicas
- Medir con exactitud.

Algunas definiciones de presupuestar:

- Es la predicción monetaria que representa realizar una actividad o tarea determinada.
- Cálculo aproximado del costo de una obra.
- Es la expresión en cifras monetarias del programa de trabajo previsto en un proyecto.

- Es el monto que se autoriza como apropiado para invertir en la materialización de un proyecto específico.

Presupuestar una obra, es establecer de qué está compuesta (composición cualitativa) y cuántas unidades de cada componente se requieren (composición cuantitativa) para, finalmente, aplicar precios unitarios a cada uno y obtener su valor en un momento dado.

2.15. Planeamiento y cronograma de ejecución

La planificación y control de un proyecto es el proceso de definir, coordinar y determinar el orden en que deben realizarse las actividades con el fin de lograr la más eficiente y económica utilización de los equipos, elementos y recursos que se disponen y de eliminar diversificaciones innecesarias de los esfuerzos, proceso que se establece o define en un plan de trabajo, el cual debe ser controlado a lo largo del proyecto para saber si se está cumpliendo o si debe ser sometido a una revisión o modificación a fin de que se pueda cumplir con el objetivo final fijado.

Para ello se debe establecer un sistema para medir el avance que se está realizando y poder compararlo con el proceso que se había programado o planeado; que, además, permita controlar lo empleado en mano de obra, equipos y materiales con relación al programa.

El programa debidamente controlado permitirá:

- Conocer que actividad no se está desarrollando de acuerdo al programa.
- Poder tomar una decisión en el momento adecuado.
- Mostrar un orden y disciplina de trabajo.
- Proporcionar un medio de comunicación tanto vertical como horizontal.

Los principios básicos de una programación y su control son aplicables igualmente a proyectos simples o complejos.

Un “Plan de Trabajo”, es un conjunto de programas detallados, determina el orden, los métodos de construcción y la organización que se dispondrá para la ejecución de las obras.

En otras palabras, podríamos decir que consiste en planear para cada etapa del proyecto, cuándo, con qué, y cómo se ejecutará.

El estudio del plan de trabajo es, por lo tanto, idealmente previo a la confección del presupuesto de la obra, y a la iniciación de los trabajos. Su objeto es evitar que durante la construcción deba improvisarse sobre cual parte de la obra debe iniciarse en ese momento, con qué equipo o herramientas se va a ejecutar, que operarios se destinarán a esa actividad, quien será su jefe y cuales sus atribuciones.

De esto se desprende que coordinar los distintos trabajos para mantener en ocupación continua a un número de operarios y equipos es preocupación importante del plan de trabajo.

El plan de trabajo que genere el menor costo de construcción, será el que mejor coordine las distintas etapas de la construcción dando la continuidad al trabajo y sistematizando, a semejanza, en lo posible, al trabajo de una fábrica, en que cada operación es bien determinada y el operario sabe exactamente lo que debe realizar.

Establecerá las fechas en que los operarios, materiales y equipos deben llegar a la obra.

Fijará las normas para controlar los avances, rendimientos, costos, etc. Estos controles permiten saber si las obras están progresando de acuerdo al plan elaborado o no, para que en este último caso se efectúen los cambios o mejoras necesarias al programa de trabajo para recuperar el tiempo perdido o reducir los costos con el uso de otros métodos de trabajo.

Se elegirán los métodos de trabajo y equipos a emplear y se fijará la ubicación de los talleres, oficinas, bodegas, plantas, comedores, casas para habitación, etc.

Tras identificar las actividades que integran la planificación, el siguiente paso es determinar la duración de cada una.

De estas duraciones depende el plazo de la obra y la fecha de los hitos intermedios. Las duraciones mal asignadas pueden corromper la planificación, lo que la haría inviable o sin utilidad práctica para los responsables de la obra.

Sin embargo, y por analítico y riguroso que sea el planificador, la duración es siempre una estimación y, por tanto, está sujeta a un margen de error que puede ser menor para actividades repetitivas, habituales y conocidas, o mayor para nuevas unidades de obra, en las que no se dispone de datos históricos de referencia.

El valor real de la planificación y la confianza que merece residen principalmente en dos parámetros: la duración y la lógica (la interdependencia entre las actividades, que se concibe mejor mientras más experiencia tenga el planificador). Estos elementos son la base para el cálculo de la red de actividades y generarán los siguientes resultados:

- Plazo total del proyecto.
- Fechas de inicio y final de cada actividad.
- Identificación de actividades cuya ejecución debe suceder necesariamente en la fecha calculada para no demorar los proyectos (actividades críticas).
- Holguras de actividades no críticas.
- Margen de las actividades para desplazarse en el tiempo y minimizar los conflictos entre los recursos (nivelación de recursos).
- Identificación de las actividades más adecuadas para comprimir la duración, a fin de reducir el tiempo total del proyecto (aceleración).
- Control en la ejecución del presupuesto vs. El avance físico de la construcción.

La representación de las actividades de este proyecto de diseño será plasmada en un diagrama de Gantt, donde en el eje de las ordenadas se graficará el listado de las actividades, lógica y secuencialmente ordenadas y en el eje de las abscisas el tiempo o duración de las actividades mencionadas.

La duración de las actividades está basada en el rendimiento de las mismas, dicho rendimiento se ve afectado por varios factores como: el número de personas que realizan la actividad, las condiciones de trabajo, el clima, la experiencia, capacidad del personal, material, equipo, formas de pago y otros por lo cual es un diagrama sujeto a variación y su estimación aumenta de precisión de acuerdo a la experiencia del calculista.

3. CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1.Ubicación y Topografía

La localización de este proyecto se planea hacer efectiva en el parque “las Barrancas”, zona Monte Cercado, sobre la carretera a Sella Cercado y el cruce con la proyección de la 2da Circunvalación. Ya que esta zona se proyecta como adecuada para la reubicación y emplazamiento de nuevos asentamientos industriales, situada al norte de la ciudad de Tarija, esta zona es considerada como apta debido a las siguientes circunstancias:

- Puede tener acceso directo a la ruta Tarija Potosí La Paz, que es la más importante proveedora de insumos y a su vez destino del mercado principal para los productos manufacturados de Tarija.
- Acceso cercano a la estación de transformación principal de energía eléctrica de la interconexión con el SIN (Sistema Integrado Nacional de Energía Eléctrica).
- Acceso al gasoducto Tarija el Puente que pasa por San Mateo.
- Vientos predominantes de dirección Sur para evitar emisiones de olores sobre la ciudad de Tarija.
- Área degradada para recuperación de suelos. Tierras sin uso agrícola ni forestal.
- Fuentes hídricas como la derivación de la presa Huacata y galerías filtrantes del río Erquis y río Guadalquivir, para suministro de agua a nivel industrial.
- Lugar intermedio y cercano de las ciudades de Tarija y San Lorenzo proveedoras de mano de obra.
- Área de pocos propietarios con los que se puede negociar.
- Cercanía a barrios populosos que disponen de mano de obra, con poco costo de transporte.
- Cercanía a la provisión de insumos para las industrias, talleres mecánicos de servicio (zona Norte de la Av. de circunvalación) y otros.

Se decidió emplazar el nuevo diseño estructural en el Bloque “A” en el espacio 6 que presenta un frente de 25 m de frente y 45 m de fondo.

La topografía que presenta el terreno de emplazamiento no presenta desniveles de consideración, accidentes geográficos o algún caso de consideración particular.

La topografía y ubicación del terreno, proporcionada por la subgobernación de Cercado, donde estará el parque industrial de Tarija se presenta en el Anexo 9.



Figura 3-1: Ubicación del nuevo parque industrial de la ciudad de Tarija

Fuente: Google (s.f.) [Vista del predio del nuevo parque industrial de la ciudad de Tarija sobre la carretera a Sella Cercado] Recuperado el 29 de abril, de 2024,

https://www.google.com/maps/@-21.4569302,-64.7119048,532m/data=!3m1!1e3?entry=ttu&q_ep=EgoyMDI0MTExMy4xIKXMDSoASAFQAw%3D%3D



Figura 3-2: Vista del terreno para el emplazamiento del parque industrial de la ciudad de Tarija

Fuente: Elaboración propia



Figura 3-3: Carretera a Sella Cercado

Fuente: Elaboración propia

3.2. Estudio Geotécnico

De los ensayos efectuados en 2 distintos pozos a dos metros de profundidad se obtuvieron los siguientes resultados para su uso en el proyecto:

- El suelo se clasifica como Limo Inorgánico de baja compresibilidad (ML), usando el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)
- Humedad natural del terreno a 2.00 m de profundidad: 13.06%
- Resistencia Admisible del terreno a 2.00 m de profundidad; 1.70kg/cm²
- Suelo “No Plástico”

Los informes de respaldo del ensayo SPT efectuado sobre el terreno de fundación del nuevo parque industrial de Tarija se encuentran en el Anexo 3.

3.3. Análisis de cargas

3.3.1. Acciones Permanentes

Son aquellas que actúan en todo instante sobre la estructura con posición constante. Su magnitud puede ser constante (como el peso propio de los elementos) o no (como las acciones geológicas o el pretensado), pero con variación despreciable o tendiendo monótonamente hasta un valor límite.

3.3.1.1. Peso propio de los elementos estructurales

El valor característico del peso propio de los elementos constructivos se determina, en general como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios, aspecto que será generado de manera automática por la herramienta de cálculo, según el dimensionamiento adoptado.

Las acciones permanentes se generan para:

- Cubierta
- Correas de cubierta
- Correas laterales
- Barras de arriostre
- Celosías de cubierta y de columnas

- Vigas, columnas y zapatas de hormigón armado
- Placas de anclaje y medios de unión
- Paneles de cerramiento

3.3.1.1.1. Peso de material de cubierta

La cubierta estará formada por paneles sándwich con cinco grecas de 50 mm, que le confieren la máxima resistencia mecánica frente a cargas y fuerzas externas, formados por doble cara metálica lisa de acero, de acabado galvanizado y alma aislante de poliuretano PUR y poli-isocionurato PIR de densidad media 40 kg/m^3 , con sistema de fijación oculto. Teniendo un peso promedio dado por el fabricante $9,06 \text{ kg/m}^2$.

3.3.2. Acciones Variables

3.3.2.1. Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. Se adoptarán unos valores característicos de acuerdo con la tabla 4–1, en relación del uso para el que este destinada la nave completa o cada sector dentro de ella.

Dichos valores incluyen tanto los efectos derivados del uso normal, personas, mobiliario, enseres, mercaderías habituales, contenido de los conductos, maquinaria y en su caso vehículos, así como las derivadas de la utilización poco habitual, como acumulación de personas, de mobiliario con ocasión de un traslado o incluso vehículos.

Categoría de uso		Subcategoría de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2

B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles, salas de exposición en museos, etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc.)	5	4
D	Zonas Comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30kN)			0	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0.4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

⁽¹⁾ Deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10kN separadas entre sí 1.8 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente

distribuida en la totalidad de la zona de 3.0 kN/m^2 para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2 kN/m^2 para el de losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1.0 kN/m^2 para el de elementos primarios como vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.

⁽²⁾ En cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la cual se accede

⁽³⁾ Para cubiertas con una inclinación entre 20° y 40° , el valor de q_k , se determina por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las subcategorías G1 y G2.

⁽⁴⁾ El valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta.

⁽⁵⁾ Se entiende por cubierta ligera a aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m^2 .

⁽⁶⁾ Se puede adoptar un área tributaria inferior a la total de la cubierta, no menor que 10 m^2 y situada en la parte más desfavorable de la misma, siempre que la solución adoptada figure en el plan de mantenimiento del edificio.

⁽⁷⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

Tabla 3-1: Valores característicos de las sobrecargas de uso

Fuente: (Código Técnico de la Edificación, Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación - DB-SE-AE, 2009)

Se adoptará que la sobrecarga de uso tiene un valor de $0,4 \text{ kN/m}^2$, correspondiente a una cubierta de acceso únicamente para mantenimiento o reposición, siendo el caso de una cubierta ligera sobre correas o largueros.

3.3.2.2.Carga de granizo

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima de la región, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores (Código Técnico de la Edificación, Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación - DB-SE-AE, 2009).

La carga por hielo que predomina en Tarija es el granizo, en el medio lamentablemente no se cuenta con datos precisos para evaluar una carga por granizo aceptable, en el

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) regional Tarija, existen registros sobre las más grandes granizadas ocurridas; pero estos están enfocados al campo agronómico y son evaluados de acuerdo con el daño ocasionado a los cultivos y no así por el espesor acumulado o la carga que generan.

La altura o espesor acumulado de granizo sobre la cubierta asumida será de 10,00 cm (de acuerdo a experiencias de cálculo).

$$CG = \gamma_g * h_g * C_s$$

Donde:

γ_g : Peso específico del granizo ($800 - 1\,000[\text{kg/m}^3]$)⁷

h_g : altura esperada de granizo [m]

α : ángulo de inclinación de la cubierta [°]

C_s : Factor de corrección por pendiente $C_s \begin{cases} 1; 0 \leq \alpha \leq 15 \\ \frac{60-\alpha}{45}; 15 < \alpha \leq 60 \\ 0; \alpha > 60 \end{cases}$

CG : carga de granizo [kg/m^2]

$$CG = 750 * 0.10 * 1 = 75.0 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right] \sim 0.75 \text{ kPa}$$

3.3.2.3. Acciones térmicas

Las variaciones de la temperatura en la estructura conducen a deformaciones de todos los elementos constructivos, que en los casos en los que estén impedidas, producen tensiones en los elementos afectados (Código Técnico de la Edificación, Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación - DB-SE-AE, 2009).

En el presente proyecto no se consideran las acciones térmicas ya que según la norma CTE DB - SE – AE, al no tener elementos continuos de más de 40 m de longitud, estas no son significativas.

⁷ Se tomará el valor de 750 kg/m^3 de acuerdo con las experiencias prácticas del Ing. Reynaldo Zambrana

3.3.2.4.Carga de viento

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de la superficie o revestimientos, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento (Código Técnico de la Edificación, Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación - DB-SE-AE, 2009).

En este proyecto se utilizará la normativa de la región, es decir, la NB-1225003-1, Acciones sobre las estructuras – Acción del viento – Parte 1 y 2: Especificaciones, para determinar las presiones actuantes sobre sistema principal resistente a la fuerza del viento.

La acción de la presión del viento se toma como perpendicular a la superficie de cada punto expuesto y se calculara para cada posible estado del viento contemplado en la normativa.

Las figuras siguientes muestran los casos de acción del viento que se analizarán, tanto con presiones internas positivas como negativas, bajo distintos criterios presentados en la normativa.

- Con criterios aplicados a edificios de cualquier altura

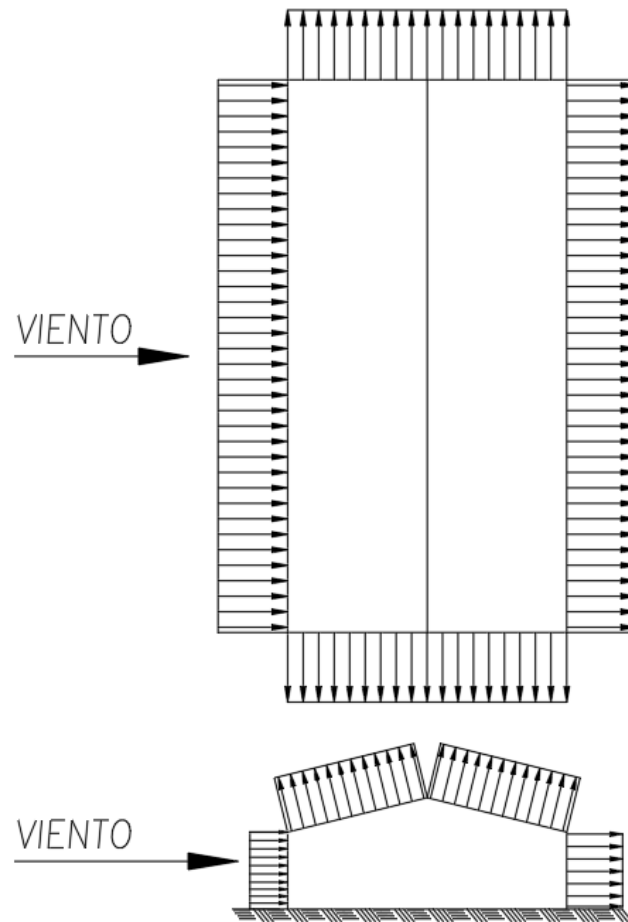


Figura 3-4: Viento actuante normal a la línea de la cumbrera

Fuente: Elaboración propia

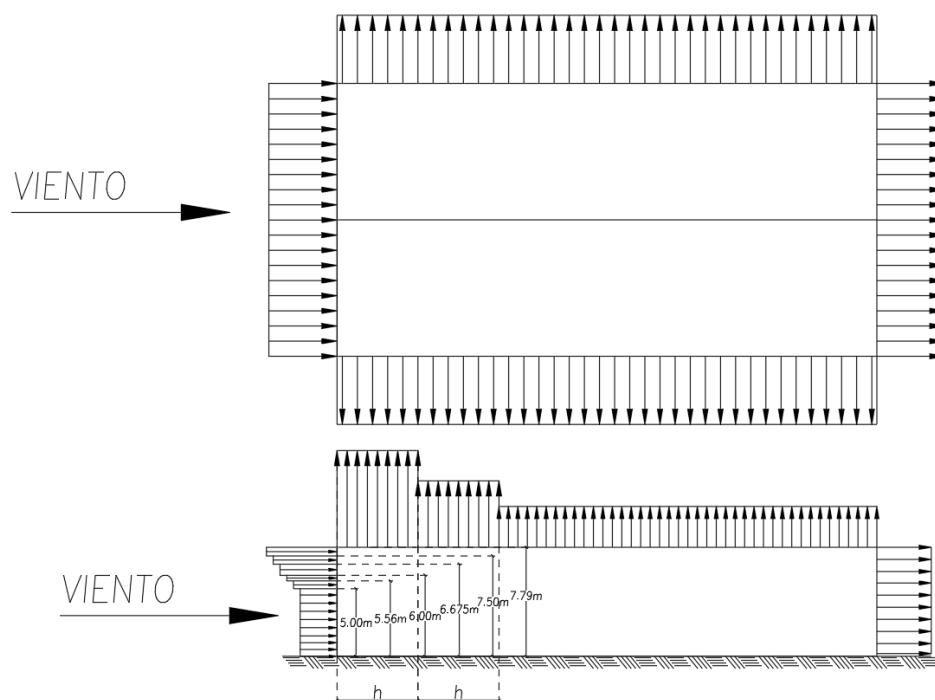


Figura 3-5: Viento actuando paralelo a la línea de la cumbrera

Fuente: Elaboración propia

- Con criterio aplicados a edificios con alturas inferiores a 20 m.

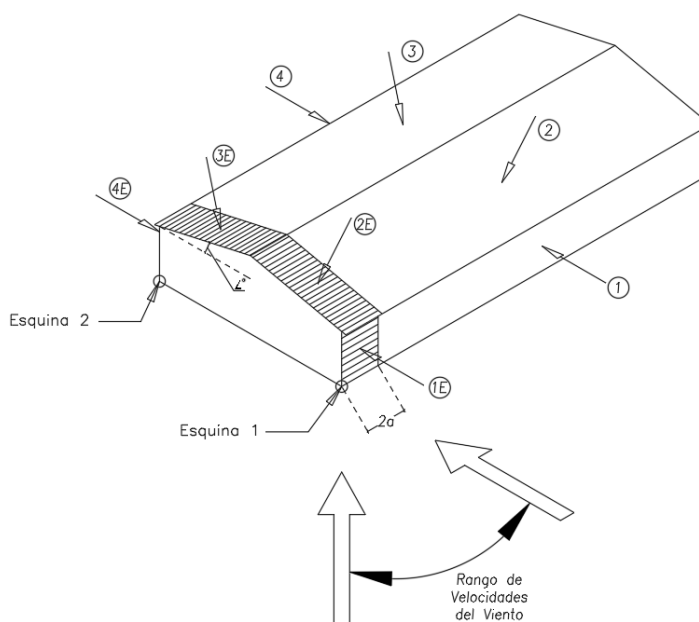


Figura 3-6: Caso A Esquina 1

Fuente: (Instituto Boliviano de Normalización y Calidad, 2015)

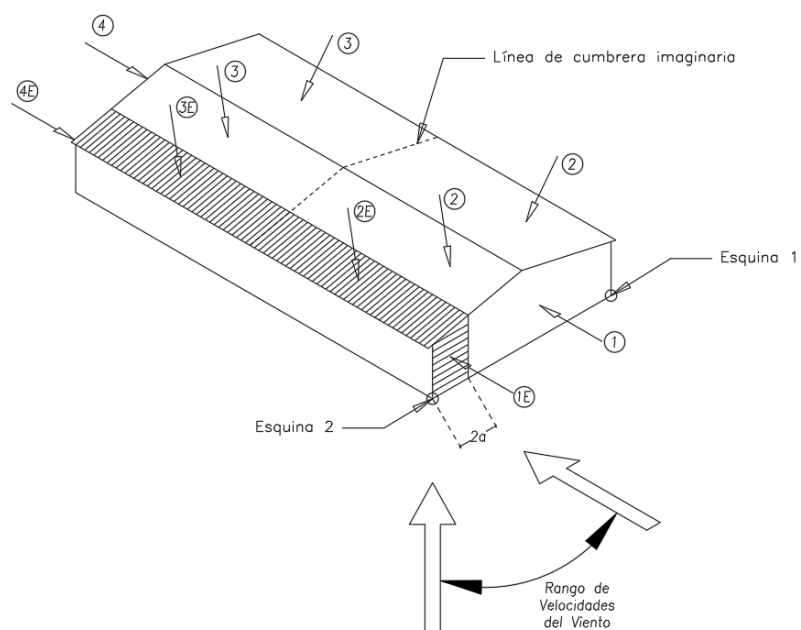


Figura 3-7: Caso A Esquina 2

Fuente: (Instituto Boliviano de Normalización y Calidad, 2015)

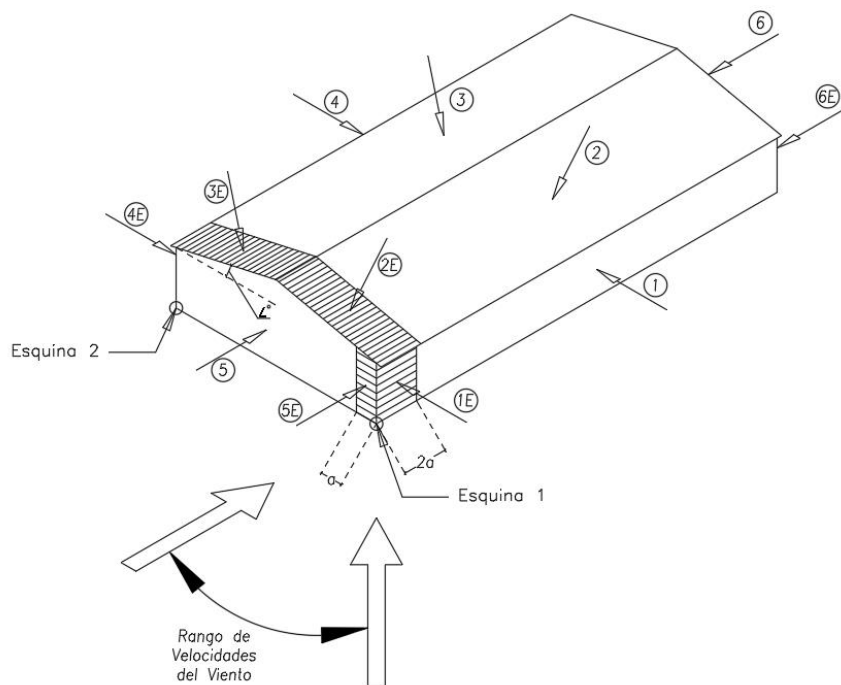


Figura 3-8: Caso B Esquina 1

Fuente: (Instituto Boliviano de Normalización y Calidad, 2015)

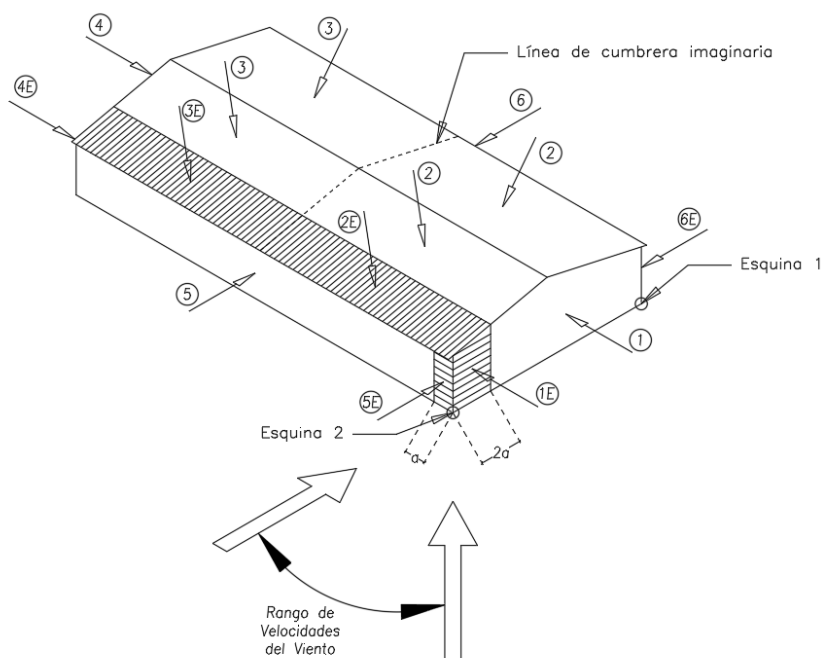


Figura 3-9: Caso B Esquina 2

Fuente: (Instituto Boliviano de Normalización y Calidad, 2015)

Del análisis probabilístico de valores máximos anuales⁸, se infiere que la velocidad del viento es de:

$$12.53 \text{ m/s} = 45.10 \text{ km/h.}$$

La norma NB 1225003 – 1, en la tabla 5.3 – Velocidades básicas de viento en ciudades indica para que, para la ciudad de Tarija, tomando la estación Tarija Aeropuerto el valor de velocidad de viento es igual a $21.08 \text{ m/s} = 75.89 \text{ km/h}$. Mismo que será adoptado como velocidad de diseño.

⁸ Ver Anexo 4

Clase de viento	Velocidad del viento [m/s]	Presión V_p [kg/m ²]
Viento regular	9	11
Viento fuerte	13	22
Viento muy fuerte	15	28
Temporal	18	40
Temporal fuerte	21	56
Temporal muy fuerte	27	89
Tempestad	32	122
Tempestad violenta	35	148
Huracán	38	176
Huracán violento	43	220

Tabla 3-2: Referencia de presiones de viento

Fuente: (Goldenhörn, 1988)

Para el valor adoptado como velocidad de diseño en el anterior se asumirá como referencia de la tabla anterior un “*Temporal Fuerte*”.

3.3.2.4.1. Cálculo de las acciones del viento aplicando la Norma Boliviana NB

1225003-1 Acciones sobre las estructuras - Acción del Viento

3.3.2.4.1.1. Presión dinámica de viento

Ubicación:	Las Barrancas, zona Monte Cercado
Terreno:	Rural, sin obstáculos de magnitud
Dimensiones:	20.0 m x 40.0 m (en planta)
Altura al alero:	5.56 m
Pendiente de la cubierta:	12.41°
Configuración estructural:	Pórticos rígidos salvando una luz de 20.00 m
	Separación entre pórticos: 5.00 m
	Arriostramientos en dirección de los 40.0 m

Aberturas uniformemente distribuidas

Factor de Direccionalidad: $K_d = 0.85^9$

Categoría de la estructura: II^{10}

Factor de importancia: $I = 1.0^{11}$

Categoría de exposición: Exposición “C”¹²

Terrenos abiertos con construcciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10.0 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.

Efectos topográficos: $K_{zt} = 1.0$

No se presentan efectos topográficos apreciables

Clasificación de cerramiento: Totalmente cerrado

Velocidad básica de viento: $V = 21.08 \text{ m/s} \cong 75.89 \text{ Km/h}$

Coeficiente de exposición para la presión dinámica:

Alturas características (m)	K_z^{13}
0 – 5.00	0.87
5.56 (Alero)	0.887
6,00	0.90
$h = 6.675^{14}$	0.918
7.50	0.940
7.79(Cumbrera)	0.947
10.00	1.00

Tabla 3-3: Coeficientes de exposición para diversas alturas

Fuente: Elaboración propia

⁹ Tabla 5.3.4; Anexo 7

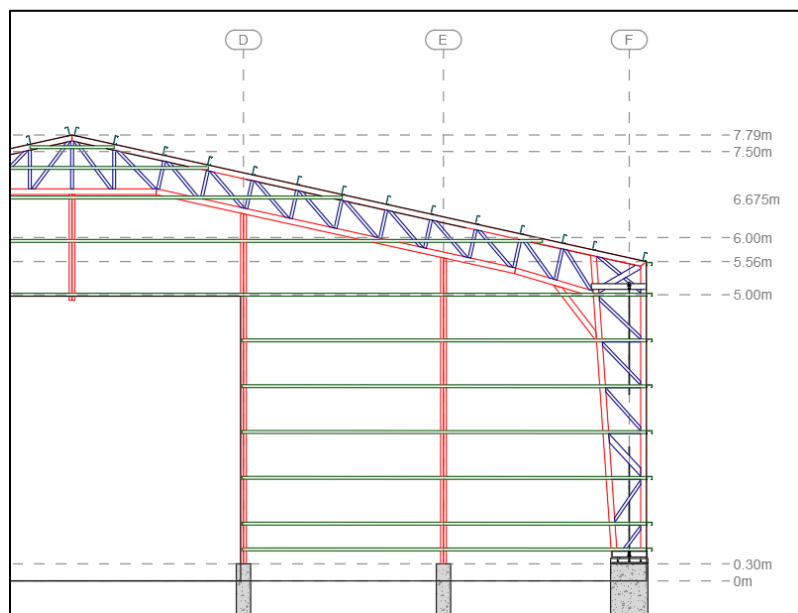
¹⁰ Tabla 5.4 – 1; Anexo 7

¹¹ Tabla 5.4 – 2; Anexo 7

¹² Artículo 5.5; Anexo 7

¹³ Tabla 5.5.4 – 1; Anexo 7

¹⁴ Altura media de la cubierta



cuyo3-10: Alturas características de la estructura

Fuente: Elaboración propia

Presión dinámica:

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad [N/m^2]$$

Alturas características (m)	q_z
0 – 5.00	201.44
5.56 (alero)	205.33
6.00	208.38
$h = 6.675$	212.55
7.50	217.64
7.79 (cumbre)	219.26

Tabla 3-4: Presiones dinámicas obtenidas para distintas alturas

Fuente: Elaboración propia

3.3.2.4.1.2. Presiones de diseño para el sistema principal resistente a la fuerza del viento (SPRFV)

3.3.2.4.1.2.1. Aplicando el procedimiento analítico

Se tendrán dos formas de acción del viento:

- Acción del viento normal a la cumbrera¹⁵
- Acción del viento paralela a la cumbrera¹⁶

La presión de viento bajo este criterio de cálculo se determina usando la siguiente ecuación:

$$p = q * GC_p - q_i(GC_{pi}) \quad \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

Dónde:

p : presión de diseño

$q = q_z$: para paredes a barlovento evaluada a la altura z sobre el terreno

$q = q_h$: para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, evaluada a la altura h

$q_i = q_h$: para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados

$q_i = q_z$: para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura z está definida como el nivel de la abertura más elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede calcular conservativamente a la altura h ($q_i = q_h$)

G : el factor de efecto de ráfaga igual a 0.85 para estructuras rígidas

C_p : el coeficiente de presión externa de la figura 7.2.1-1, y las tablas 7.2.1-2, 7.2.1-3 y 7.2.1-4 (ver el Anexo 4)

¹⁵ Ver Figura 4-1

¹⁶ Ver Figura 4-2

(GC_{pi}): el coeficiente de presión interna obtenido de la tabla 7.2.1-1 (ver el Anexo 4)

q y q_i : se deben evaluar usando la exposición definida para presiones dinámicas

Superficie	Dirección del Viento	Relación L/B	C_p
Pared a barlovento	Todas	Todas	0.8
Pared a sotavento	Normal a la cumbrera	0,5	-0.5
	Paralelo a la cumbrera	2,0	-0.3
Paredes laterales	Todas	Todas	-0.7

Tabla 3-5: Coeficiente de presión externa “ C_p ” en paredes

Fuente: (Instituto Boliviano de Normalización y Calidad, 2015)

Superficie	h/L	10.00°	12.41°	15.00°
Cubierta a barlovento	≤ 0.25	-0.70	-0.3626 (interpolación)	0.0
	0.3338	-	-0.5103 (interpolación)	-
	0.5	-0.9	-0.8036 (interpolación)	-0.7
Cubierta a sotavento	≤ 0.25	-0.30	-0.3964 (interpolación)	-0.5
	0.3378	-	-0.4311 (interpolación)	-
	0.5	-0.5	-0.50	-0.5

Tabla 3-6: Coeficientes de presión externa “ C_p ” para cubierta, acción del viento normal a la cumbrera, primera forma de interpolación

Fuente: Elaboración propia

Coeficiente de presión interna:

Las aberturas del edificio en estudio están distribuidas de manera uniforme en las paredes y tomando en cuenta los criterios establecidos en el punto 4.3.3 de la NB 1225003 – 1, se clasifica la construcción como un “Edificio cerrado” teniendo como consecuencia:

$$GC_{pi} = \pm 0.18^{17}$$

Factor de efecto ráfaga: $G = 0.85$

Superficie	z [m]	q [N/m ²]	C_p	Presión neta [N/m ²]:	
				$+GC_{pi}$	$-GC_{pi}$
Pared a barlovento	0 - 5	201.44	0.8	98.72	175.24
	5.56	205.33	0.8	101.36	177.88
Pared a sotavento	Todas	212.55	-0.5	-128.59	-52.08
Paredes laterales	Todas	212.55	-0.7	-164.73	-88.21
Cubierta a barlovento	-	212.55	-0.5103	-130.46	-53.94
Cubierta a sotavento	-	212.55	-0.4311	-116.15	-39.63

Tabla 3-7: Presiones sobre el SPRFV, acción del viento normal a la cumbrera

Fuente: Elaboración propia

Superficie	h/L	Distancia desde el borde a barlovento	C_p
Cubierta	0.1669	0 a h	-0.9
		h a 2h	-0.5
		> 2h	-0.3

Tabla 3-8: Coeficientes de presión externa " C_p " para cubierta, acción del viento paralelo a la cumbrera

Fuente: Elaboración propia

¹⁷ Tabla 7.2.1 – 1; Anexo 7

Superficie	z [m]	q [N/m ²]	C _p	Presión neta [N/m ²]	
				+GC _{pi}	-GC _{pi}
Pared a barlovento	0 - 5	201.44	0.8	98.72	175.24
	5.56	205.33	0.8	101.36	177.88
	6.00	208.38	0.8	103.44	179.96
	6.68	212.55	0.8	106.28	182.79
	7.50	217.64	0.8	109.74	186.26
	7.79	219.26	0.8	110.84	187.35
Pared a sotavento	Todas	212.55	-0.3	-92.46	-15.94
Paredes laterales	Todas	212.55	-0.7	-164.73	-88.21
Cubierta	0 a h	212.55	-0.9	-200.86	-124.34
	h a 2h	212.55	-0.5	-128.59	-52.08
	> 2h	212.55	-0.3	-92.46	-15.94

Tabla 3-9: Presiones sobre el SPRFV, acción del viento paralelo a la cumbrera

Fuente: Elaboración propia

3.3.2.4.1.2.2. Aplicando el criterio para construcciones prismáticas de base cuadrangular¹⁸

La presión de viento bajo este criterio de cálculo se determina usando la siguiente ecuación:

$$p = q_h \left((GC_{pf}) - (GC_{pi}) \right) \quad [N/m^2]$$

Dónde:

p : presión de diseño

q_h : la presión dinámica evaluada a la altura media de la cubierta h

(GC_{pf}) : el coeficiente de presión externa, obtenido de la tabla 7.2.2.1-a y 7.2.2.1-b (ver el Anexo 4)

¹⁸ Los modos de carga detallados más adelante se encuentran ilustrados en las figuras 4 – 3 a 4 – 6

(GC_{pi}) : el coeficiente de presión interna, obtenido de la tabla 7.2.1-1 (ver el Anexo 4)

Ancho de una superficie de zona extrema:

10% "B" o "L" =	2.00 m
$0.4 * h =$	2.67 m
> 4% "B" o "L"	2.00 m > 0.80 m
> 1.00 m	2.00 m > 1.00 m

Tabla 3-10: Determinación del ancho de superficie de una zona extrema

Fuente: Elaboración propia

$$a = 2,00 \text{ m}$$

Cálculo de coeficientes de presión externa:

θ (grados)	Superficie							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0 - 5	0.40	-0.69	-0.37	-0.29	0.61	-1.07	-0.53	-0.43
12.41 (interpolando)	0.46	-0.69	-0.42	-0.36	0.70	-1.07	-0.61	-0.53
20	0.53	-0.69	-0.48	-0.43	0.80	-1.07	-0.69	-0.64

Tabla 3-11: Coeficientes de presión externa " GC_{pf} " para el caso de carga A

Fuente: Elaboración propia

θ (grados)	Superficie							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0 - 5	0.40	-0.69	-0.37	-0.29	0.61	-1.07	-0.53	-0.43

Tabla 3-12: Coeficientes de presión externa " GC_{pf} " para el caso de carga A

Fuente: (Instituto Boliviano de Normalización y Calidad, 2015)

θ (grados)	Superficie											
	1	2	3	4	5	6	1E	2E	3E	4E	5E	6E
0 - 90	-0.45	-0.69	-0.37	-0.45	0.40	-0.29	-0.48	-1.07	-0.53	-0.48	0.61	-0.43

Tabla 3-13: Coeficiente de presión externa “ GC_{pf} ” para el caso de carga B

Fuente: (Instituto Boliviano de Normalización y Calidad, 2015)

Coeficiente de presión interna: $GC_{pi} = \pm 0.18^{19}$

Superficie	GC_{pf}	Presión de Diseño [N/m ²]	
		$+GC_{pi}$	$-GC_{pi}$
1	0.46	60.41	136.93
2	-0.69 ²⁰	-184.92	-108.40
3	-0.42	-128.45	-51.93
4	-0.36	-114.60	-38.08
1E	0.70	111.35	187.87
2E	-1.07	-265.69	-189.17
3E	-0.61	-167.71	-91.19
4E	-0.53	-151.71	-75.19

Tabla 3-14: Presiones de diseño, Esquina 1 caso de carga A

Fuente: Elaboración propia

¹⁹ Tabla 7.2.1 – 1; Anexo 7

²⁰ Al ser un coeficiente negativo afecta la forma de cargar la cubierta, según el inciso 4 de la tabla 7.2.2.1-a mostrada en el Anexo 7

Superficie	GC_{pf}	Presión de Diseño [N/m ²]	
		$+GC_{pi}$	$-GC_{pi}$
1	0.40	46.76	123.28
2	-0.69	-184.92	-108.40
3	-0.37	-116.90	-40.38
4	-0.29	-99.90	-23.38
1E	0.61	91.40	167.92
2E	-1.07	-265.69	-189.17
3E	-0.53	-150.91	-74.39
4E	-0.43	-129.66	-53.14

Tabla 3-15: Presiones de diseño, Esquina 2 caso de carga A

Fuente: Elaboración propia

Superficie	GC_{pf}	Presión de Diseño [N/m ²]	
		$+GC_{pi}$	$-GC_{pi}$
1	-0.45	-133.91	-57.39
2	-0.69	-184.92	-108.40
3	-0.37	-116.90	-40.38
4	-0.45	-133.91	-57.39
5	0.40	46.76	123.28
6	-0.29	-99.90	-23.38
1E	-0.48	-140.28	-63.77
2E	-1.07	-265.69	-183.17
3E	-0.53	-150.91	-74.39
4E	-0.48	-140.28	-63.77
5E	0.61	91.40	167.92
6E	-0.43	-129.66	-53.14

Tabla 3-16: Presiones de diseño, Esquina 1 y 2 caso de carga B

Fuente: Elaboración propia

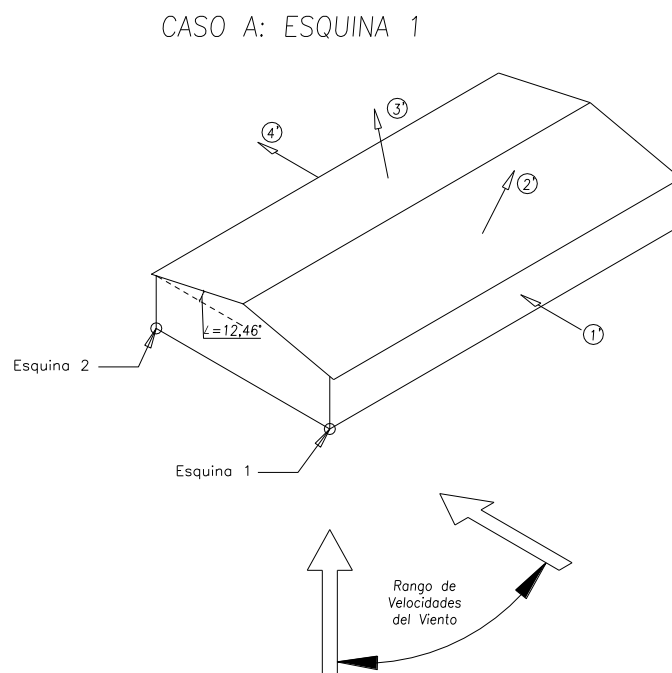


Figura 3-11: Superficies de redistribución de carga, caso de carga A Esquina 1

Fuente: Elaboración propia

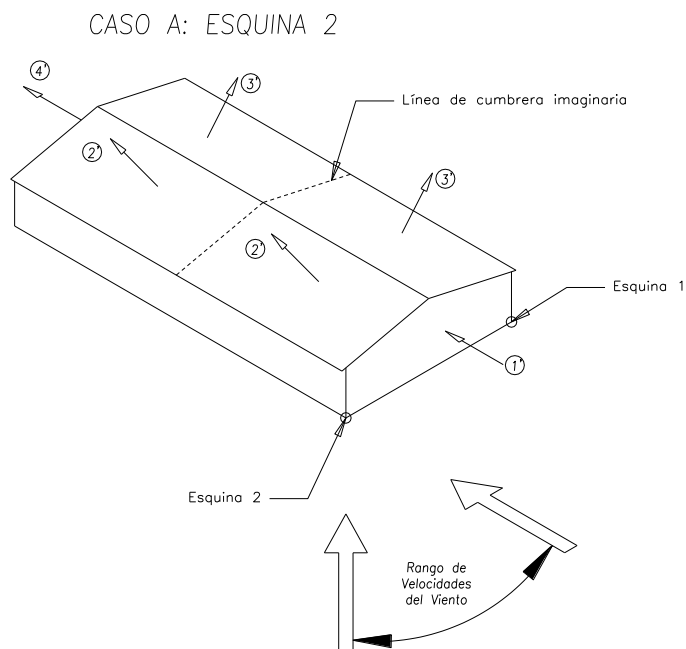


Figura 3-12: Superficies de redistribución de carga, caso de carga A Esquina 2

Fuente: Elaboración propia

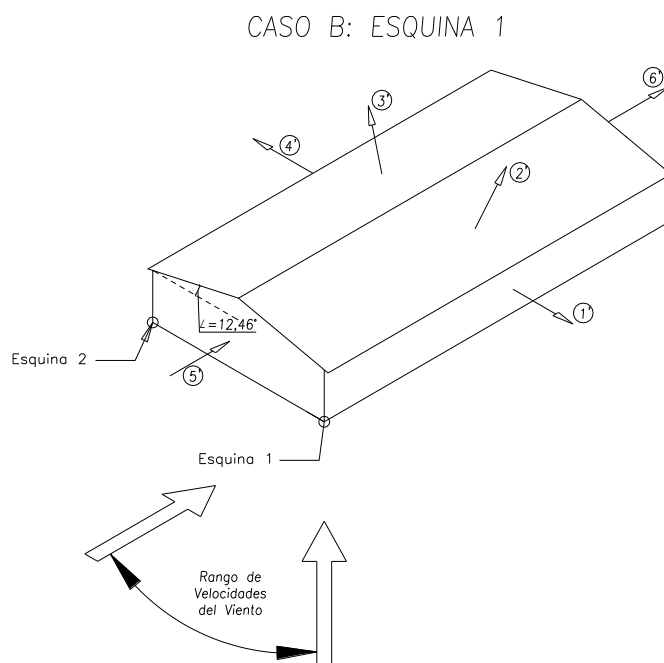


Figura 3-13: Superficies de redistribución de carga, caso de carga B Esquina 1

Fuente: Elaboración propia

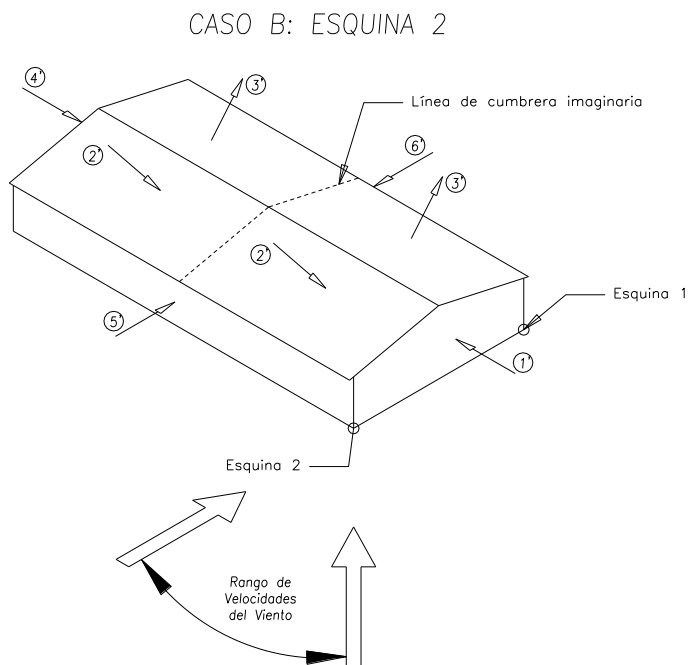


Figura 3-14: Superficies de redistribución de carga, caso de carga B Esquina 2

Fuente: Elaboración propia

3.3.2.4.2. Cálculo del modelo de túnel de viento para Robot Structural Analysis 2023

Para aprovechar la función de túnel de viento generado por software debe introducirse en el programa un perfil de viento basado en el procedimiento analítico del capítulo 5 de la norma NB 1225003 – 1. Tomando en cuenta los parámetros dados en el punto 6.1.5.2.1:

Factor de direccionalidad: $K_d = 0.85$

Categoría de la estructura: II

Categoría de exposición: C

Efectos topográficos: $K_{zt} = 1.00$

Velocidad básica de viento: $V = 21.08 \text{ m/s}$

El coeficiente de exposición para la presión dinámica se puede determinar mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Para } 5.0 \text{ m} \leq z \leq z_g \quad K_z = 2.01 * \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha}$$

$$\text{Para } z < 5.0 \text{ m} \quad K_z = 2.01 * \left(\frac{5}{z_g} \right)^{2/\alpha}$$

$$\text{Siendo: } \alpha = 9.5 \quad z_g = 274 \text{ m}^{21}$$

$$K = k_z * k_{zt} * k_d * I$$

²¹ Tabla 5.5.4 – 2; Anexo 7

z (m)	K _z	K _{zt}	K _d	I	K
1	0.865	1	0.85	1	0.735
2	0.865	1	0.85	1	0.735
3	0.865	1	0.85	1	0.735
4	0.865	1	0.85	1	0.735
5	0.865	1	0.85	1	0.735
6	0.899	1	0.85	1	0.764
7	0.929	1	0.85	1	0.789
8	0.955	1	0.85	1	0.812
9	0.979	1	0.85	1	0.832
10	1.001	1	0.85	1	0.851
11	1.021	1	0.85	1	0.868
12	1.040	1	0.85	1	0.884
13	1.058	1	0.85	1	0.899
14	1.075	1	0.85	1	0.913
15	1.090	1	0.85	1	0.927
16	1.105	1	0.85	1	0.940

Tabla 3-17: Cálculo del perfil de viento para el simulador de túnel de viento

Fuente: Elaboración propia

Con este perfil de viento y según las indicaciones dadas en el compendio de uso del programa (Anexo 6) se genera el túnel de viento para el análisis de la acción del viento sobre la estructura en diferentes modos de acción del mismo.

3.3.2.4.3. Comparativa de cargas de viento

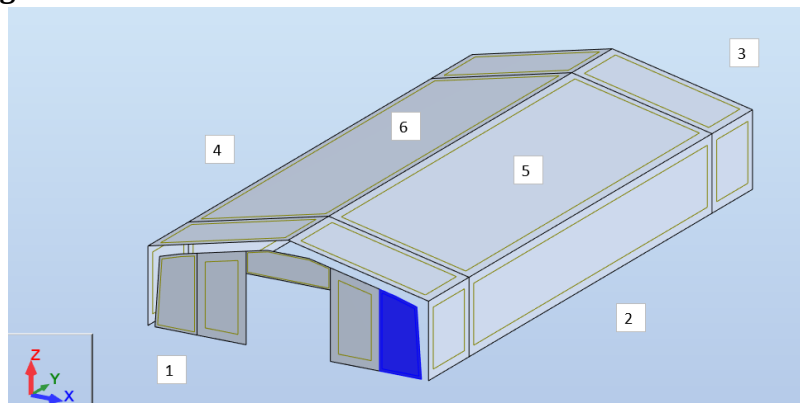


Figura 3-15: Cerramientos de la estructura

Fuente: Elaboración propia

Sección	Túnel de viento Robot Structural Analysis (Simulación)				NB 1225003-1 (N/m ²)											
					Procedimiento analítico				Edif. De base cuadrangular							
					Viento normal a la cumbrera		Viento paralelo a la cumbrera		Caso A Esq 1		Caso A Esq 2		Caso B Esq 1		Caso B Esq 2	
					+ GCpi	- GCpi	+ GCpi	- GCpi	+ GCpi	- GCpi	+ GCpi	- GCpi	+ GCpi	- GCpi	+ GCpi	- GCpi
1	-69.55	-69.82	166.05	-119.65	-164.73	-88.21	105.06	181.58			46.76	123.28	46.76	123.28	-133.91	-57.39
2	2.38	188.56	-30.78	-23.90	-128.59	-52.08	-164.73	-88.21	-114.60	-38.08			-133.91	-57.39	-99.90	-23.38
3	-70.27	-70.02	-119.72	166.01	-164.73	-88.21	-92.46	-15.94			-99.90	-23.38	-99.90	-23.38	-133.91	-57.39
4	188.56	2.38	-23.90	-30.78	100.04	176.56	-164.73	-88.21	60.41	136.93			-133.91	-57.39	46.76	123.28
5	-88.67	-55.00	-32.92	-29.22	-116.15	-39.63	-92.46	-52.08	-128.45	-51.93	-150.91	-74.39	-184.92	-108.40	-150.91	-74.39
6	-55.45	-88.66	-29.22	-32.92	-130.46	-53.94	-92.46	-15.94	-184.92	-108.40	-150.91	-74.39	-116.90	-40.38	-150.91	-74.39

Tabla 3-18: Comparación de carga de viento según distintos procedimientos

Fuente: Elaboración propia

El análisis de la estimación de la carga de viento realizado en los anteriores puntos nos señala que:

- Los resultados obtenidos a través de la simulación de túnel de viento del programa Robot Structural Analysis Profesional 2023 son más conservadores que los obtenidos a través de los métodos de cálculo de la norma NB 125003-1, es decir que, tienen un valor mayor conservando un factor de seguridad mayor
- Pueden producirse cargas lineales en los extremos de los cerramientos, por efectos de borde, turbulencias generadas en el simulador
- La varianza en los resultados se debe en gran medida a la falta de condiciones de entorno para la simulación, es decir que no hay rugosidad del entorno.
- En condiciones de Barlovento las cargas de viento son similares según el procedimiento analítico planteado en la norma, mientras que para sotavento y para las cargas laterales los valores de cargas tienen más variación, tendiendo la simulación a generar mayores cargas.

3.4. Combinación de acciones o hipótesis de cargas

Una vez definidas las cargas, se debe combinar las acciones entre sí, con el fin de obtener la combinación más desfavorable tanto para el análisis y verificación de la resistencia de la estructura como para la limitación de los daños en elementos constructivos por medio de las desviaciones por deformación. Ambos requerimientos de combinación hacen referencia a los estados límites últimos y de servicio, respectivamente.

3.4.1. Combinación de cargas para Estado Límite de Servicio

Los efectos debidos a las acciones de corta o larga duración que pueden resultar reversibles o irreversibles se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, frecuente o casi permanente a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Donde:

G_k : valor característico de las cargas permanentes.

Q_k : valor característico de las cargas variables (también llamadas sobrecargas).

P : valor característico de las cargas de pretensado.

ψ : coeficiente de simultaneidad.

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) Todas las acciones permanentes (G_k);
- b) Una acción variable cualquiera, en valor característico, frecuente o casi permanente (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis
- c) El resto de las acciones variables, en valor de combinación o casi permanente ($\psi_0 * Q_k$).

3.4.2. Combinación de cargas para Estado Límite Ultimo

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_P * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Dónde:

G_k : valor característico de las cargas permanentes.

Q_k : valor característico de las cargas variables (también llamadas sobrecargas).

P : valor característico de las cargas de pretensado.

γ_G, γ_P y γ_Q : coeficientes de mayoración de cargas permanentes, de pretensado y variables, respectivamente.

ψ : coeficiente de simultaneidad.

Es decir, considerando la actuación simultanea de:

- a) Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G * G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P * P$);
- b) Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q * Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q * \psi_0 * Q_k$).

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla 4 – 24 para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la tabla 4 – 25.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a una situación extraordinaria se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_P * P + A_d + \gamma_{Q,1} * \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Dónde:

G_k : valor característico de las cargas permanentes.

Q_k : valor característico de las cargas variables (también llamadas sobrecargas).

P : valor característico de las cargas de pretensado.

A_d : valor característico de una acción accidental cualquiera.

γ_G, γ_P y γ_Q : coeficientes de mayoración de cargas permanentes, de pretensado y variables, respectivamente.

ψ : coeficiente de simultaneidad.

Es decir, considerando la actuación simultanea de:

- a) Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G * G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P * P$);
- b) Una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo (A_d), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
- c) Una acción variable, en valor de cálculo frecuente ($\gamma_Q * \psi_1 * Q_k$), debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.
- d) El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q * \psi_2 * Q_k$).

En situación extraordinaria todos los coeficientes de seguridad ($\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$), son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores.

En los casos en los que la acción accidental sea la acción sísmica todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, según la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Tanto el comportamiento no lineal como la acción sísmica no serán evaluados en este proyecto.

Valor de cálculo de la resistencia

El valor de cálculo de la resistencia de una estructura, elemento, sección, punto o unión entre elementos se obtiene de cálculos basados en sus características geométricas a partir de modelos de comportamiento del efecto analizado, y de la resistencia de cálculo, f_d , de los materiales implicados, que en general puede expresarse como cociente entre la resistencia característica, f_k , y el coeficiente de seguridad del material.

Por lo que respecta al material o materiales implicados, la resistencia de cálculo puede asimismo expresarse como función del valor medio del factor de conversión de la

propiedad implicada, determinada experimentalmente, para tener en cuenta las diferencias entre las condiciones de los ensayos y el comportamiento real y del coeficiente parcial para dicha propiedad del material.

En su formulación más general, la resistencia de cálculo puede expresarse en función de las variables antedichas, y el coeficiente parcial para el modelo de resistencia y las desviaciones geométricas, en el caso de que estas no se tengan en cuenta explícitamente.

Tipo de verificación (1)	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1.35	0.8
	Empuje del terreno	1.35	0.7
	Presión del agua	1.2	0.9
	Variable	1.5	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1.1	0.9
	Empuje del terreno	1.35	0.8
	Presión del agua	1.05	0.95
	Variable	1.5	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 3-19: Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Fuente: (Código Técnico de la Edificación, Documento Básico Seguridad Estructural - DB-SE, 2009)

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
* Zonas residenciales (Categoría A)	0.7	0.5	0.3
* Zonas administrativas (Categoría B)	0.7	0.5	0.3
* Zonas destinadas al público (Categoría C)	0.7	0.7	0.6
* Zonas comerciales (Categoría D)	0.7	0.7	0.6
* Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0.7	0.7	0.6
* Cubiertas transitables (Categoría F)	⁽¹⁾		
* Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
* Para altitudes > 1000 m	0.7	0.5	0.2
* Para altitudes ≤ 1000 m	0.5	0.2	0
Viento	0.6	0.5	0
Temperatura	0.6	0.5	0
Acciones variables del terreno	0.7	0.7	0.7

⁽¹⁾ En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Tabla 3-20: Coeficientes de simultaneidad (ψ)

Fuente: (Código Técnico de la Edificación, Documento Básico Seguridad Estructural - DB-SE, 2009)

En el anexo 5, se muestra el análisis y desarrollo de las combinaciones de carga usadas en el presente proyecto, tanto para estados límite último como para servicio.

3.5. Solicitaciones

Las solicitaciones se obtendrán para la envolvente de todas las combinaciones de carga generadas bajo las cargas mencionadas con anterioridad. A continuación, se muestran las solicitaciones de un pórtico central (Eje 5), el resto del detalle de este pórtico y de los demás elementos se encuentra en el Anexo 7.

Nota: El signo negativo significa tracción y positiva compresión en fuerzas axiales

3.5.1. Pórtico Central (EJE 5)

Fuerza axial Fx

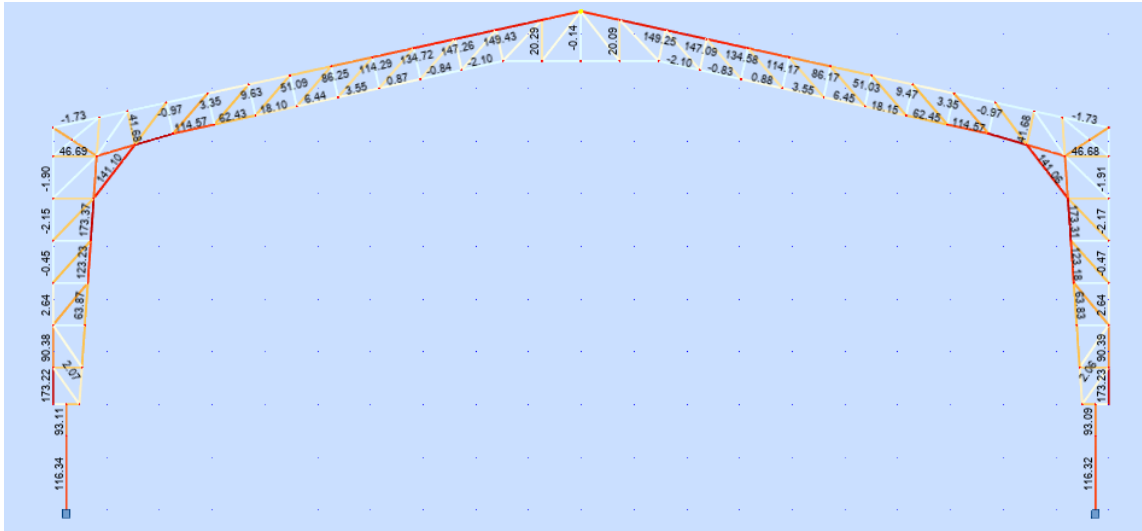


Figura 3-16: Envolvente superior (compresión) Fx

Fuente: Elaboración propia

Fuerza de corte Fy

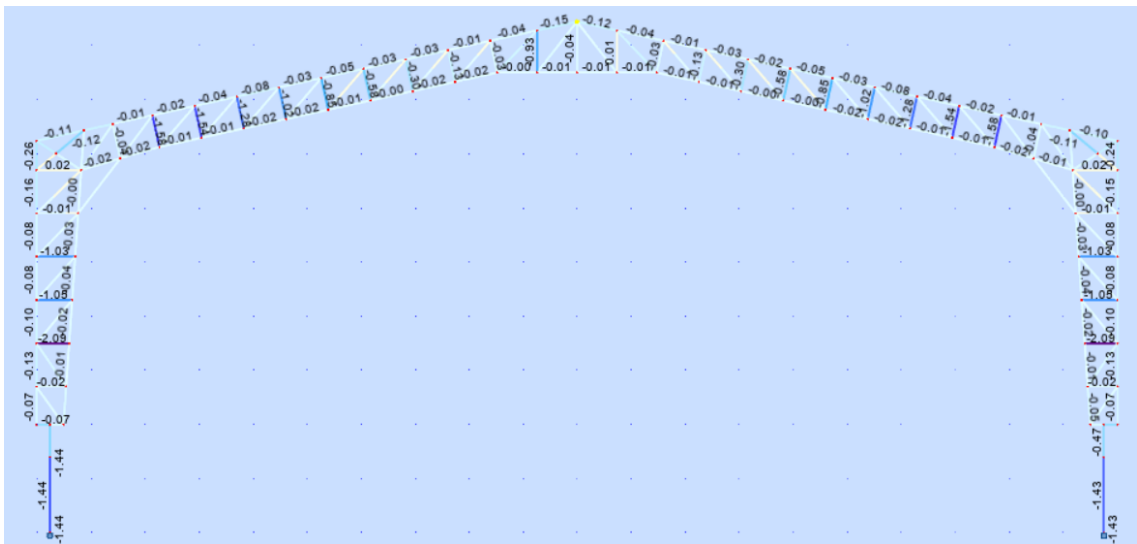


Figura 3-17: Envolvente inferior Fy

Fuente: Elaboración propia

Fuerza de corte F_z

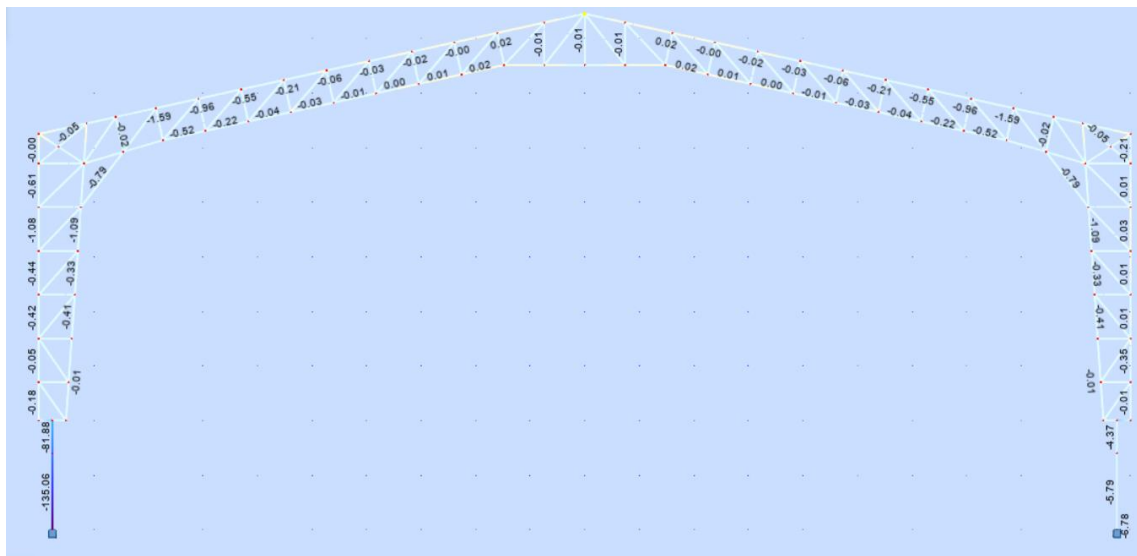


Figura 3-20: Envolvente inferior M_y

Fuente: Elaboración propia

3.6. Reacciones

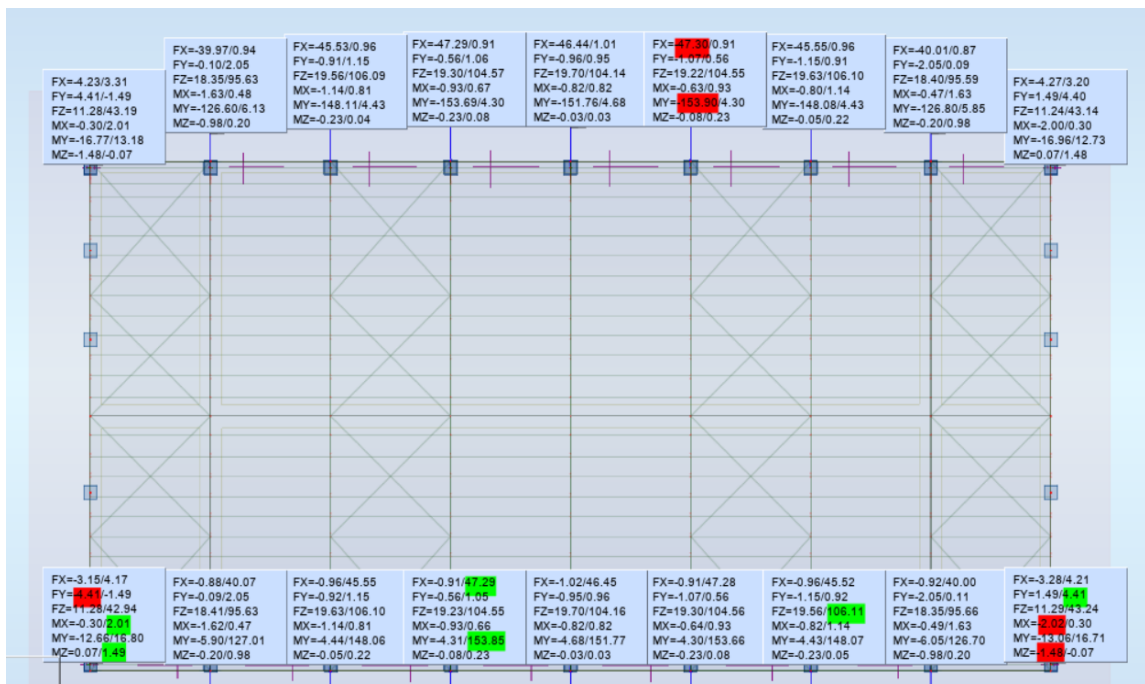


Figura 3-21: Reacciones en Estado Límite Último

Fuente: Elaboración propia

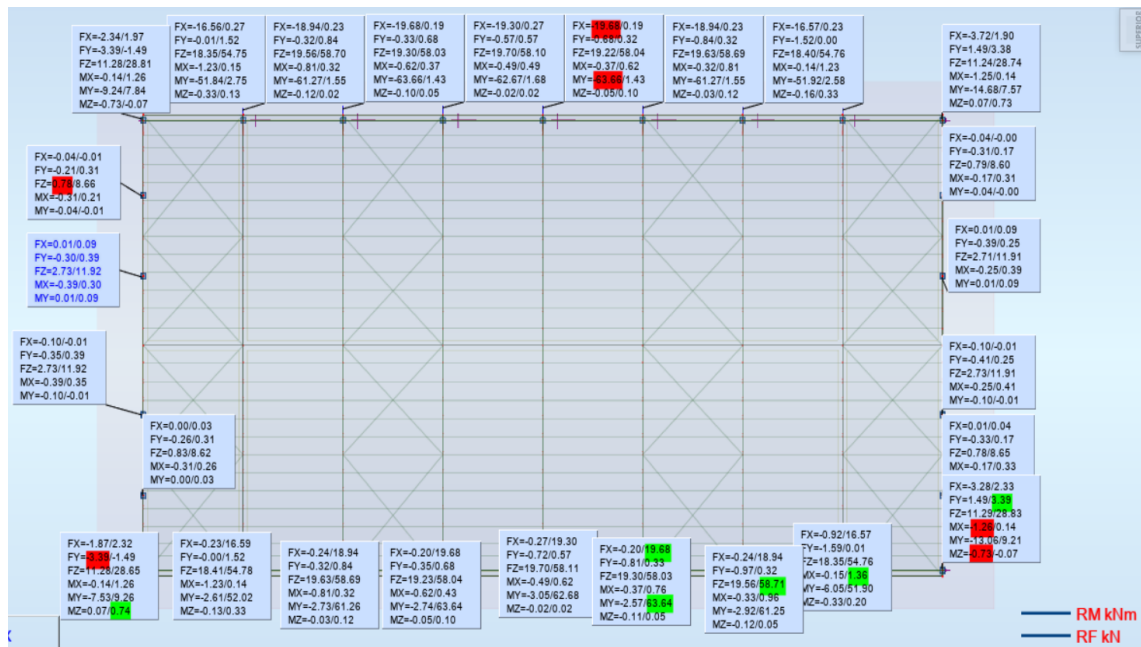


Figura 3-22: Reacciones en Estado Límite de Servicio

Fuente: Elaboración propia

3.7. Deformaciones

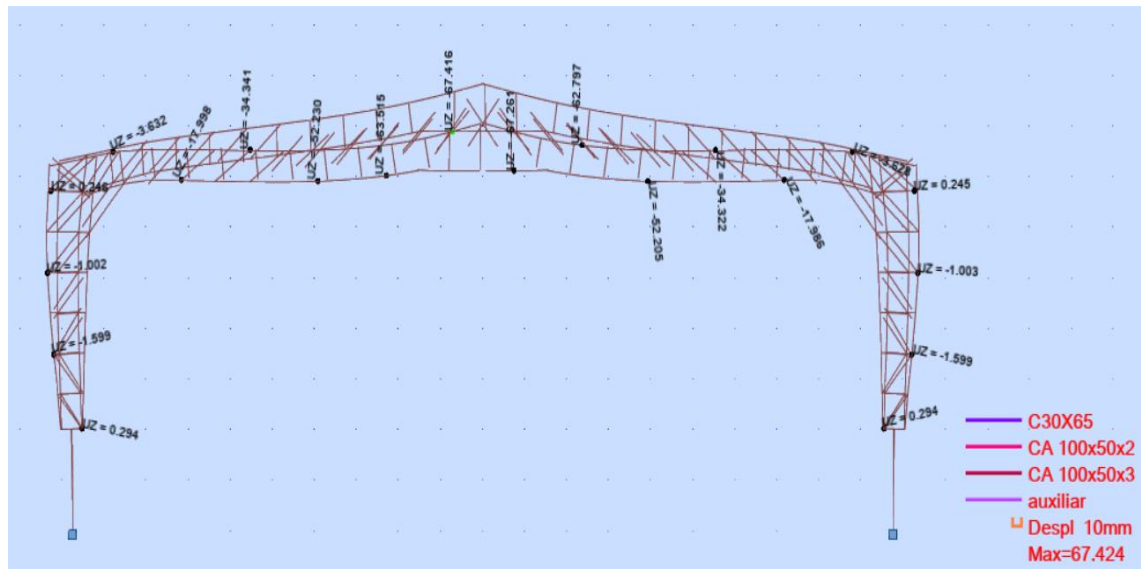


Figura 3-23: Deformaciones

Fuente: Elaboración propia

Según el artículo 4.3.3.1 del DB SE para estructuras de techo se tiene que:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{300} = \frac{20000 \text{ mm}}{300} = 66.67 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} = 60.42 \text{ mm} < 66.67 \text{ mm} \text{ cumple!}$$

3.8. Uniones soldadas

El cálculo de los cordones de soldadura en las uniones de acero consiste en determinar el espesor de garganta “a” y la longitud de los mismos en función de los esfuerzos a transmitir y la geometría de la unión, siguiendo los lineamientos dados en el DB SE–A.

La resistencia deberá ser mayor o igual al esfuerzo que solicita a la soldadura. Esta comprobación se realiza porque en este caso de estudio la longitud del cordón de soldadura está limitada al perímetro de los elementos de la unión, debiendo así comprobar que, el cordón de soldadura dispuesto es suficiente para transmitir los esfuerzos previstos.

Calculando para la unión de un perfil CA 100x50x15x2 (diagonal) con un perfil 2CA 100x50x15x2(cordón) tomando los esfuerzos críticos de la barra 769 diseño a compresión y la barra 1749 diseño a compresión.



Figura 3-24: Esfuerzo axial de compresión barra 769

Fuente: Elaboración propia

	A (mm)	B (mm)	C (mm)	t (mm)
Cordón principal	100	100	-	3
Barra diagonal	100	50	15	2
Esfuerzo axial	90.91 kN tracción 65.71 kN compresión			

Resistencia del acero 400.00 MPa

Cordón de soldadura en ángulo en todo el contorno de la barra

Cálculo

Unión soldada en ángulo, continua a lo largo del contorno de la barra

Longitud total de soldadura, obtenida del perímetro de la sección del perfil

$L_{soldadura} = 400.00 \text{ mm}$

Resistencia de la soldadura

$$F_{W,Rd} \geq N_{Ed}$$

$$F_{W,Rd} = f_y * a * L_{soldadura} \rightarrow a = \frac{N_{Ed}}{f_y * L_{soldadura}} = 0.57 \text{ mm} \quad \left. \begin{array}{l} a_{min} \geq 3 \text{ mm} \end{array} \right\} a = 3.00 \text{ mm}$$

$$F_{W,Rd} = f_y * a * L_{soldadura} = 480.00 \text{ kN} \quad \text{La soldadura es adecuada}$$

Verificando el aplastamiento local a compresión

$$R_{apl} \geq N_{Ed}$$

$$R_{apl} = f_y * t_w * b = 80.00 \text{ kN} \quad \text{La soldadura es adecuada}$$

Para las uniones en general se de todos los nudos de la estructura se adoptará el ancho de garganta $a = 5 \text{ mm}$, verificándose los requisitos de la normativa, con este espesor de garganta.

3.9. Método de cálculo y resultados

El análisis estructural se realizó a través de un modelo tridimensional utilizándose para este efecto el programa de cálculo estructural Robot Structural Analysis Professional 2023 donde se introducen las propiedades de materiales, secciones, formas

geométricas, acciones de cargas, y combinaciones de carga según los diferentes coeficientes recomendados por las normativas adoptadas. Para así obtener una estimación precisa del comportamiento estructural por el método de los Elementos Finitos.

El diseño de los distintos elementos se muestra con detalle en el Anexo 7.

A continuación, se muestra un resumen con las secciones, tanto para hormigón como para acero, adoptadas para la ejecución de la obra:

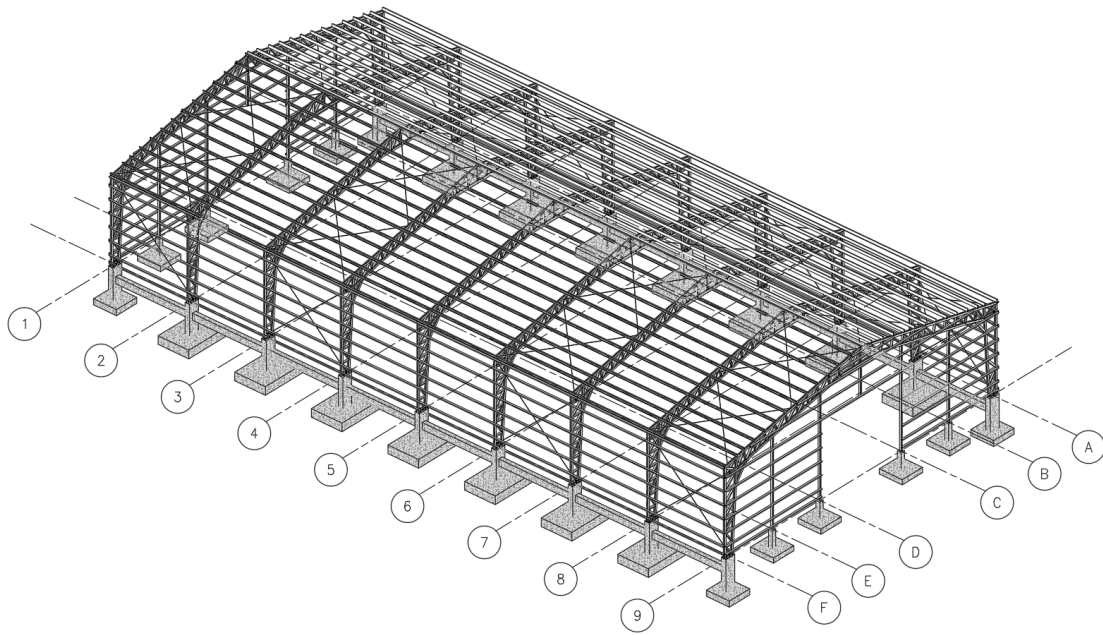


Figura 3-27: Esquema general de la Estructura de estudio

Fuente: Elaboración propia

Columnas de H°A°			
Denominación	Dimensiones		Tipo de Hormigón
	Base (cm)	Altura (cm)	
C 25x25	25	25	H -21
C 30x65	30	65	H -21
Vigas de H°A°			
Denominación	Dimensiones		Tipo de Hormigón
	Base (cm)	Altura (cm)	
V 25x40	25	40	H -21

Tabla 3-21: Resumen de las secciones para vigas y columnas

Fuente: Elaboración propia

Zapatas de H°A°				
Denominación	Dimensiones			Tipo de Hormigón
	Base (cm)	Largo (cm)	Altura (cm)	
Z 150x150x30	150	150	30	H -21
Z 150x150x35	150	150	35	H -21
Z 200x270x55	200	270	55	H -21

Tabla 3-22: Resumen de las secciones de zapatas

Fuente: Elaboración propia

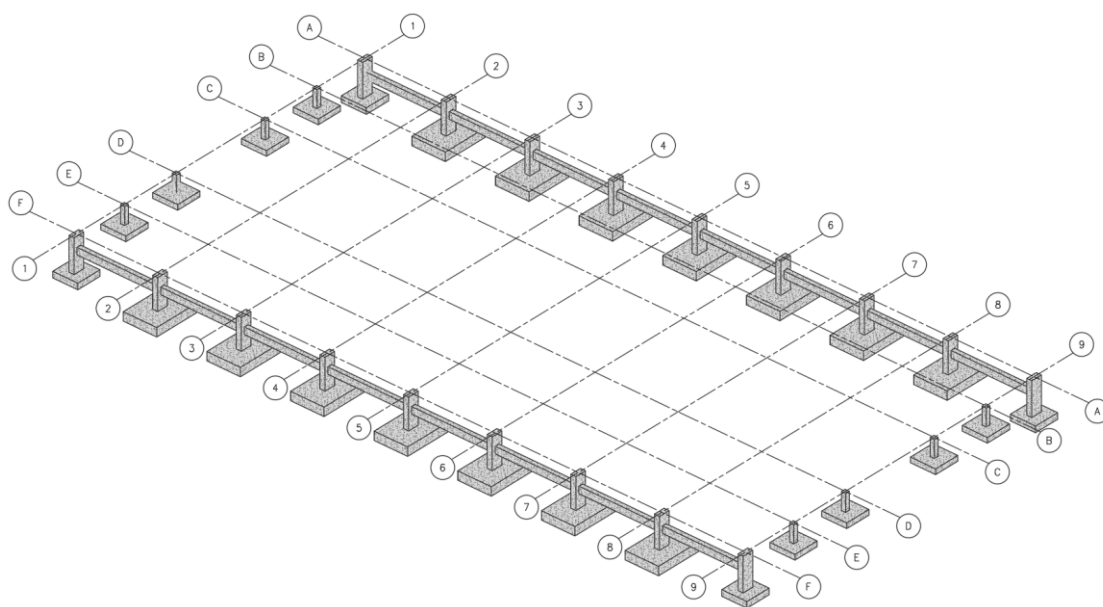


Figura 3-28: Esquema general de la disposición de las cimentaciones

Fuente: Elaboración propia

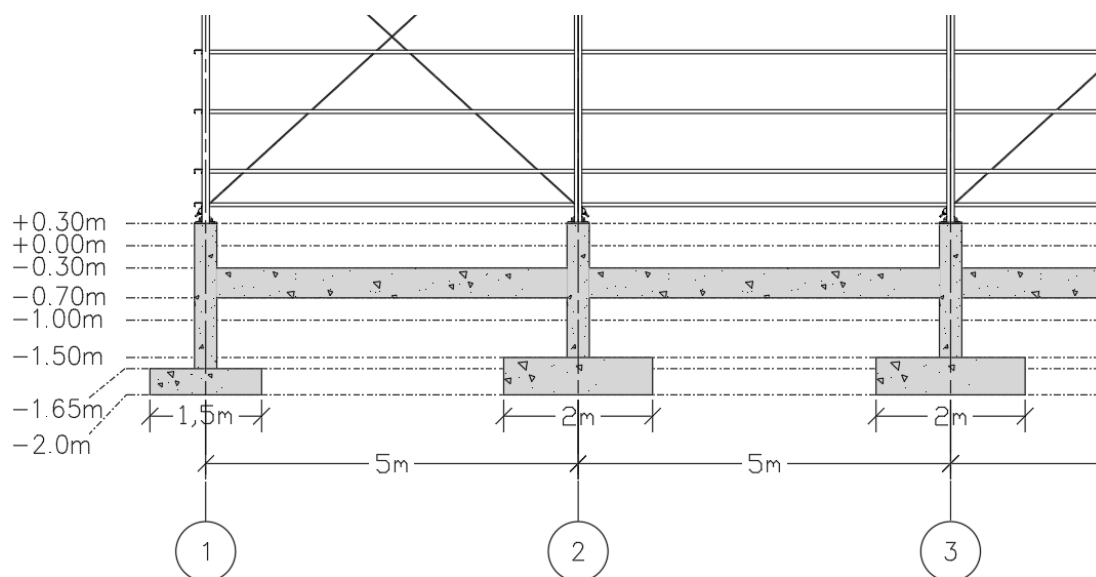


Figura 3-29: Muestra de la disposición de cimentaciones

Fuente: Elaboración propia

Denominación	Tipo	Dimensiones (mm)				Tipo de Acero	Función Estructural
		Alto	Ancho	Labio rigidizador	Espesor		
CA100x50x15x2	Costanera	100	50	15	2	A 36	Larguero Lateral Celosía
CA150x50x15x3	Costanera	150	50	15	3	A 36	Larguero Superior Correa de Cubierta
2CA100x50x15x2	Cajón	100	100	15	2	A 36	Celosía Columna de fachada
2CA100x50x15x3	Cajón	100	100	15	3	A 36	Cordón Superior Cordón Inferior

Tabla 3-23: Resumen de las secciones de acero²²

Fuente: Elaboración propia

Denominación	Dimensiones				Anclajes	
	Alto	Ancho	Espesor		Cantidad	Longitud de Anclajes
	mm	mm	mm	pulg		mm
Placa de Anclaje 1	650	300	15.88	5/8	6	400
Placa de Anclaje 2	250	250	12.7	1/2	4	400

Tabla 3-24: Resumen de las placas de anclaje

Fuente: Elaboración propia

²² Las secciones de acero fueron tomadas del catálogo de ENABOLCO presentado en el Anexo 1

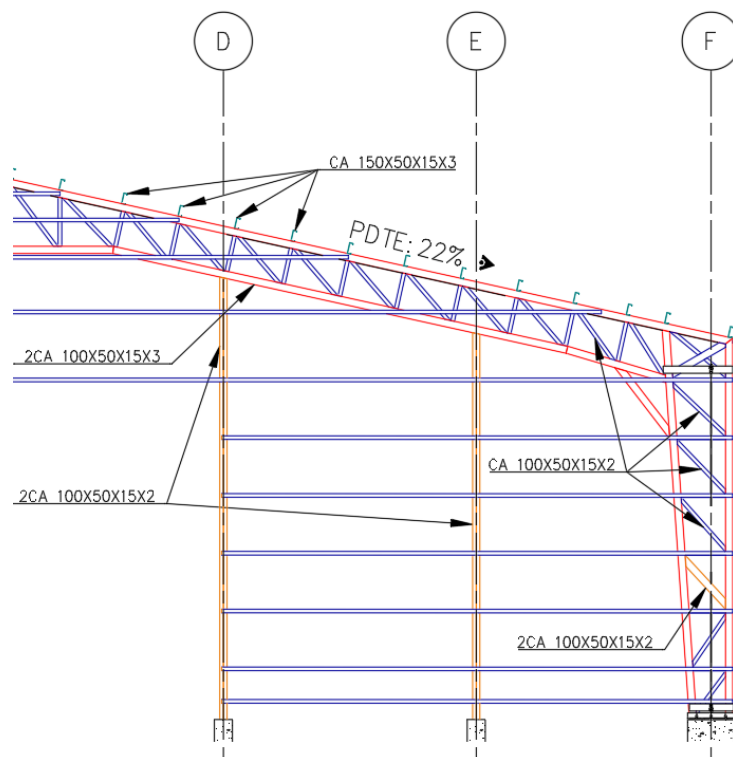


Figura 3-30: Disposición de perfiles

Fuente: Elaboración propia

Grupo de Diseño	Sección	Verificación	Ratio Demanda/Capacidad
Cordón Superior Cubierta	2 CA 100 x 50 x 15 x 3	A tracción	0,508
		A compresión	0,581
Cordón Inferior Cubierta	2 CA 100 x 50 x 15 x 3	A tracción	0,319
		A compresión	0,662
Cordón Superior Columna	2 CA 100 x 50 x 15 x 3	A tracción	0,425
		A compresión	0,638
Cordón Inferior Columna	2 CA 100 x 50 x 15 x 3	A tracción	0,325
		A compresión	0,656
Parante de Cubierta-Columna	2CA 100 x 50 x 15 x 3	A compresión	0,628
Diagonales de Cubierta	CA 100 x50 x 15 x 2	A tracción	0,407
		A compresión	0,820
Diagonales de Columna	2CA 100 x50 x 15 x 2	A tracción	0,880
		A compresión	0,777
Largueros Laterales	CA 100 x 50 x 15 x 2	Flexión Biaxial	0,350
Largueros Superiores	CA 150 x 50 x 15 x 3	Flexión Biaxial	0,781

Tabla 3-25: Resumen ratio Demanda/Capacidad

Fuente: Elaboración propia

Grupo de Diseño	Sección (cm)	Verificación	Refuerzo cm ²		Diferencia
			Manual	Software	
Columnas H°A°	65 x 30	Flexo- Compresión Cortante	13,917	14,910	6,66%
	25 x 25				
Vigas H°A°	25 x 40	Flexión Corte Torsión	3,548	3,648	2,74%
Zapatas H°A°	200 x 270 x 50	Verificación de Presiones Cortante	18,000	20,106	10,47%
			24,300	26,138	7,03%
	150 x 150 x 35	Unidireccional Punzonamiento Flexión	9,890	10,790	8,34%
	150 x 150 x 30		9,640	10,790	10,66%

Tabla 3-26: Comparativa resultados manuales vs. software

Fuente: Elaboración propia

3.10. Técnica constructiva

3.10.1. Planeación y exploración

Inmediatamente tomada la decisión de ejecutar el proyecto de nave industrial, se presta atención a los factores que puedan tener influencia en la ejecución y puedan afectar el diseño y por ende la economía planteada. Debiéndose realizar exploraciones preliminares del sitio con levantamientos topográficos y fotogramétricos, además de estudios preliminares parciales de las condiciones de cimentación en el subsuelo por medio de perforaciones y/o excavaciones a cielo abierto. Otros factores influyentes son las instalaciones de transporte, el suministro de servicios básicos a nivel industrial y otras de índole particular. Se debe tomar en cuenta también el drenaje, orientación con respecto a los vientos predominantes, disposición y manejo de residuos, condiciones de iluminación, además de hacer hincapié en la necesidad cada vez más importante de maximizar la eficiencia energética.

3.10.2. Fabricación, adquisición de materiales y control de calidad

Al momento de ejecutar un diseño de acero estructural o edificación mixta en este caso, al cotizar y obtener el material, este debe cumplir con las especificaciones dadas por las normativas en las cuales se respalda el diseño

Es necesario comprobar con pruebas de laboratorio la calidad de cada lote de materiales. Se debe optar por el proveedor que ofrezca mayores y mejores ventajas en cuanto a calidad del producto, propuesta económica, servicio de venta y post venta además de un asesoramiento continuo del material adquirido ya sea por parte del fabricante o del representante.

Es conveniente consultar y verificar experiencias obtenidas en el medio local del uso del material, para avalar el proceso de fabricación.

Para la adquisición de los materiales hay que asegurar un adecuado acopio y manejo de los mismos tomando en cuenta los tiempos de entrega y recomendaciones de los proveedores y manufactura.

Un adecuado control de calidad de los materiales empleados, probetas de control, ensayos de tracción, pruebas de líquidos penetrantes y otros, deben asegurar el cumplimiento de las normativas adoptadas en el diseño.

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, que puedan provocar fallas por pandeo, las juntas de soldadura deben quedar con el acabado correcto. En miembros a compresión no se debe permitir desviaciones mayores a un milésimo de la entrada entre puntos que están soportados lateralmente en la estructura terminada. Los cortes en el material de acero deben ser realizados con cizallas, sierra o sopletes, estos últimos deben hacerse preferencialmente a máquina.

Al salir del taller las piezas de acero deben ser correctamente identificadas para su posterior armado y montaje de acuerdo con los planos.

3.10.3. Montaje de la estructura

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte, descarga del material y durante el montaje se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos indeseados o excesivos. En caso de haber algún daño por deformación, las piezas deben ser evaluadas, reparadas o repuestas antes de continuar con el montaje. Es necesario que el terreno este lo suficientemente compactado y con suficiente espacio para realizar las maniobras necesarias.

El montaje de los pórticos y los elementos estructurales con perfiles de acero deben ser realizados por personal capacitado y con experiencia para asegurar la integridad de los elementos.

La forma del montaje es indicada por el ingeniero a cargo dependiendo esta del peso de la estructura, de los recursos disponibles y de su envergadura. En el presente caso de estudio se opta por la elevación por partes de la estructura, estas serán armadas por módulos para facilitar su izaje, garantizando así un mejor rendimiento de la mano de obra y un mayor control, se emplazaran primero las columnas asegurando la verticalidad y orientación de las mismas, disponiendo de la correcta unión a los anclajes

con las columnas de H^aA^a para luego izar el resto de la estructura de cubierta y asegurar su unión mediante la soldadura de los elementos correspondientes, se pueden usar puntales telescópicos y andamios de apoyo para afirmar la estructura durante el proceso de ensamblado. Los largueros laterales y las correas de cubierta aportan a la rigidez y fijación del izaje de tramo a tramo.

El correcto desarrollo del proceso de montaje e izado de la estructura evitara la producción de esfuerzos adicionales a los calculados en la etapa de diseño en ningún elemento, debido a que en esta etapa se cuenta solo con el peso propio de la estructura

3.10.4. Protección de la estructura

Al tratarse de una estructura principalmente conformada por miembros de acero es indispensable proteger la superficie de las mismas de la corrosión.

Concluida la inspección de las piezas antes de salir del taller, estas deben ser limpiadas con cautela con cepillo de acero para eliminar escorias del laminado, óxidos u otra materia extraña de la superficie, en caso de tener manchas de aceite o grasas, estas deben ser removidas por medio del uso de solventes adecuados, para que pueda aplicarse una capa de pintura anticorrosiva adecuada sobre una superficie limpia y seca, usando brochas, pistolas de aire, rodillos o por inmersión.

Debe tenerse en cuenta que los elementos estructurales de acero una vez montados en su posición deben pasar por una etapa de inspección para evitar el posterior deterioro de las mismas por fallas en la etapa de montaje.

3.10.5. Instalación de servicios

El ingeniero encargado conjuntamente con el arquitecto o los consultores especializados en las diferentes instalaciones como ser la calefacción, transporte, iluminación, comunicación, ventilación, sonido y demás servicios de la nave industrial, deben tener especial cuidado que el diseño estructural no perjudique la funcionalidad de la estructura.

La ubicación del alumbrado eléctrico conductos de calefacción, conductos de desagüe, tubería de gas y otras instalaciones pertinentes, deben determinarse respetando el criterio de diseño estructural para evitar futuros cambios en el diseño.

3.10.6. Mantenimiento de la estructura

El mantenimiento de la estructura es un requisito de mucho interés para garantizar la vida útil deseada de la obra; en el diseño se deben evitar lugares donde se pueden acumular la suciedad o cualquier otra sustancia, el agua u otro líquido nocivo, además de proporcionar acceso a todas las partes de la estructura que requieran inspecciones y retoques durante la vida útil.

El mantenimiento de la estructura precisará de una organización responsable integrada por personal calificado, que se hagan cargo del mantenimiento periódico de la estructura sobre la base de un plan elaborado para este fin. Para este fin suele ser común el uso de maquinarias y equipos de distinta naturaleza y capacidad de acuerdo a requerimientos del mantenimiento y reparaciones que precise la estructura de manera global. (Castillo, 2009)

3.11. Costos y presupuesto

La elaboración del presupuesto se realiza con base en los planos del diseño del proyecto “*Diseño estructural de una nave industrial metálica, para el parque industrial de la ciudad de Tarija*”, mostrados en el Anexo 9.

3.11.1. Análisis de precios unitarios

Para el análisis de precios unitarios, los costos de los materiales, mano de obra y la maquinaria necesaria para la construcción de la estructura para una nave industrial, serán detallados a continuación con sus respectivas unidades

Materiales

Alambre de amarre	12.00 bs/kg
Angular 1"x 1/8" (barra 6m)	10.94 bs/m
Angular 3x3x1/4	47.78 bs/m

Arena común	120.72 bs/m ³
Calamina plana N° 28	53.00 bs/m ²
Cemento portland	0.94 bs/kg
Clavos	12.50 bs/kg
Electrodos	22.00 bs/kg
Estuco	0.68 bs/kg
Fierro corrugado	8.80 bs/kg
Fierro liso 1/2" 12mm	9.26 bs/m
Grava común	120.72 bs/m ³
Madera de construcción	8.00 bs/pie ²
Paneles de 5 grecas de 50 mm	380.55 bs/pza
Perfil costanera 100x50x15x2	35.92 bs/m
Perfil costanera 150x50x15x3	44.12 bs/m
Perfil cajón 100x100x15x2	71.83 bs/m
Perfil cajón 100x100x15x3	86.20 bs/m
Perno 3/4" grado 60 l=450 mm	32.00 bs/pza
Perno de gancho con arandela de goma	1.82 bs/pza
Pernos 1/2"	2.00 bs/pza
Pintura anticorrosiva	42.28 bs/l
Plancha de acero 16 mm	1137.00 bs/m ²
Tornillo autotaladrante de 100 mm	4.45 bs/pza
Tornillo autotaladrante de 50 mm	2.80 bs/pza
Tuerca 3/4" + volanda	2.50 bs/pza
Mano de obra	
Albañil	20.50 bs/hr
Armador	20.50 bs/hr
Ayudante	15.00 bs/hr
Alarife	14.00 bs/hr
Encofrador	20.50 bs/hr

Soldador	20.50 bs/hr
Topógrafo	26.00 bs/hr
Especialista	23.00 bs/hr

Maquinaria

Camión grúa mediano	280.00 bs/hr
Compactador manual saltarín	30.00 bs/hr
Retroexcavadora	230 bs/hr
Volqueta 4m ³	160 bs/hr
Máquina de soldar	22.00 bs/hr
Mezcladora	22.00 bs/hr
Vibradora de inmersión	15.00 bs/hr

Los datos y porcentajes, así como el método de cálculo, se encuentran definidos en el formulario de análisis de precios unitarios (Formulario B-2) de acuerdo al documento base de contratación para contratación de obras, del sistema de administración de bienes y servicios del ministerio de economía y finanzas públicas del estado plurinacional de Bolivia

DATOS GENERALES						
Proyecto:						
Actividad:						
Cantidad:						
Unidad:						
Moneda:		Bs				
1.-	MATERIALES	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total	
		TOTAL MATERIALES:				0.00
2.-	MANO DE OBRA	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total	
		SUBTOTAL MANO DE OBRA:				0.00
		CARGAS SOCIALES (57.00% de SUBTOTAL MANO DE OBRA)				0.00
		IMPUESTOS IVA (14.94% de SUBTOTAL MANO DE OBRA+CARGAS SOCIALES)				0.00
		TOTAL MANO DE OBRA:				0.00
3.-	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total	
		HERRAMIENTAS (5.00% de TOTAL MANO DE OBRA)				0.00
		TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				0.00
4.-	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
		GASTOS GENERALES (12.00% de 1 + 2 + 3)				0.00
		TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:				0.00
5.-	UTILIDAD					
		UTILIDAD (10.00% de 1 + 2 + 3 + 4)				0.00
		TOTAL UTILIDAD:				0.00
6.-	IMPUESTOS					
		IMPUESTOS IT (3.09% de 1 + 2 + 3 + 4 + 5)				0.00
		TOTAL IMPUESTOS:				0.00
		TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):				0.00

Tabla 3-27: Formulario B-2, Análisis de Precios Unitarios

Fuente: Ministerio de Economía y Finanzas Públicas, Estado Plurinacional de Bolivia

A continuación, se muestra un resumen del presupuesto general y costo de cada actividad del proyecto. El análisis de los precios unitarios se desglosa en el Anexo 8: Costos y Presupuestos

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (Bs)	COSTO PARCIAL (Bs)
1	REPLANTEO Y TRAZADO	m ²	800.00	4.78	3,820.73
2	EXCAVACION 0-2m SUELO SEMI DURO	m ³	205.92	148.99	30,679.95
3	RELLENO Y COMPACTADO CON TIERRA COMUN	m ³	143.34	69.96	10,027.49
4	BASE DE HORMIGON POBRE	m ³	5.64	1,096.34	6,186.65
5	HORMIGON ARMADO ZAPATAS	m ³	50.99	3,873.02	197,465.70
6	HORMIGON ARMADO COLUMNAS	m ³	7.63	4,510.16	34,405.75
7	HORMIGON ARMADO VIGAS DE ARRIOSTRE	m ³	8.27	4,210.52	34,829.45
8	ANCLAJES TIPO 1	Pza.	18.00	1,096.53	19,737.61
9	ANCLAJES TIPO 2	Pza.	8.00	588.45	4,707.59
10	PORTICO ESTRUCTURA METALICA	Pza.	9.45	16,626.56	157,121.00
11	COLUMNAS METÁLICAS PERFIL CAJON	m	52.02	458.48	23,849.01
12	TENSORES DE D=12mm (FIERRO LISO)	m	343.22	41.77	14,335.65
13	CERRAMIENTOS CON PANELES DE 5 GRECAS DE 50 mm	m ²	1,538.60	652.87	1,004,511.22
14	CUMBRERA CALAMINA PLANA N°28	m	40.00	105.97	4,238.95
15	LARGUEROS	m	951.37	96.39	91,698.82
16	CORREAS	m	1,120.00	106.80	119,617.05
COSTO TOTAL DEL PROYECTO (Bs)					1,757,232.60
UN MILLON SETECIENTOS CINCUENTA Y SIETE MIL DOSCIENTOS TREINTA Y DOS 60/100					

Tabla 3-28: Presupuesto general

Fuente: Elaboración propia

El precio total incluyendo los impuestos de ley pertinentes, beneficios sociales, gastos administrativos y utilidades es de 1,757,232.60 un millón setecientos cincuenta y siete mil doscientos treinta y dos 60/100 bolivianos o expresado en dólares americanos el costo de la estructura es de 252,475.95 \$us doscientos cincuenta y dos mil cuatrocientos setenta y cinco 95/100 dólares americanos, con un tipo de cambio de 6.96 Bs/\$us, seis con noventa y seis bolivianos por dólar americano.

Tomando en cuenta el área cubierta por la estructura, se puede inferir lo siguiente:

$$\frac{\text{Costo}}{m^2} = \frac{\text{precio total}}{\text{área total}} = \frac{1\,757\,232.60}{800} = 2\,196.54 \frac{Bs}{m^2} \cong 315.60 \frac{\$us}{m^2}$$

El costo por metro cuadrado de construcción sería equivalente a dos mil ciento noventa y seis 54/100 bolivianos. o trescientos quince 60/100 dólares americanos.

En el Anexo 9 se presentan los distintos planos, cortes y referencias que fueron la base de esta estimación de presupuesto.

3.12. Planeamiento y cronograma de ejecución

El replanteo y trazado de la obra se refiere a ubicar y marcar en el terreno de construcción los ejes principales, paralelos y perpendiculares señalados en los planos del proyecto, así como los límites del mismo, se realiza con materiales simples como estuco, alambre, clavos y madera de construcción con un topógrafo, un albañil y su ayudante teniendo un rendimiento estimado de 0.07 h/m².

Excavación en terreno semiduro, esta actividad comprende las excavaciones ejecutadas correspondientes a las fundaciones y vigas de arriostre hasta la profundidad, indicada en los planos, para garantizar la estabilidad de la construcción, se prevé el uso de retroexcavadora y un ayudante para la ejecución de esta actividad.

Relleno y compactado con tierra común, esta actividad se desarrolla rellenando las excavaciones con la misma tierra obtenida de la excavación realizándose en capas de 15 cm realizando la compactación con un apisonador manual. El rendimiento asumido es de 0.5 h/m³.

La provisión y colocación de los anclajes requiere de un maestro metalúrgico y un ayudante, teniendo esta como objetivo el ensamblado, colocación y nivelación de la placa de anclaje para que esté listo para recibir el resto de la superestructura, este trabajo demora una hora en su ejecución.

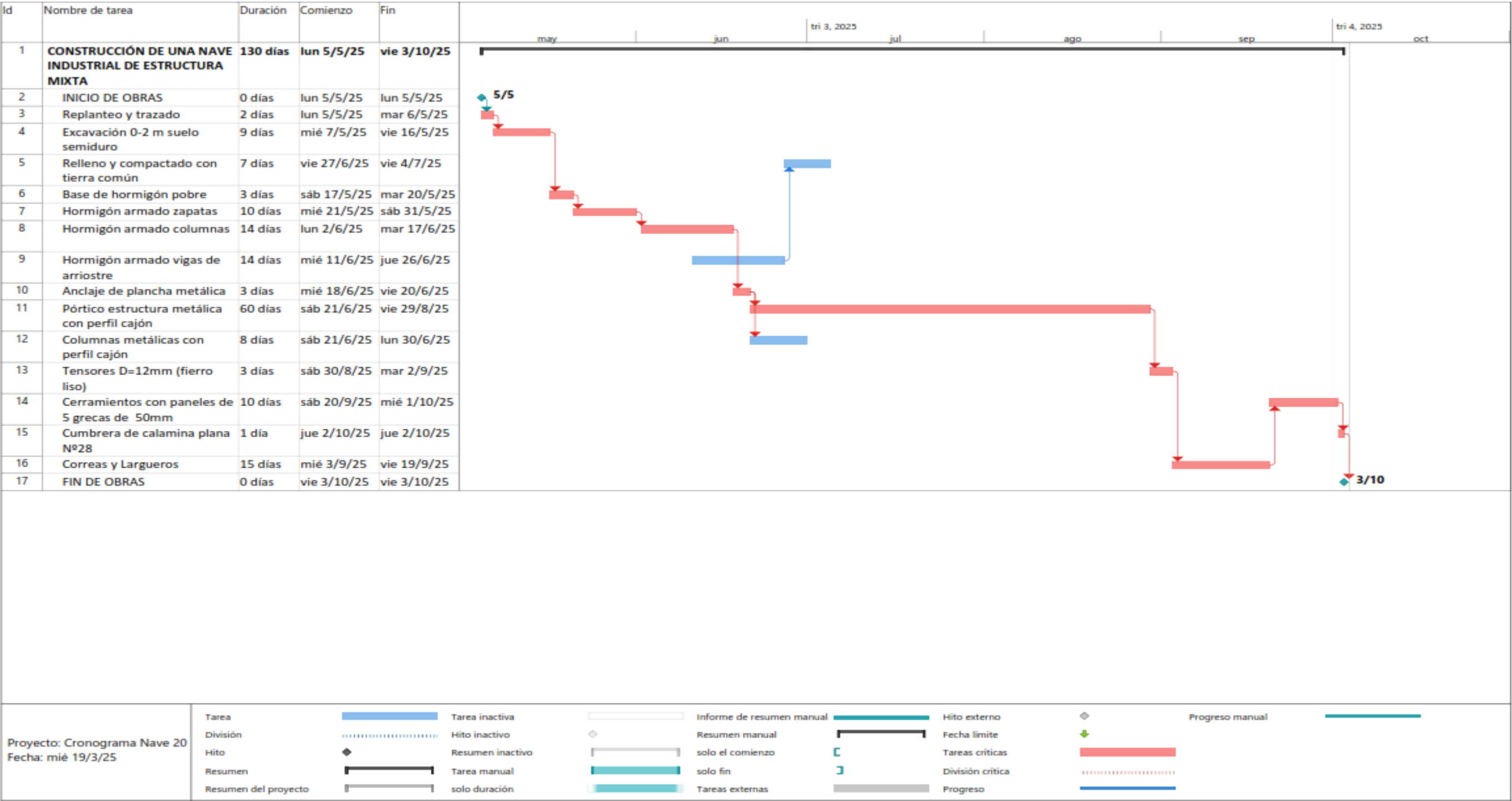
El armado y ensamblado de la superestructura metálica de la nave industrial tiene lugar en taller o en el terreno en un lugar debidamente adaptado para ello, para calcular el rendimiento se asume que la cuadrilla de trabajo está conformada por un maestro metalúrgico y dos ayudantes, el armado es de 0,83 horas por metro cuadrado, asegurando la posición y tamaño de las piezas según planos, el proceso debe ser supervisado por un ingeniero.

El montaje o izado de la estructura se ejecuta mecánicamente con la ayuda de elementos de elevación como camiones grúa, guinches o tecles. El presente proyecto dispondrá de un camión grúa mediano con capacidad hasta seis toneladas operado por personal capacitado, que ira erigiendo los pórticos uno a uno acompañado de andamios para asegurar la estabilidad de los mismos. El personal auxiliar estará compuesto por dos maestros soldadores ($0,10 \text{ h/m}^2$) con sus respectivos ayudantes ($0,20 \text{ h/m}^2$), un ingeniero ($0,025 \text{ h/m}^2$) encargado de supervisión y un topógrafo ($0,05 \text{ h/m}^2$) con equipo de precisión (estación total o nivel $0,05 \text{ h/m}^2$)

Colocación de la cubierta y los cerramientos laterales se realiza con los métodos tradicionales, con andamios móviles o alguna estructura auxiliar para el tránsito de los obreros y el traslado de los materiales.

La fijación de los elementos de cerramiento (cubierta y paneles laterales, frontales y posteriores) a los elementos estructurales se realiza a través de tornillería auto taladrante hacia las correas y largueros laterales. Se estima que el obrero encargado de la colocación tendrá un rendimiento de 0,6 horas por metro cuadrado.

Con los anteriores datos y apoyados en la lógica secuencial del desarrollo de las actividades se obtiene que la duración estimada de la construcción es de 130 días.



4. CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- El ensayo de suelos realizado determinó realizar las fundaciones a una profundidad de 2.00 metros, tomando una resistencia admisible del suelo de 1.70 kg/cm^2 .
- Los parantes añadidos al modelo arquitectónico se diseñaron a compresión, únicamente para maximizar la eficacia de la transmisión de esfuerzos entre la celosía de cubierta y las columnas, obteniendo parantes de perfil cajón 2CA 100x100x15x3 mm.
- Con el estudio realizado, se logró diseñar una estructura configurada por nueve pórticos conformados a su vez, por armaduras en celosías y columnas trianguladas de perfiles conformados en frío, espaciados cada cinco metros, cubriendo una luz de 20 m y una profundidad de 40 m. Con columnas metálicas apoyadas sobre pedestales de hormigón armado sobresaliendo 30 cm de la cota 0.00 m, unidos mediante placas y pernos de anclaje; dichos pedestales descargan las solicitaciones a zapatas aisladas centradas con vigas de arriostre.
- Se realizó un cambio de dirección en las diagonales de las celosías con el propósito de mejorar la distribución de esfuerzos, logrando así un diseño más eficiente.
- Se determinó una sección de 25 cm por 40 cm para las vigas de arriostre ubicadas en los lados de mayor luz de la estructura.
- Las columnas se diseñaron para secciones de: 25 cm por 25 cm y 30 cm por 65 cm.
- El diseño se realizó siguiendo las normativas NB 1225003-1:2022 Acciones sobre las estructuras – Acción del Viento; Documento Básico de Seguridad Estructural; Acero y Acciones en las Edificaciones 2019 (DB SE; DB SE – A y DB SE – AE) y los Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural ACI 318 2019

- Se definió un sistema de contraventeo basado en cruces de San Andrés de fierro liso de 12 mm de diámetro.
- La carga de viento tomada para el diseño es de 76 km/h que corresponde un viento clasificado como un “Temporal Fuerte”. Dicha carga viene indicada en la NB 1225003-1:2022 Acciones sobre las estructuras – Acción del Viento, para la región de Tarija
- Las acciones de viento usadas para el diseño y evaluación estructural fueron generadas a través del simulador de túnel de viento del software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023.
- El uso del software de diseño, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023, permitió acelerar y facilitar el trabajo de, evaluación y diseño estructural. Sin embargo, es menester contar con el “criterio ingenieril” tanto para seleccionar los parámetros de desarrollo estructural, así como para la evaluación de los resultados obtenidos. El software es solo una herramienta más que debe ser usada con responsabilidad.
- Las uniones de los elementos del pórtico en celosía son uniones soldadas, con electrodo E6013 SMAW, que cubren el total de la longitud de conexión. Con un espesor de garganta mínimo de 3 mm.
- En el país existen varias empresas dedicadas a la comercialización de perfiles conformados en frío, tanto en medidas estándar como también con la posibilidad de fabricación de perfiles personalizados, en el presente proyecto se decidió usar los catálogos de la Empresa Nacional Boliviana Constructora (ENABOLCO).

4.2.RECOMENDACIONES

- El perfil de viento diseñado para el uso del simulador de túnel de viento debe de ser por lo menos del doble de la altura del edificio en estudio, para asegurar mayor fiabilidad de los resultados.

- Al modelar la estructura se recomienda siempre buscar la simetría de los elementos estructurales, para facilitar el análisis la función estructural de los elementos y la fabricación de los mismos.
- Se recomienda verificar los catálogos base de diseño del software, confirmando la disponibilidad de los perfiles en nuestro medio, la posibilidad de manufactura o la creación de un catálogo personalizado que contenga los perfiles que se ofrecen en nuestro medio.
- Se recomienda que los pórticos, vigas y columnas en celosía sean construidos en taller, para luego ser trasladados a obra por partes, para asegurar un mejor control de ejecución de los mismos.
- El montaje de los pórticos debe ser supervisado por un ingeniero y un topógrafo, con equipos de precisión para asegurar la verticalidad (correcta posición) y el correcto distanciamiento de los mismos.
- Los arranques de columna de la estructura metálica deben estar por encima del nivel de piso para evitar su deterioro por humedad o derrame de sustancias, con el fin de facilitar su mantenimiento e inspección.
- Se recomienda hacer un riguroso control en los agregados, granulometría, contenido de humedad, pesos unitarios y otros pertinentes, para asegurar la obtención de un hormigón apto para el trabajo de la estructura.
- Los materiales, como el acero, deben ser respaldados por pruebas de laboratorio y garantías de los proveedores.
- Se debe contar con personal capacitado y con experiencia para asegurar la integridad de los elementos fabricados, además de los equipos necesarios para su fabricación y montaje.
- Durante el montaje se debe tener establecido un claro flujo de trabajo para asegurar la eficiencia y seguridad del proceso.
- Se recomienda que las soldaduras sean realizadas usando el electrodo E6013 SMAW en puntos de 5 cm de longitud, distanciados entre si 25 cm. En la parte

inferior de las secciones cajón (2CA) se debe intercalar la costura de soldadura respecto de la superior²³.

- Las soldaduras en los perfiles cajón deben ser examinadas con las pruebas necesarias (prueba de líquidos penetrantes) para asegurar el correcto comportamiento estructural.
- La ejecución del proyecto debe ser supervisada y dirigida en todo momento por un ingeniero entendido en el rubro.
- Se recomienda elaborar un plan de mantenimiento, el cual garantice inspecciones periódicas y formas de mantenimiento adecuadas a los distintos elementos de la estructura.
- El apoyo de las correas sobre los pórticos, se asegurará mediante uniones soldadas, empleando un cordón por cada lado de la correa con el máximo espesor que permita la unión.

²³ Ver el plano 21: Perfiles utilizado/Detalle tensor