

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

**Comparación del comportamiento estructural de una cúpula metálica
y de concreto de grandes luces en Pasco, 2024**

Para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Bach. Jhon Richard LLANA FERNANDEZ

Asesor:

Dr. Luis Alberto PACHECO PEÑA

Cerro de Pasco – Perú – 2025

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

**Comparación del comportamiento estructural de una cúpula metálica
y de concreto de grandes luces en Pasco, 2024**

Sustentada y aprobada ante los miembros del jurado:

Mg. Jose German RAMIREZ MEDRANO
PRESIDENTE

Mg. Lucio ROJAS VITOR
MIEMBRO

Mg. Issac Neil Ubaldo CORNELIO MUÑOZ
MIEMBRO



**Universidad Nacional Daniel Alcides
Carrión Facultad de Ingeniería
Unidad de Investigación**

INFORME DE ORIGINALIDAD N° 197-2024-UNDAC/UIFI

La Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión en mérito al artículo 23° del Reglamento General de Grados Académicos y Títulos Profesionales aprobado en Consejo Universitario del 21 de abril del 2022, La Tesis ha sido evaluado por el software antiplagio Turnitin Similarity, que a continuación se detalla:

Tesis:

Comparación del comportamiento estructural de una cúpula metálica y de concreto de grandes luces en pasco, 2024

Apellidos y nombres del tesista:

Bach. LLANA FERNANDEZ, Jhon Richard

Apellidos y nombres del Asesor:

Dr. PACHECO PEÑA, Luis Alberto

Escuela de Formación Profesional

Ingeniería Civil

Índice de Similitud

17 %

APROBADO

Se informa el Reporte de evaluación del software similitud para los fines pertinentes:

Cerro de Pasco, 7 de octubre del 2024



Firmado digitalmente por SRE-204
CACERES Reynaldo FAU
20154603046 soft
Número Total de copia del documento:
Fecha: 07/10/2024 03:40:06 -05:00

DEDICATORIA

A mi madre Julia Fernández León, que es el motor y motivo para llegar a este momento muy especial en mi vida.

Y a toda mi familia por su apoyo incondicional, que con sus sabios consejos me enseñaron a nunca rendirme.

AGRADECIMIENTO

- A Dios por brindarme fortaleza para no caer ante las adversidades en este largo camino de la vida universitaria.
- A los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil, los cuales han contribuido con sus enseñanzas en mi formación profesional.
- A todas las personas y amigos que formaron parte en la realización de este trabajo.

RESUMEN

El diseño y análisis de estructuras de grandes luces, como las cúpulas, es un desafío técnico significativo debido a las exigencias en términos de resistencia, durabilidad y costos. Esta investigación tiene como objetivo comparar el comportamiento estructural de una cúpula metálica y una de concreto en grandes luces, bajo las condiciones climáticas extremas y de alta altitud de la región de Pasco, Perú. Se empleó un enfoque cuantitativo basado en modelado y simulación estructural utilizando herramientas avanzadas como SAP2000 y Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Estas herramientas permitieron evaluar parámetros como el esfuerzo máximo, los desplazamientos, las cargas de viento, nieve y sismo, así como la resistencia de los materiales. El diseño conceptual y el análisis estructural siguieron las normativas técnicas nacionales e internacionales, incluidas las Normas Técnicas Peruanas E.020 y E.030. Los resultados indicaron que las cúpulas metálicas ofrecen ventajas en términos de flexibilidad y capacidad para absorber energía frente a cargas dinámicas, como las generadas por sismos. Por otro lado, las cúpulas de concreto demostraron mayor resistencia frente a cargas estáticas y un menor costo de mantenimiento a largo plazo. Además, el análisis económico reveló que las cúpulas metálicas son más costosas durante la etapa de construcción inicial, pero su ligereza facilita procesos constructivos más rápidos. Este estudio aporta información valiosa para ingenieros civiles y diseñadores, proporcionando criterios técnicos y económicos para seleccionar el material más adecuado según las condiciones del proyecto. Asimismo, se destaca la importancia de integrar herramientas de simulación estructural en el diseño de proyectos arquitectónicos complejos.

Palabras clave: Cúpula metálica, cúpula de concreto, análisis estructural, grandes luces, simulación.

ABSTRACT

The design and analysis of large span structures, such as domes, is a significant technical challenge due to the demands in terms of strength, durability and cost. The objective of this research is to compare the structural behavior of a metal dome and a large span concrete dome under the extreme climatic and high altitude conditions of the Pasco region, Peru. A quantitative approach based on structural modeling and simulation was employed using advanced tools such as SAP2000 and Autodesk Robot Structural Analysis Professional. These tools allowed the evaluation of parameters such as maximum stress, displacements, wind, snow and seismic loads, as well as the strength of the materials. The conceptual design and structural analysis followed national and international technical standards, including the Peruvian Technical Standards E.020 and E.030. The results indicated that metallic domes offer advantages in terms of flexibility and capacity to absorb energy in the face of dynamic loads, such as those generated by earthquakes. On the other hand, concrete domes demonstrated higher resistance to static loads and lower long-term maintenance costs. In addition, the economic analysis revealed that metal domes are more expensive during the initial construction stage, but their light weight facilitates faster construction processes. This study provides valuable information for civil engineers and designers, providing technical and economic criteria for selecting the most suitable material according to project conditions. It also highlights the importance of integrating structural simulation tools in the design of complex architectural projects.

Keywords: Metal dome, concrete dome, structural analysis, long spans, simulation.

INTRODUCCIÓN

El diseño y la construcción de estructuras de grandes luces han sido un desafío constante en la ingeniería civil, especialmente cuando se busca optimizar el comportamiento estructural, la economía y la sostenibilidad. En este contexto, las cúpulas metálicas y las de concreto representan dos enfoques fundamentales, cada una con sus propias ventajas y limitaciones. La elección entre estas dos soluciones estructurales puede influir significativamente en el rendimiento, la durabilidad y el costo total de la obra.

Esta tesis se centra en la Comparación del comportamiento estructural de una cúpula metálica y de concreto de grandes luces en Pasco, 2024, con el objetivo de proporcionar una evaluación integral que permita entender mejor las implicancias de cada tipo de estructura en un contexto específico. La región de Pasco, con sus características geográficas y climáticas particulares, ofrece un escenario ideal para este estudio comparativo.

Las cúpulas metálicas, conocidas por su ligereza y capacidad para cubrir grandes luces sin necesidad de soportes intermedios, se contrastan con las cúpulas de concreto, que destacan por su robustez y capacidad de resistencia a cargas pesadas. A pesar de estos beneficios, ambos tipos de cúpulas enfrentan desafíos específicos que afectan su desempeño, como la influencia de las condiciones ambientales, la interacción con el terreno y los costos asociados a su construcción y mantenimiento.

En este trabajo se explorarán los aspectos técnicos de cada tipo de cúpula, incluyendo su comportamiento bajo cargas estructurales, sus requisitos de mantenimiento y los costos asociados. La metodología empleada abarcará tanto el análisis teórico como la simulación práctica, empleando herramientas modernas de modelado estructural para evaluar el desempeño bajo diferentes condiciones. Además, se

considerará el impacto ambiental y económico, proporcionando una visión holística que permita tomar decisiones informadas en futuros proyectos.

Este estudio no solo busca contribuir al conocimiento académico sobre el comportamiento estructural de cúpulas metálicas y de concreto, sino también ofrecer recomendaciones prácticas para ingenieros y arquitectos involucrados en el diseño y la construcción de grandes luces en contextos similares al de Pasco. Al integrar los resultados obtenidos, esta investigación pretende apoyar la selección de soluciones estructurales que optimicen tanto la eficiencia como la sostenibilidad en proyectos de gran envergadura.

INDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN

INDICE

INDICE DE TABLAS

INDICE DE ILUSTRACIÓN

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.	Identificación y determinación del problema	1
1.2.	Delimitación de la investigación	2
1.2.1.	Delimitación espacial	2
1.2.2.	Delimitación temporal	2
1.2.3.	Delimitación temática.....	2
1.2.4.	Delimitación metodológica	3
1.2.5.	Delimitación poblacional.....	3
1.2.6.	Delimitación técnica	3
1.3.	Formulación del problema.....	3
1.3.1.	Problema general	3
1.3.2.	Problemas Específicos.....	3
1.4.	Formulación de objetivos	4
1.4.1.	Objetivo general	4

1.4.2.	Objetivos específicos.....	4
1.5.	Justificación de la investigación.....	4
1.6.	Limitaciones de la investigación	5

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.	Antecedentes de estudio	6
2.2.	Bases teóricas – científicas	9
2.2.1.	Diseño de la cúpula	9
2.2.2.	Carga de viento según norma técnica E.020 Cargas	12
2.3.	Definición de términos básicos	15
2.3.1.	Análisis estructural	15
2.3.2.	Categoría de exposición	15
2.3.3.	Evaluación estructural	15
2.3.4.	Factores de forma	16
2.3.5.	Frecuencia.....	16
2.3.6.	Fuerzas externas	16
2.3.7.	Importancia de la estructura	16
2.3.8.	Sismorresistente.....	16
2.3.9.	Túnel de viento	16
2.4.	Formulación de hipótesis.....	16
2.4.1.	Hipótesis general	16
2.4.2.	Hipótesis Específicos.....	17
2.5.	Identificación de las variables	17
2.5.1.	Variables independientes.....	17
2.5.2.	Variables dependientes	17

2.6.	Definición operacional de variables e indicadores	18
------	---	----

CAPITULO III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1.	Tipo de investigación	19
3.2.	Nivel de investigación	19
3.3.	Métodos de investigación	20
3.4.	Diseño de investigación.....	20
3.5.	Población y muestra	20
3.5.1.	Población	20
3.5.2.	Muestra	20
3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	21
3.6.1.	Técnicas de recolección de datos	21
3.6.2.	Instrumentos de recolección de datos	21
3.7.	Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	21
3.8.	Tratamiento estadístico.....	21
3.9.	Orientación ética filosófica y epistémica	22

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSION

4.1.	Descripción del trabajo de campo	23
4.1.1.	Características generales de la estructura	23
4.1.2.	Fase conceptual de diseño	24
4.1.3.	Fase analítica del proceso del diseño utilizando el software Autodesk Robot Structural Analysis Professional v2025.....	25
4.1.4.	Consideraciones para el análisis del SISTEMA I.....	32
4.1.5.	Consideraciones para el análisis del SISTEMA II	41

4.2.	Presentación, análisis e interpretación de resultados.....	47
4.2.1.	Análisis y diseño estructural del SISTEMA I	47
4.2.2.	Análisis y diseño estructural del SISTEMA II.....	96
4.2.3.	Evaluación de los sistemas según su peso muerto.....	108
4.2.4.	Evaluación de acuerdo a la fuerza sísmica	109
4.2.5.	Evaluación de los desplazamientos verticales	110
4.2.6.	Evaluación de los desplazamientos horizontales.....	111
4.2.7.	Resumen del análisis comparativo de los sistemas	112
4.3.	Prueba de Hipótesis	113
4.3.1.	Prueba de Hipótesis General	113
4.3.2.	Prueba de Hipótesis Específico 01	114
4.3.3.	Prueba de Hipótesis Específico 02	114
4.3.4.	Prueba de Hipótesis Específico 03	115
4.4.	Discusión de resultados	115

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factores de forma C.....	14
Tabla 2 Factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre C	15
Tabla 3 Operacionalización de Variable Independiente.....	18
Tabla 4 Operacionalización de Variable dependiente	18
Tabla 5 Sistemas de cobertura	24
Tabla 6 Sistemas estructurales para cúpula	24
Tabla 7 Cubiertas.....	26
Tabla 8 Peso aproximado de armaduras de acero.....	27
Tabla 9 Características de emplazamiento en sistema I	37
Tabla 10 Sistema Estructural de sistema I.....	38
Tabla 11 Periodo fundamental del sistema I.....	38
Tabla 12 Estado de cargas	40
Tabla 13 Asignación de carga.....	41
Tabla 14 Características del emplazamiento en sistema II.....	45
Tabla 15 Sistema Estructural de sistema II.....	46
Tabla 16 Periodo fundamental de sistema II	46
Tabla 17 Periodos de vibración en sistema I	49
Tabla 18 Peso sísmico de sistema I	50
Tabla 19 Verificación de la cortante basal en sistema I	50
Tabla 20 Desplazamiento por viento en sistema I.....	51
Tabla 21 Periodos de vibración en sistema II.....	98
Tabla 22 Pesos sísmico de sistema II	99
Tabla 23 Verificación de la cortante basal en sistema II.....	99

Tabla 24 Peso de sistema I.....	108
Tabla 25 Peso de sistema II	108
Tabla 26 Fuerza y masa sísmica	109
Tabla 27 Deformación vertical	110
Tabla 28 Deformación horizontal.....	111
Tabla 29 Resumen de análisis comparativo.....	113

INDICE DE ILUSTRACIÓN

Ilustración 1	Diagrama de momentos para la cúpula.....	9
Ilustración 2	Diagrama de momentos para la cúpula.....	10
Ilustración 3	Diagrama de momentos para la cúpula.....	11
Ilustración 4	Plano final de la tapa de reservorio.....	11
Ilustración 5	mapa eólico del Perú.....	13
Ilustración 6	Colapso del coliseo de Chaupimarca	28
Ilustración 7	Isométrico de Modelo Pseudotridimensional.....	32
Ilustración 8	Vista en planta del Modelo Pseudotridimensional.....	33
Ilustración 9	Asignación de carga muerta en el sistema	33
Ilustración 10	Asignación de carga viva en el sistema	34
Ilustración 11	Asignación de carga viva de techo en el sistema.....	34
Ilustración 12	Asignación de carga de viento $W(P-B)x$	35
Ilustración 13	Asignación de carga de viento $W(S-B)x$	35
Ilustración 14	Asignación de carga de nieve	36
Ilustración 15	Espectro de calculo	39
Ilustración 16	Isométrico de modelo Pseudotridimensional	41
Ilustración 17	Asignación de carga muerta en el sistema	42
Ilustración 18	Asignación de carga viva en el sistema	42
Ilustración 19	Asignación de carga viva de techo en el sistema.....	43
Ilustración 20	Asignación de carga de viento $W(P-B)x$	43
Ilustración 21	Asignación de carga de viento $W(S-B)x$	43
Ilustración 22	Asignación de carga de nieve	44
Ilustración 23	Cálculo de espectros	47
Ilustración 24	Esfuerzos de compresión en x-x	102

Ilustración 25	Esfuerzos de compresión en y-y	103
Ilustración 26	Esfuerzos de corte en dirección 1-2	104
Ilustración 27	Propuesta de armado en cúpula de concreto	107
Ilustración 28	Celosía de amarre perimetral en sistema tipo I.....	112

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y determinación del problema

Las estructuras de grandes luces, como las cúpulas, son elementos clave en la arquitectura moderna debido a su capacidad para cubrir amplias áreas sin soportes intermedios. Sin embargo, la elección del material estructural entre acero y concreto plantea un desafío técnico y económico, especialmente en regiones como Pasco, caracterizadas por su clima extremo, alta altitud y condiciones geográficas particulares. La falta de estudios locales que comparen el desempeño estructural de cúpulas metálicas y de concreto bajo estas condiciones específicas genera incertidumbre en los procesos de diseño y construcción, lo que puede llevar a decisiones subóptimas en términos de resistencia, durabilidad y costos.

En proyectos arquitectónicos e ingenieriles que demandan grandes luces, como cúpulas, es crucial determinar cuál material estructural ofrece un mejor desempeño en términos de resistencia, durabilidad, costo y facilidad constructiva. Sin embargo, en la región de Pasco, no se cuenta con estudios comparativos suficientes sobre el comportamiento estructural de cúpulas metálicas y de

concreto en condiciones locales de clima extremo y alta altitud. Esto genera incertidumbre en la elección del material más adecuado para este tipo de estructuras.

El esfuerzo investigador actual es realizar una evaluación estructural en cúpulas de metálica y de concreto con medidas particularmente iguales.

La finalidad del presente trabajo de investigación requiere hacer una evaluación de la estructura entre los domos metálicos y de concreto con grandes luces para de esta manera conocer las propiedades que nos faciliten conocer en qué casos se puede utilizar por lo que nos deben de brindar una cobertura flexible y que se controlable la cobertura y la estructura.

1.2. Delimitación de la investigación

La investigación de la presente tesis corresponde a la evaluación estructural de cupulas metálicas y de concreto para grandes luces con revestimiento flexible según lo especificado en las normas, así tomando en cuenta las condiciones climáticas y geológicas de la provincia de Pasco.

1.2.1. Delimitación espacial

El estudio se llevará a cabo en la región de **Pasco**, considerando sus condiciones climáticas extremas, alta altitud y características geográficas específicas.

1.2.2. Delimitación temporal

El análisis abarcará un periodo comprendido entre enero y diciembre de 2024, tiempo en el que se recopilarán y analizarán los datos.

1.2.3. Delimitación temática

El enfoque estará centrado exclusivamente en el **comportamiento estructural** de cúpulas metálicas y de concreto, evaluando:

- **Resistencia estructural** bajo cargas estáticas y dinámicas.
- **Durabilidad** frente a factores climáticos (temperatura, humedad y radiación solar).
- **Costo relativo** en términos de construcción y mantenimiento.
- **Procesos constructivos** aplicados en grandes luces.

1.2.4. Delimitación metodológica

El estudio empleará un enfoque **cuantitativo**, con diseño **comparativo** y análisis estructural por medio de software especializado en modelado y simulación. No incluirá pruebas experimentales directas en cúpulas reales, sino modelamientos basados en normas técnicas aplicables.

1.2.5. Delimitación poblacional

El análisis se realizará considerando cúpulas con un diámetro entre **20 y 40 metros**, representativas de estructuras de grandes luces en la región.

1.2.6. Delimitación técnica

Se tomarán como referencia las normativas de construcción aplicables en Perú, como la **Norma Técnica Peruana E.090** (concreto armado) y la **Norma Técnica E.030** (acero estructural).

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Qué diferencias estructurales tiene una cúpula metálica y una cúpula de concreto aplicado a grandes luces, Pasco?

1.3.2. Problemas Específicos

- ¿Cuál será el esfuerzo máximo de la cobertura debido a las cargas aplicadas en la cúpula metálica y de concreto en Pasco?

- ¿Comprobar en la cúpula metálica y de concreto que deben de cumplir la resistencia requerida en los elementos estructurales de la cobertura?
- ¿Cuáles serán las cargas aplicadas por el viento en la cúpula metálica y de concreto en Pasco?

1.4. Formulación de objetivos

1.4.1. Objetivo general

Realizar evaluación de estructuras de la cúpula metálica y de concreto de grandes luces para una cobertura optima, Pasco.

1.4.2. Objetivos específicos

- Analizar el esfuerzo máximo de la cobertura en la cúpula metálica y de concreto según las cargas aplicadas a la estructura, Pasco.
- Verificar que los elementos estructurales en la cúpula metálica y de concreto cumplen la resistencia requerida, Pasco.
- Realizar un análisis de las cargas aplicadas por el viento en la cúpula metálica y de concreto según las normas, Pasco.

1.5. Justificación de la investigación

Esperamos que las cúpulas hayan entrado en escena como evaluación de la estructura y su función si es una construcción relativamente nueva los estándares utilizados entonces ya no son válidos, por lo que la evaluación estructural utiliza estándares actuales y proporciona métodos. El diseño de este tipo de estructuras servirá para estructuras con características similarmente. Como hay poca investigación nacional sobre estructuras abovedadas, esto se ha de comparar de normativas nacionales y aplicaciones de carga de viento. y uno de los pocos recursos para regulaciones estatales con la aplicación correcta de

cargas de viento, aquí una actualización mismo. Además, la estructura se idealizará utilizando dos softwares profesionales realizan el diseño de elementos estructurales y lo concluyen en la cúpula metálica y de concreto necesita refuerzo estructural.

1.6. Limitaciones de la investigación

La investigación de este trabajo se basa en la evaluación estructural de la cúpula metálica y de concreto con grandes luces mediante el método de elementos finitos utilizando programas especiales. Por lo que se analizara su resistencia y habilidades con las cargas de viento estándar, de esta forma compararemos la fuerza axial, su desplazamiento máximo entre anillos y fuerza de reacción en la base. La tesis presenta como limitación que el análisis de las cupulas será bajo las condiciones atmosféricas y geológicas de la ciudad de Cerro de Pasco.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio

- (Sheik & Raju, 2019), Evaluaron una cúpula geodésica en la India como una estructura resistente a desastres compuesta por puntales de acero de sección mínima cubiertos con láminas de policarbonato. En este estudio se modelaron domos geodésicos con diámetros de 6 y 20 m utilizando el software CADRE Geo 7, ya que este software es capaz de producir diversos modelos geodésicos, esféricos o elipsoidales; El análisis y diseño estructural se realizó utilizando el método de elementos finitos en el software STAAD Pro considerando las cargas de viento, cargas actuales y cargas sísmicas más críticas en la India, lo que resulta en que no se dañan los miembros estructurales, estas son las secciones más pequeñas que se pueden usar, lo que proporciona una estructura muy fácil y muy económica. El estudio concluyó que la tensión es global y continua, mientras que la presión es local y discontinua debido a que las fuerzas se distribuyen uniformemente en toda la estructura; además, el domo geodésico se basa en la suma de los elementos

estructurales que conforman el domo geodésico es más ajustado de lo esperado a la frecuencia 6 utilizada en la cúpula permite reducir significativamente el tamaño de los elementos y el peso de la estructura, pero obtener una cúpula geodésica resistente a condiciones extremas y peligrosas.

- (Aravena Arratia & Vásquez Parra, 2015), El análisis estructural de cúpula en forma de media luna con cubierta de placa acrílica para una infraestructura deportiva con sistemas mecánicos que permiten su uso en cualquier estación del año. En este estudio, se diseñó y modeló con el software AutoCAD una cúpula geodésica con un diámetro de 44 m y una altura máxima de 13 m, la cual se eligió como tamaño de media luna estándar. Después del diseño inicial, que determina las cargas externas e internas, se calcula la estructura metálica y luego se prueba cada elemento de acero utilizando software como Inventor y MDSolids para estimar la resistencia que enfrentan ante la tensión. El estudio concluyó que el domo geodésico es capaz de satisfacer las necesidades del área de diseño y soportar las condiciones de carga que se presentarían en su ubicación considerando las normas chilenas y normas de construcción.
- (Silva & Rodrigo, 2019), El diseño estructural de un complejo deportivo en Saltur, Lambayeque, utilizando estructuras tensadas que son livianas y requieren poco soporte y cuentan con grandes luces, así como una superficie de PVC de una superficie fina y flexible. Éste estudio desarrolla una tensoestructura con columnas y cables tensores por lo que el análisis más rigurosos y recomendados de estructuras de las membranas de acero sean por el programa SAP 2000 prevé la creación de la membrana FerrariFluotop-T2-1002 como nuevo material, teniendo en cuenta su peso y propiedades

específicas, como a su vez el módulo de elasticidad se modela como un área en tipo shell. Lo que nos dice que su tensión máxima con la ayuda del programa SAP 2000 para encontrar la fuerza que actúa sobre la membrana, utilizándose un factor de seguridad igual a dos. La conclusión del estudio es que el diseño de la membrana debe realizarse en tensión axial como la 11 principal estrategia de configuración estructural se da como forma una membrana de 5 mm de espesor.

- (Davila & Estela, 2019), Se analizó y diseñó estructuralmente un estadio municipal en la zona de Lambayeque, utilizando dolinas en cada tribuna del estadio. Este estudio modeló una estructura de techo de acero en voladizo con una luz de 18 m y una longitud de 75 m con revestimiento de tela tipo membrana Ferrari-Fluotop-T2- 502, y propuso que la membrana se idealizara como una red de cables y se colgara. Los modos reticulares y los estados transversales tienden a tensarlo y, por lo tanto, forman una red similar a una membrana. Para el análisis, utilizando SAP 2000, se ingresan las propiedades de la membrana y luego se realiza un análisis de la estructura metálica donde todas las cargas externas, como cargas vivas, cargas de viento y cargas sísmicas, se imponen de acuerdo con los reglamentos de construcción estándar nacionales. El estudio concluyó que, para este tipo de cubierta, según su análisis, las vigas voladizas discurren en dirección Y, ya que de esta forma se pueden evitar grandes dimensiones si las vigas discurren en dirección X.

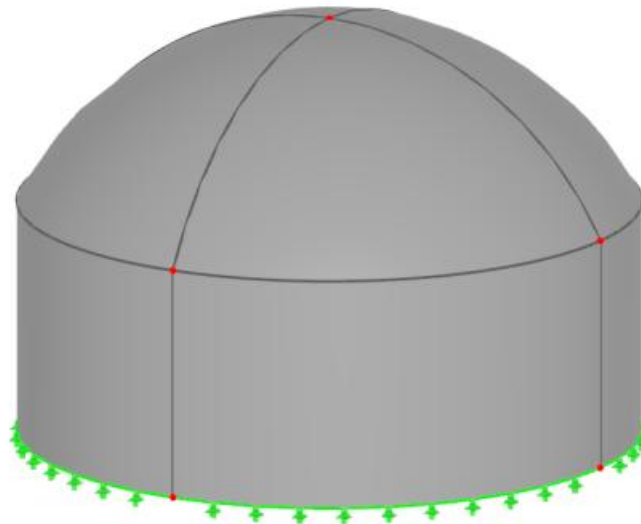
2.2. Bases teóricas – científicas

2.2.1. Diseño de la cúpula

No es requerido amplificar por el factor de durabilidad debido a que la cúpula no está expuesta directamente al agua.

- **Diseño por flexión:** De manera preliminar se calcula el acero mínimo para la cúpula y su respectiva resistencia a momentos para contrastar con los resultados del análisis y ubicar las zonas que requieren mayores cuantías.

Ilustración 1 Diagrama de momentos para la cúpula



Fuente: Elaboración Propia

Para la cuantía mínima se considera un espaciamiento máximo es 3 veces el espesor de la cascara.

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$ec = 7 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 0.0018 * 7 * 100 = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Malla } \phi 8\text{mm}@20 \text{ cm } As_{instalada} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi M_{n\text{Instalada}} = 0.31 \text{ ton} - \text{m}$$

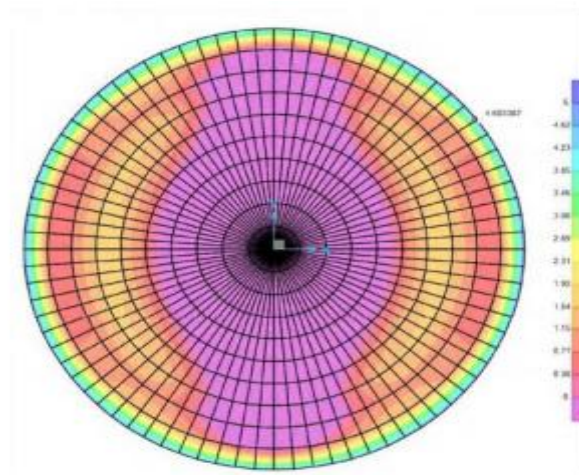
Como se muestra en el gráfico los momentos experimentados en la cúpula son muchos menores a los calculados en el anteriormente.

- **Diseño por tracción anular:** Con la cuantía mínima calculada en la sección anterior se calcula la resistencia a la tracción y se verifica que sea mayor a las demandas de tracción en la cúpula.

$$A_{instalada} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi T_{nInstalada} = A_s f_y = 2.50 * 4.2 = 10.5 \text{ ton}$$

Ilustración 2 Diagrama de momentos para la cúpula



Fuente: Elaboración Propia

En la ilustración se muestra una fuerza menor a la resistencia obtenida con la colocación de acero mínimo.

$$A_{min} = \text{Malla } \phi 8\text{mm}@20 \text{ cm}$$

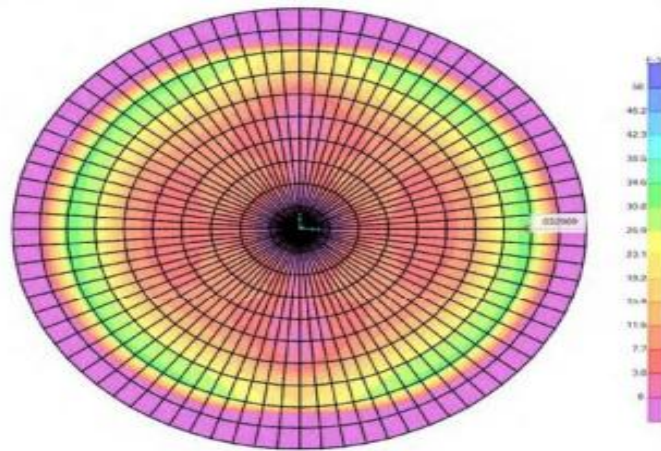
$$A_{instalada} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi T_{nInstalada} = A_s f_y = 2.50 * 4.2 = 10.5 \text{ ton} > 4.9 \text{ ton}$$

- **Diseño por corte:** Con el espesor elegido de la cúpula se verifica la suficiencia de la resistencia al esfuerzo cortante.

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_{cbwd}} = 0.85 * 0.53 \sqrt{210 * 100 * 3.5} = 2.3 \text{ ton}$$

Ilustración 3 Diagrama de momentos para la cúpula

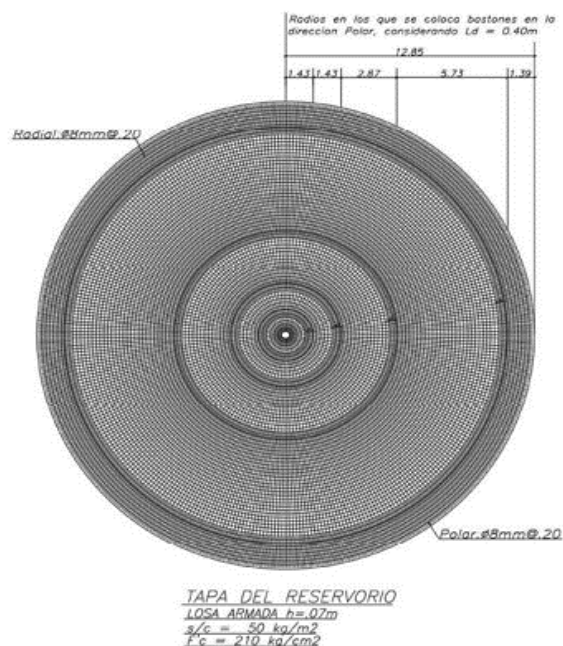


Fuente: Elaboración Propia

Se muestra fuerzas menores a la resistencia calculada anteriormente por tanto el espesor de la cúpula es suficiente.

- **Diseño final:** Finalmente se presenta el armado de la cúpula mostrado en los planos adjuntos con mayor detalle, dentro del mismo se considera la adición de acero polar para obtener mantener el espaciamiento requerido de 20 cm.

Ilustración 4 Plano final de la tapa de reservorio



2.2.2. Carga de viento según norma técnica E.020 Cargas

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y/o succiones) exteriores e interiores debidos al viento suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y/o succiones exteriores serán consideradas simultáneamente. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006).

- **Clasificación de las edificaciones:** Según el MVCS (2006), las edificaciones se clasifican en 3 tipos:
 - Tipo 1. Edificaciones poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, tales como edificios de poca altura o esbeltez y edificaciones cerradas con cobertura capaz de soportar las cargas sin variar su geometría.
 - Tipo 2. Edificaciones cuya esbeltez las hace sensibles a las ráfagas, tales como tanques elevados y anuncios y en general estructuras con una dimensión corta en la dirección del viento. Para este tipo de edificaciones la carga exterior especificada se multiplicará por 1,2.
 - Tipo 3. Edificaciones que representan problemas aerodinámicos especiales tales como domos, arcos, antenas, chimeneas esbeltas y cubiertas colgantes. Para este tipo de edificaciones las presiones de diseño se determinarán a partir de procedimientos de análisis reconocidos en ingeniería, pero no serán menores que las especificadas para el Tipo 1.

- **Velocidad de diseño:** Para hallar la velocidad de diseño el MVCS (2006) indica lo **siguiente:** La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación según el mapa eólico del Perú, que se muestra en la figura N° 17, pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_h = V (h/10)^{0.22}$$

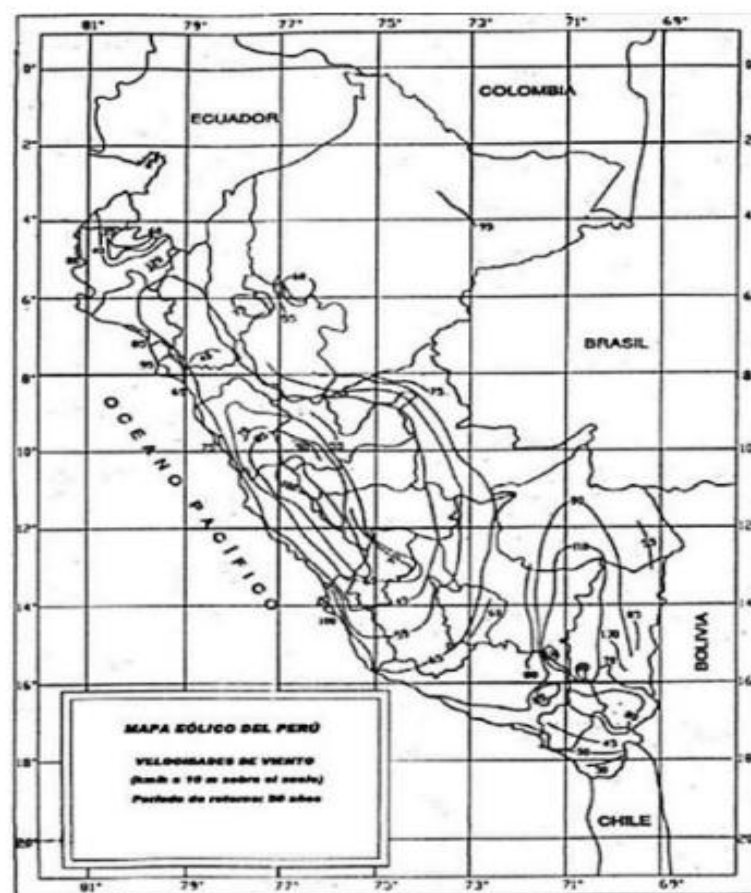
donde:

V_h : es la velocidad de diseño en la altura h en km/h.

V : es la velocidad de diseño hasta 10m de altura en km/h.

h : es la altura sobre el terreno en metros.

Ilustración 5 mapa eólico del Perú



Fuente: Instituto geográfico del Perú

- **Carga exterior de viento:** Para hallar la carga exterior de viento el MVCS (2006) indica lo siguiente: La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculará mediante la expresión.

$$Ph = 0.005 CVh / 2$$

donde:

Ph: Presión o succión del viento a una altura h en kg/m²

C: factor de forma adimensional

Vh: velocidad de diseño a la altura h, en Km/h

En la siguiente tabla se muestra los valores de los factores de forma:

Tabla 1 Factores de forma C

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7
El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Fuente: MVCS (2006)

- **Carga interior de viento:** Para hallar la carga interior de viento el MVCS (2006) indica lo siguiente: Para el diseño de los elementos de cierre,

incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alféizares y elementos de cerramiento, se adicionará a las cargas exteriores calculadas, las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma para presión interior.

En la siguiente tabla se muestra los valores de los factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre.

Tabla 2 Factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre C

ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
$\pm 0,3$	$+0,8$	$-0,6$

Fuente: MVCS (2006)

2.3. Definición de términos básicos

2.3.1. Análisis estructural

Es el proceso de cálculo de los efectos producidos por las cargas aplicadas a una estructura.

2.3.2. Categoría de exposición

Es la rugosidad del suelo que será determinada por la topografía natural, vegetación y edificaciones aledañas.

2.3.3. Evaluación estructural

Es el campo de desarrollo de la Ingeniería Civil que tiene el objetivo de evaluar la estabilidad de una estructura utilizando sus materiales y propiedades de manera correcta.

2.3.4. Factores de forma

Es el valor numérico debido a una carga externa que depende de la geometría de la estructura.

2.3.5. Frecuencia

Es una medida que indica el número de subdivisiones que se hacen en el triángulo del icosaedro que forman el domo, a mayor frecuencia es más esférico el domo.

2.3.6. Fuerzas externas

Son fuerzas que se aplican a una estructura como el viento y sismo.

2.3.7. Importancia de la estructura

Está asociado al daño de la estructura por su ocupación o uso y el bienestar humano.

2.3.8. Sismorresistente

Es cuando una estructura resiste los esfuerzos producidos por un sismo, gracias a su configuración estructural.

2.3.9. Túnel de viento

Es una prueba que permite determinar las cargas de viento de una estructura a partir de un modelo a escala

2.4. Formulación de hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

Utilizando el método de elementos finitos es factible generar un procedimiento de evaluación estructural de las cupulas metálica y de concreto de grandes luces para su comparación en Pasco.

2.4.2. Hipótesis Específicos

- Mediante este análisis en comparación entre la cúpula metálica y de concreto se ve que la membrana metálica es la más adecuada para los esfuerzos máximos de la cobertura flexible debido a las cargas de viento determinados mediante un software especializado.
- Los elementos estructurales de entre la cúpula metálica y de concreto cumplen la resistencia de establecida por lo que su evaluación estructural cumple con lo establecido.
- En análisis comparativo entre la cúpula metálica y de concreto su comportamiento estructural respecto a las cargas de viento se estableció que el de concreto tiene más resistencia.

2.5. Identificación de las variables

2.5.1. Variables independientes

- Comparación del comportamiento estructural.

2.5.2. Variables dependientes

- Cúpula metálica y de concreto con grandes luces

2.6. Definición operacional de variables e indicadores

Tabla 3 Operacionalización de Variable Independiente

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICION
Comparación del comportamiento estructural.	El comportamiento estructural se refiere a la forma en que toda la estructura responde al desplazamiento y la deformación cuando se somete a fuerzas externas; Las relaciones matemáticas entre fuerzas generalizadas y desplazamientos generalizados a menudo se denominan relaciones constitutivas de una estructura	Determinar el análisis comparativo en el comportamiento estructural de las cupulas	D1: Diseño de los elementos estructurales de las cupulas.	Parámetros de diseño • Análisis estructural	Razón

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 4 Operacionalización de Variable dependiente

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICION
Cúpula metálica y de concreto con grandes luces	Una cúpula es un elemento arquitectónico utilizado para cubrir un espacio de planta circular, cuadrada, poligonal o elíptica mediante un arco de contorno semicircular, parabólico u ovoide girado respecto del centro de simetría.	descripción de los elementos estructurales que se van a comparar.	D1: Predimensionamiento y análisis estructural	Características geométrica y mecánica de las cupulas	Razón

FUENTE: Elaboración propia

CAPITULO III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación

La investigación es de tipo aplicada.

De acuerdo a los propósitos que se persigue:

El Tipo de Investigación será no experimental

De acuerdo a los datos manipulados en el experimento:

La investigación es de enfoque cuantitativo

De acuerdo a la Metodología para demostrar la hipótesis:

Esta investigación, se tiene un diseño descriptivo.

3.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación explicativa se centra en entender las causas y efectos de determinados fenómenos, buscando explicar por qué ocurren y cómo se relacionan entre sí las variables de estudio. A diferencia de los niveles descriptivos o exploratorios, que se limitan a observar y describir características o tendencias, la investigación explicativa profundiza en la comprensión de las

dinámicas subyacentes y los principios causales que gobiernan los fenómenos observados.

3.3. Métodos de investigación

La investigación utiliza un enfoque cuantitativo, pues se realizará un análisis estructural de la cúpula de acero, el cual incluye cálculos, tablas estadísticas y diagramas con el objetivo de obtener resultados que puedan compararse con los supuestos ya mencionados. Una investigación cuantitativa: “plantea que una forma confiable para conocer la realidad es a través de la recolección y análisis de datos, con lo que se podría contestar las preguntas de la investigación y probar las hipótesis”. (Borja S., 2012).

3.4. Diseño de investigación

La investigación es de diseño no experimental porque el análisis del diseño estructural se evalúa con la simulación de cargas de viento. Una investigación no experimental: “no establecen ni pueden probar relaciones causales directas entre dos variables o entre dos elementos”, (Borja S., 2012).

3.5. Población y muestra

3.5.1. Población

La población establecida del estudio es las cúpulas de grandes luces en la Ciudad de Cerro de Pasco

3.5.2. Muestra

Para la muestra tendremos que hacer un análisis comparativo entre la cúpula metálica y la cúpula de concreto en la Ciudad de Cerro de Pasco.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.6.1. Técnicas de recolección de datos

La tecnología utilizada en el estudio se obtuvo de utilizando informes técnicos, estudios de mecánica de suelos y planificación estructural y análisis de documentos para obtener información.

3.6.2. Instrumentos de recolección de datos

Diversas fuentes bibliográficas sobre el tema de investigación incluyen: libros, manuales, normativa aplicable, artículos de investigación, artículos especializados, información técnica y sitios web. Las principales herramientas utilizadas son el software AutoCAD 2019 y SAP 2000 V.20.2.0 para modelar, diseñar y evaluar techos flexibles y domos de acero. Además, se realiza un análisis comparativo utilizando la normativa naviera nacional e internacional.

3.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Los instrumentos utilizados ya sea AutoCAD 2019, SAP 2000 V.20.2.0 y Easy V.17 trabajan bajo los parámetros de calidad que brindan Autodesk, Computers and Structures y Technet – GmbH respectivamente. Adicionalmente se tenían previos conocimientos por los cursos de la rama de estructuras impartidos por la Universidad Ricardo Palma, y por la experiencia laboral en la rama de ingeniería en mención. Para la evaluación del domo de acero con cobertura flexible se utilizó lo establecido por las normas E.020 Cargas, E.030 Diseño sismorresistente, ASCE/SEI 7-16, AISC-360 y European Design Guide, con ello se respalda la validez de los resultados.

3.8. Tratamiento estadístico

Los procedimientos para la recolección de los datos se desarrollaron de la siguiente manera:

- Revisión de información estructural del domo a evaluar y bibliografía pertinente a las variables de estudio.
- Revisión de informes técnicos, estudio de mecánica de suelos y planos de estructuras del domo de acero.
- Revisión de bibliografía vinculada a la evaluación estructural de domos de acero.
- Análisis y organización de toda la información recolectada.

3.9. Orientación ética filosófica y epistémica

La investigación tiene que respetar las normas éticas dadas por el Vicerrectorado de investigación y las instituciones encargadas de la probidad de las investigaciones.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSION

4.1. Descripción del trabajo de campo

4.1.1. Características generales de la estructura

En la presente investigación se analiza dos cupulas de 50m de luz libre, se busca evaluar el sistema estructural adecuado con mejor rendimiento para garantizar la estabilidad, resistencia y durabilidad del proyecto. En este trabajo, se llevará a cabo un análisis comparativo entre dos sistemas estructurales comunes: concreto armado y acero estructural.

La estructura consta de 25m de radio con una altura de 9m y está ubicada en la Ciudad de Cerro de Pasco, presenta una distribución arquitectónica simple con un eje radial destinada para uso de cobertura para eventos masivos.

Tabla 5 *Sistemas de cobertura*

VARIABLE	SISTEMA I	SISTEMA II
DESCRIPCION	Estructura metálica compuesta por arcos semiesféricos rigidizados por cerchas horizontales en todo el borde.	Estructura de concreto armado con elementos tipo panal, vertical y horizontal, para el reforzamiento de la losa de cobertura.
TIPO DE COBERTURA	Semiesférico	Semiesférico

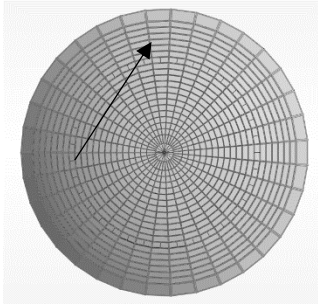
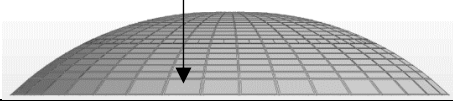
Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Fase conceptual de diseño

La fase conceptual estará dividida en dos partes: la etapa de la estructuración (definición de la geometría y forma) y el análisis de esfuerzos internos (análisis estructural).

- **Conceptualización geométrica:** En esta fase se define la geometría en planta y elevación de la estructura. Cabe resaltar que la configuración geométrica será la misma para los dos materiales predominantes utilizados.

Tabla 6 *Sistemas estructurales para cúpula*

SISTEMA I	Cobertura esférica simple compuesta de arcos semiesféricos metálicos, aplicados a recintos, museos, coliseos, teatros, etc.	
SISTEMA II	Cobertura esférica de concreto rigidizada por elementos horizontales y verticales en la superficie curva.	

Fuente: Elaboración propia

- **Material de cubierta:** Se propone cubierta de tipo gran onda para el sistema metálico propuesto.

- **Geometría del arco:** Se propone cubierta de tipo gran onda para el sistema metálico propuesto.

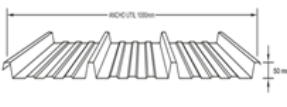
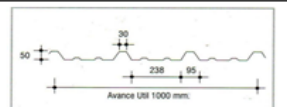
4.1.3. Fase analítica del proceso del diseño utilizando el software Autodesk Robot Structural Analysis Professional v2025

En esta etapa se realiza un análisis de las cargas que afectan a la estructura, comprendiendo su tipo, naturaleza y la forma en que actúan. Posteriormente, se examinan los esfuerzos internos presentes en los elementos estructurales, evaluándolos tanto para el estado límite último como el estado límite de servicio. Finalmente, se procede a un estudio detallado de los desplazamientos y deformaciones de los sistemas estructurales para comprender su comportamiento de manera integral.

- **Evaluación de cargas actuantes en la estructura:** En esta sección se examina el peso de todos los elementos que integran la estructura resistente, así como las cargas establecidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones para los diversos usos anticipados de la estructura. Es importante destacar que este estudio pondrá especial atención en las cargas accidentales que pueden surgir durante la vida útil de la estructura. En este trabajo, se consideran las cargas de viento, granizo y sismo, dado que son los eventos adversos más probables en la ubicación geográfica de la estructura.
- **Carga Muerta (D):** Para el SISTEMA I, de cobertura en la estructura metálica, los principales miembros que califican como cargas muertas son: los largueros, las armaduras, los contraventeos y la cubierta de techo.

En el siguiente cuadro se muestran algunos productos del mercado local referente a cubiertas, los que se expresan en kg/m² para efectos de diseño.

Tabla 7 Cubiertas

PRODUCTO		DIMENSIONES DEL PRODUCTO		
		Ancho (mm)	Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)
ALUZINC		1000	0.35-0.40	3.35
		1000	0.45-0.50	4.30
PRECOR		1000	0.35-0.40	3.35
		1000	0.45-0.50	4.30
		1000	0.55-0.60	5.26
CODRYSAC		1000	0.35-0.40	3.35
		1000	0.45-0.50	4.30

Fuente: Elaboración propia

Cabe resaltar que según el artículo 3 de la Norma E020 del Reglamento Nacional de Edificaciones, establece debe usarse con motivos de diseño el peso real de los materiales que conforman la estructura, en este caso el techo, deberán determinarse mediante un análisis o usando las especificaciones de catalogo que ofrecen sus fabricantes, por lo que se en la presente investigación se usara el peso de 4.30kgf/m² pertenecientes a la cobertura tipo Aluzinc.

Para el SISTEMA II, parte de la estructura de concreto armado, se toma en cuenta el peso adicional de carga muerta, que se refiere al acabado final con una carga de 100 kgf/m².

En relación al peso propio de la estructura, es importante destacar que hasta que no se diseñen las secciones finales del sistema estructural, no se podrá calcular de manera precisa el peso propio. Por lo tanto, para el SISTEMA I, estimaremos el peso basado en la flecha y la distancia entre armaduras, según la experiencia de otros diseños previamente validados, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 8 *Peso aproximado de armaduras de acero*

PESO APROXIMADO DE ARMADURAS DE ACERO EN kg/m ² DE SUPERFICIE DE TECHO				
LUZ	INCLINACION			
(m)	f/L = 1/2	f/L = 1/3	f/L = 1/4	PLANO
12	25.62	30.74	33.18	37.08
12 a 15	28.06	32.20	35.13	39.04
15 a 18	32.94	39.04	41.96	46.84
18 a 21	35.38	41.48	44.89	49.77
21 a 24	37.82	43.92	47.33	52.70
24 a 30	41.48	48.80	52.70	58.56
30 a 36	46.36	53.58	58.56	64.41

Fuente: Elaboración propia

Es importante destacar que una vez terminado el diseño estructural se podrá estimar de manera más exacta el peso propio de la misma, y se tendrá que corregir estos valores y volver a correr el proceso de diseño, por lo que se considera a este un proceso iterativo.

- **Carga Viva(L):** Se establece que la estructura semiesférica se utilizará únicamente como cobertura, sin posibilidad de ampliaciones o modificaciones en su configuración estructural posteriormente a la construcción. Por lo tanto, se establece que esta estructura solo será accesible para labores de mantenimiento y reparación. De acuerdo con el artículo 7 del RNE E.020, se calcula una sobrecarga de uso de 30 kgf/m².

También se incluye una carga viva de techo (Lr) para ambos sistemas estructurales, en el caso del SISTEMA I. Se define que las correas transmitirán las cargas a las armaduras semiesféricas principales. Para esto, se considera una carga viva (L) de reparación y montaje en los elementos primarios del sistema, se estima un peso aproximado de 80 kgf por operario para actividades de reparación, soldadura, corte y montaje. En esta investigación, se establece el criterio de aplicar cuatro cargas puntuales de 20 kgf en los nodos extremos que conectan al nodo principal de estudio. Esto

simula la transmisión de fuerzas y amplifica los desplazamientos para mantener ciertos estándares de seguridad adicionales.

- **Carga Viva (S):** La ciudad de Cerro de Pasco, donde se encuentra geográficamente ubicada la cúpula que se está diseñando en esta investigación, experimenta frecuentes nevadas. Como antecedente de este fenómeno, se tiene el colapso del techo metálico del coliseo de Chaupimarca, como se muestra en la imagen X. Este colapso ocurrió debido a una intensa nevada.

***Ilustración 6** Colapso del coliseo de Chaupimarca*



Fuente: Grupoerensa

Por lo tanto, es crucial considerar este fenómeno natural como una prioridad en el diseño de estructuras metálicas. Según el Artículo 11.3 del Reglamento Nacional de Edificaciones la carga básica de nieve (Q_t) de la estructura debido a la inclinación de la estructura es:

$$Q_s := 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$
$$Q_t := 0.8 \cdot Q_s = 32 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Este valor de la carga de nieve es correspondiente a la ubicación y geometría de la cúpula semiesférica.

- **Acciones del viento (W):** Las cargas de viento son considerables, especialmente para estructuras metálicas. Este es el caso del SISTEMA I. Por esto, se considera necesario el cálculo de las cargas de viento, el cálculo de presión y succión se realizará de acuerdo al artículo 12 de la Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones, en los ejes X-X y Y-Y. Asimismo, en la presente tesis se realizará la simulación de fluido dinámico CFD para la acción del viento utilizando el programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Este programa simulará un túnel de viento y proporcionará una interfaz gráfica para poder visualizar los mapas de presión sobre todo el modelo de análisis, ayudando así a la mejor comprensión de cómo actúan estas cargas en nuestro modelo matemático y los puntos de deformación más críticos.

CALCULO DE PRESION Y SUCCION

$$\text{Velocidad de diseño hasta 10m: } V_{10m} = 85 \frac{km}{hr}$$

$$\text{Velocidad de diseño: } V_d = 85 \frac{km}{hr} \cdot \left(\frac{9}{10}\right)^{0.22} = 23.07 \frac{m}{s}$$

$$\text{Presión o Succión a 9m de altura: } P_{9m} = 0.005 \cdot V_d^2 \cdot \left(\frac{hr}{km}\right)^2 = 34.489$$

DIRECCION DEL VIENTO EJE Y-Y:

BARLOVENTO:

$$\text{Considerando Presión (+): } C_1 = 0.7$$

$$P_{9m} = C_1 \cdot 0.005 \cdot V_d^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot \left(\frac{hr}{km}\right)^2 = 24.142 \frac{kgf}{m^2}$$

$$\text{Considerando Succión (-): } C_1 = -0.3$$

$$P_{9m} = C_1 \cdot 0.005 \cdot V_d^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot \left(\frac{hr}{km}\right)^2 = -10.347 \frac{kgf}{m^2}$$

SOTAVENTO:

Considerando Succión (-): $C_1 := -0.6$

$$P_{9m} := C_1 \cdot 0.005 \cdot V_d^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot \left(\frac{hr}{km} \right)^2 = -20.693 \frac{kgf}{m^2}$$

ELEMENTOS VERTICALES DE CERRAMIENTO:

BARLOVENTO:

Considerando Presión (+): $C_1 := 0.8$

$$P_{9m} := C_1 \cdot 0.005 \cdot V_d^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot \left(\frac{hr}{km} \right)^2 = 27.591 \frac{kgf}{m^2}$$

SOTAVENTO:

Considerando Succión (-): $C_1 := -0.6$

$$P_{9m} := C_1 \cdot 0.005 \cdot V_d^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot \left(\frac{hr}{km} \right)^2 = -20.693 \frac{kgf}{m^2}$$

DIRECCION DEL VIENTO EJE X-X:

BARLOVENTO:

Considerando Presión (+): $C_1 := 0.7$

$$P_{9m} := C_1 \cdot 0.005 \cdot V_d^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot \left(\frac{hr}{km} \right)^2 = 24.142 \frac{kgf}{m^2}$$

SOTAVENTO:

Considerando Succión (-): $C_1 := -0.7$

$$P_{9m} := C_1 \cdot 0.005 \cdot V_d^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot \left(\frac{hr}{km} \right)^2 = -24.142 \frac{kgf}{m^2}$$

Es Importante destacar que las cargas de viento son analizadas simultáneamente por lo que se tomaran los efectos de presión-succión o succión - succión según corresponda.

- **Consideraciones Sísmicas:** Los terremotos o sismos son un desafío significativo para la ingeniería civil debido a su capacidad para generar fuerzas y movimientos que pueden causar daños a las estructuras y poner en riesgo las vidas humanas. Dado que los sismos son eventos naturales inevitables, es fundamental evaluarlos de manera detallada y tomar medidas adecuadas para mitigar su impacto.

En la presente investigación, se utiliza la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones como referencia, esto con el fin de obtener los espectros de diseño, como carga actuante de sismo, que representan las características de la aceleración sísmica esperada en función de la ubicación geográfica, las propiedades del suelo, la geometría de la edificación, etc. Estos espectros de diseño son utilizados como la carga sísmica actuante en el proceso de diseño estructural, siendo así el objetivo final, minimizar la pérdida de vidas humanas y reducir los daños materiales en la estructura durante un evento sísmico.

- **Zonificación (z):**

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, el cual asigna un factor “Z” a cada una de las cuatro zonas del territorio peruano, se asigna un factor de zona sísmica de 2 para la presente investigación, el cual tiene asignado un factor de $Z=0.25$.

- **Parametro de suelo (s):**

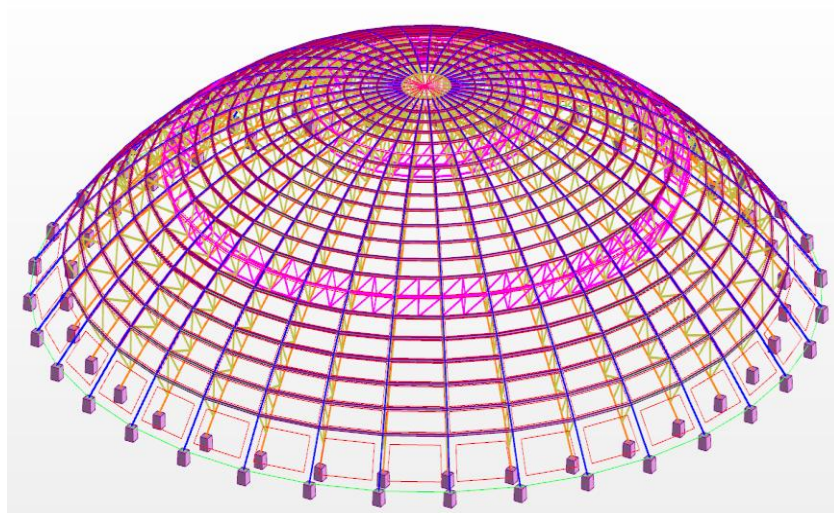
Para considerar los efectos de amplificación del suelo se obtuvo un tipo de suelo de S3: Suelos Blandos, cuyos factores de amplificación de suelo se considera $S_s=1.1$ y los parámetros T_p y T_l asociados con este tipo de suelo

son $T_p=1s$ y $T_l=1.6s$. Con respecto a al factor de amplificación sísmica, este factor.

4.1.4. Consideraciones para el análisis del SISTEMA I

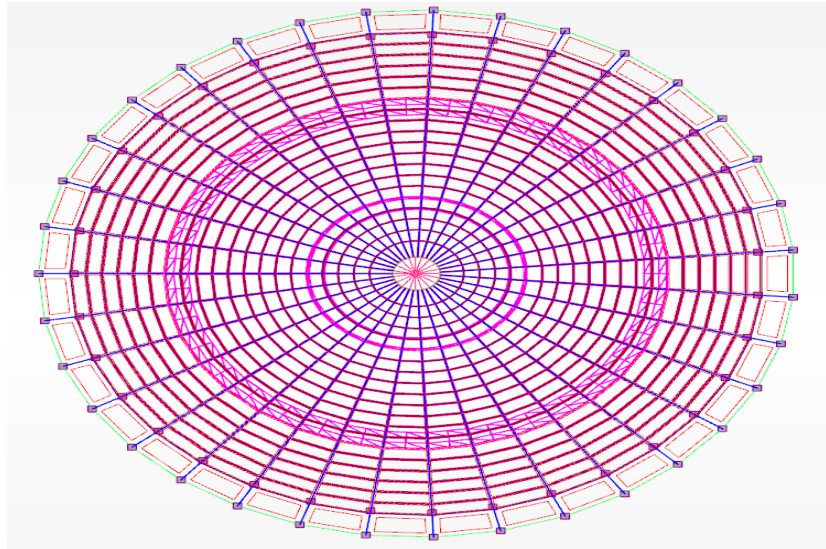
- **Modelo Pseudotridimensional:** El análisis del comportamiento dinámico de las estructuras requiere la formulación de modelos matemáticos que incorporen la contribución de componentes estructurales clave, como vigas, columnas, diafragmas, correas y tensores, entre otros. Estos modelos son esenciales para determinar la rigidez lateral de la estructura, un aspecto crítico para su respuesta ante eventos sísmicos. Además, dado que las fuerzas generadas por los sismos están influenciadas por la masa de la estructura, es fundamental realizar una precisa caracterización de la distribución de masas en el sistema para una evaluación estructural precisa y confiable.

Ilustración 7 Isométrico de Modelo Pseudotridimensional



Fuente: Elaboración propia

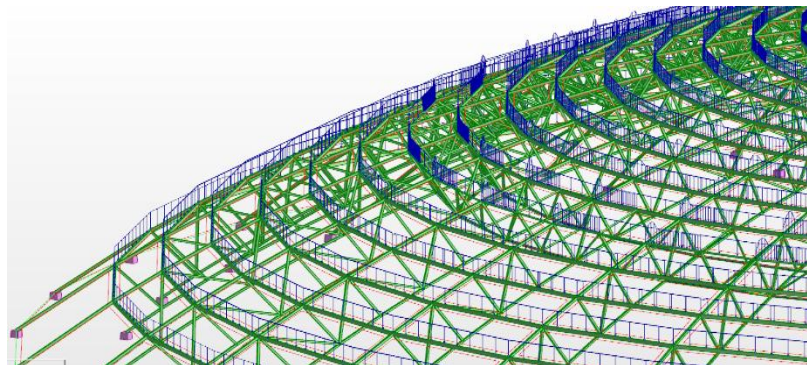
Ilustración 8 Vista en planta del Modelo Pseudotrídimensional



Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Estados De Carga:** Se consideran: carga muerta (D), carga viva (L), carga viva de techo (Lr), cargas de viento (W), cargas debidas a lluvia (R), cargas de nieve (S) y las fuerzas producidas por los espectros (SDx y SDy). Cabe señalar que las cargas de viento son aplicadas perpendicularmente a la cubierta y de forma simultánea combinando la presión o succión en barlovento con la succión en sotavento.
- **Asignación De Carga Muerta (D):**

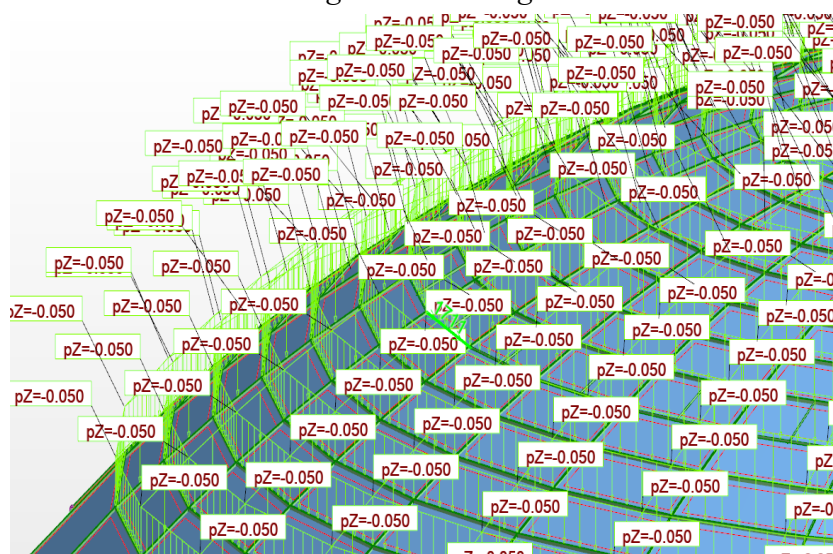
Ilustración 9 Asignación de carga muerta en el sistema



Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Carga Viva (L)**

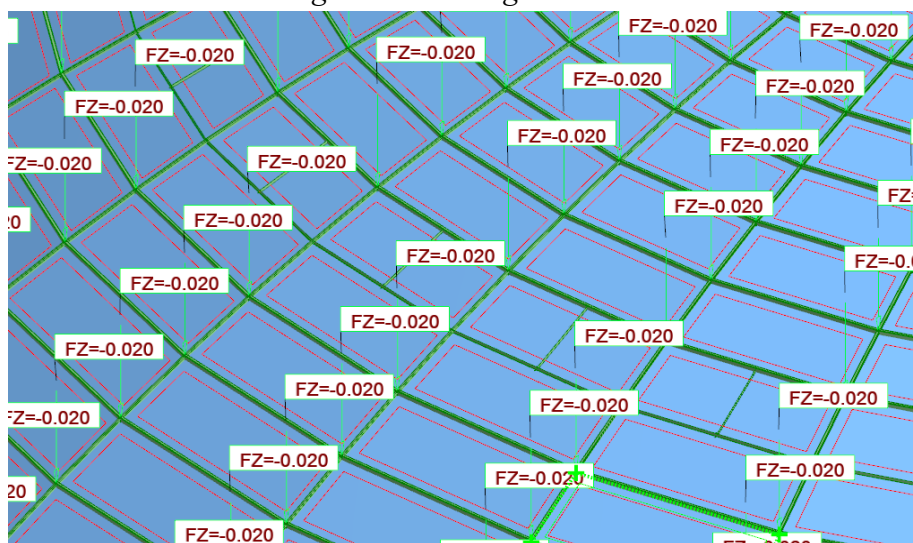
Ilustración 10 Asignación de carga viva en el sistema



Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Carga Viva De Techo (Lr)**

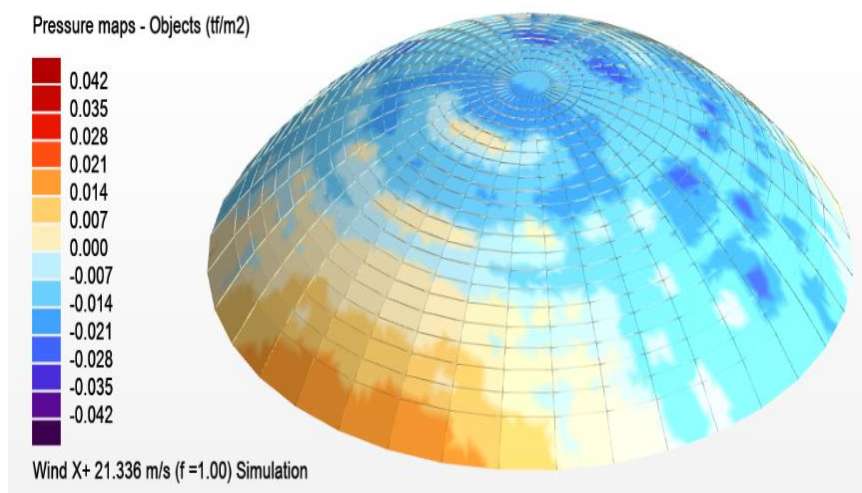
Ilustración 11 Asignación de carga viva de techo en el sistema



Fuente: Elaboración propia

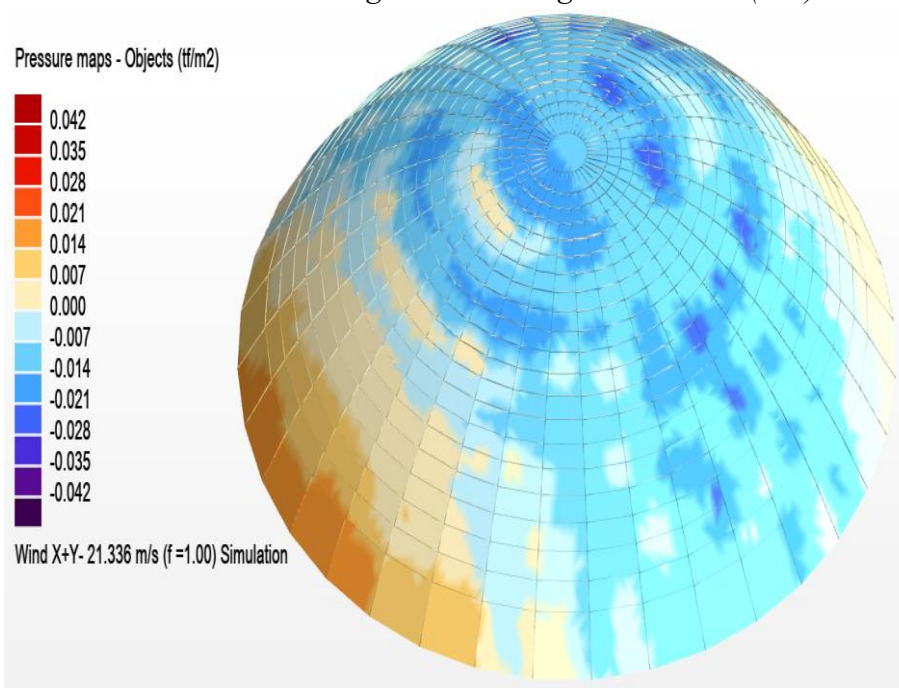
- **Asignación De Carga De Viento (W)**

Ilustración 12 Asignación de carga de viento $W(P-B)x$



Fuente: Elaboración propia

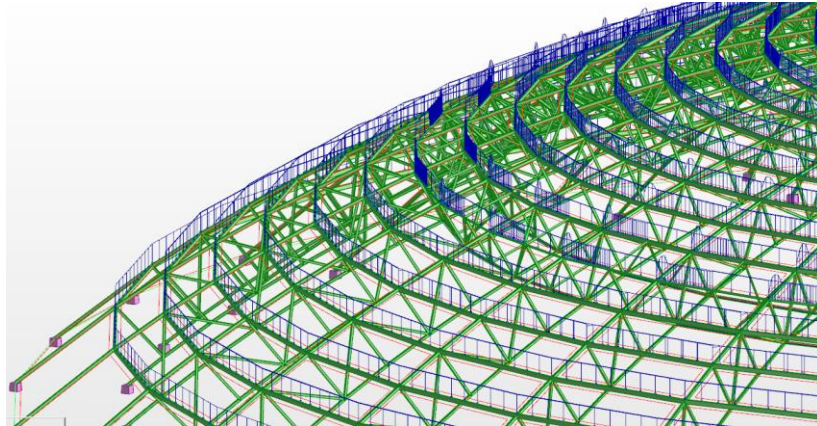
Ilustración 13 Asignación de carga de viento $W(S-B)x$



Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Carga De Nieve (S)**

Ilustración 14 Asignación de carga de nieve



Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Carga Sísmica ($S_x - S_y$)** Siguiendo los protocolos establecidos y considerando las propiedades de los materiales junto con las cargas aplicadas a la estructura que inciden en su respuesta ante eventos sísmicos, se presenta el estudio llevado a cabo para obtener estos datos analíticos.

$$Z=0.25$$

$$F=1.5$$

$$C_x=2.5$$

$$C_y=2.5$$

$$S_s=1.1$$

$$R_x=5$$

$$R_x=5$$



- **Datos generales del sismo:**

Características del emplazamiento

Tabla 9 Características de emplazamiento en sistema I

Factor de zona sísmica	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019)	$Z=0.25$
Factor de importancia	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, tabla 3)	$F=1.5$
Tipo de amplificación de suelo	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, 2.3.1)	$S=1.1$
Periodo de la plataforma del espectro	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, tabla 4)	$T_p=1s$
Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento cte	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, tabla 4)	$T_l=1.6s$
Factor de amplificación sísmica	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019)	$C_x=0.25$
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019)	$C_y=0.25$

Fuente: Elaboración propia

- **Sistema Estructural**

Tabla 10 Sistema Estructural de sistema I

Coeficiente de reducción (X) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 7 $R_{0X} = 5$
Coeficiente de reducción (Y) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 7 $R_{0Y} = 5$
Factor de irregularidad en altura (X) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 8 $I_{aX} = 1$
Factor de irregularidad en altura (Y) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 8 $I_{aY} = 1$
Factor de irregularidad en planta (X) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 9 $I_{pX} = 1$
Factor de irregularidad en planta (Y) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 9 $I_{pY} = 1$

Fuente: Elaboración propia

- **Estimación del periodo fundamental de la estructura**

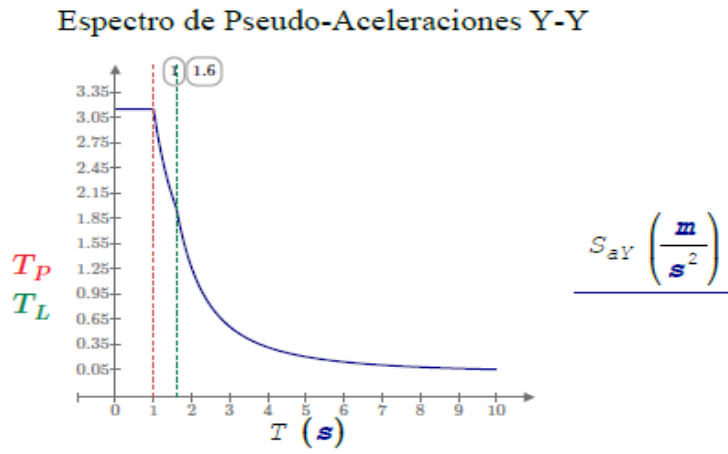
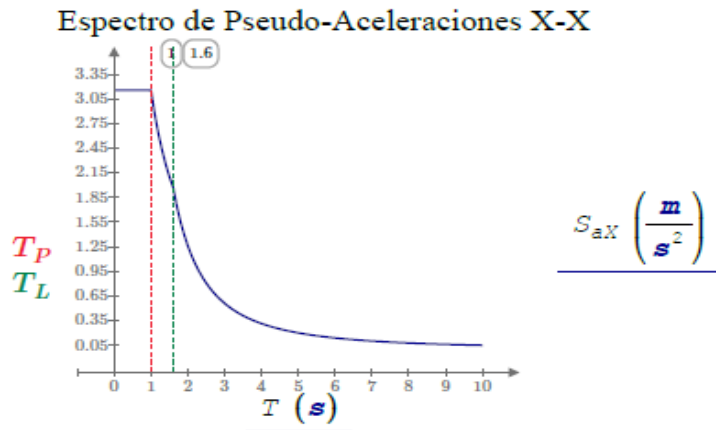
Tabla 11 Periodo fundamental del sistema I

Altura de la edificación	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, 4.5.4.)	h=9.0m
Periodo fundamental-método empírico $C_{TX} = 35$ $C_{TY} = 35$ $T_{XX} = 0.234s$ $T_{YY} = 0.234s$	

Fuente: Elaboración propia

- **Espectro de calculo**

Ilustración 15 Espectro de calculo



Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que estas variaciones aumentan según los modos de vibración. Esto se debe al porcentaje de masa participante en cada modelo, siendo el modo 1 y 2 los más influyentes y con menos error entre ellos.

- **Asignación De Estados De Carga:**

Las siguientes combinaciones son las que prescribe nuestra norma (Combinaciones del 1.4-1 al 1.4-6 correspondientes al método LRFD);

Donde las combinaciones de carga son:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes en la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en la azotea.

W: Carga ejercida por el viento.

S: Carga ejercida por la nieve.

E: Carga de sismo conforme a la Norma E.030.

R: Carga por la lluvia o granizo.

Tabla 12 Estado de cargas

1.4D	1.4D
1.2D + 1.6L + 0.5(L _r ó S ó R)	1.2D + 1.6L + 0.5L _r
	1.2D + 1.6L + 0.5R
1.2D + 1.6(L _r ó S ó R) + (0.5L ó 0.8W)	1.2D + 1.6L _r + 0.5L
	1.2D + 1.6L _r + 0.8W(P - B)x
	1.2D + 1.6L _r + 0.8W(S - S)x
	1.2D + 1.6L _r + 0.8W(S - B/S)y
	1.2D + 1.6R + 0.5L
	1.2D + 1.6R + 0.8W(P - B)x
	1.2D + 1.6R + 0.8W(S - S)x
	1.2D + 1.6R + 0.8W(S - B/S)y
1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L _r ó S ó R)	1.2D + 1.3W(P - B)x + 0.5L + 0.5L _r
	1.2D + 1.3W(S - S)x + 0.5L + 0.5L _r
	1.2D + 1.3W(S - B/S)y + 0.5L + 0.5L _r
	1.2D + 1.3W(P - B)x + 0.5L + 0.5R
	1.2D + 1.3W(S - S)x + 0.5L + 0.5R
	1.2D + 1.3W(S - B/S)y + 0.5L + 0.5R
1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S	1.2D + 1.0Sx + 0.5L
	1.2D - 1.0Sx + 0.5L
	1.2D + 1.0Sy + 0.5L
	1.2D - 1.0Sy + 0.5L
0.9D ± (1.3W ó 1.0E)	0.9D + 1.3W(P - B)x
	0.9D - 1.3W(P - B)x
	0.9D + 1.3W(S - S)x
	0.9D - 1.3W(S - S)x
	0.9D + 1.3W(S - B/S)y
	0.9D - 1.3W(S - B/S)y
	0.9D + 1Sx
	0.9D - 1Sx
	0.9D + 1Sy
	0.9D - 1Sy

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13 *Asignación de carga*

Combinación	Nombre	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
10 (C)	COMB1	1	1.40						
11 (C)	COMB2	1	1.20	2	1.60	3	0.50		
12 (C)	COMB3	1	1.20	2	1.60	5	0.50		
13 (C)	COMB4	1	1.20	3	1.60	2	0.50		
14 (C)	COMB5	1	1.20	3	1.60	6	0.80		
15 (C)	COMB6	1	1.20	3	1.60	8	0.80		
16 (C)	COMB7	1	1.20	3	1.60	7	0.80		
17 (C)	COMB8	1	1.20	5	1.60	2	0.50		
18 (C)	COMB9	1	1.20	6	1.30	2	0.50	3	0.50
19 (C)	COMB10	1	1.20	8	1.30	2	0.50	3	0.50
20 (C)	COMB11	1	0.90	6	1.30				
21 (C)	COMB12	1	0.90	8	1.30				
22 (C)	COMB13	1	0.90	6	-1.30				
23 (C)	COMB14	1	0.90	8	-1.30				

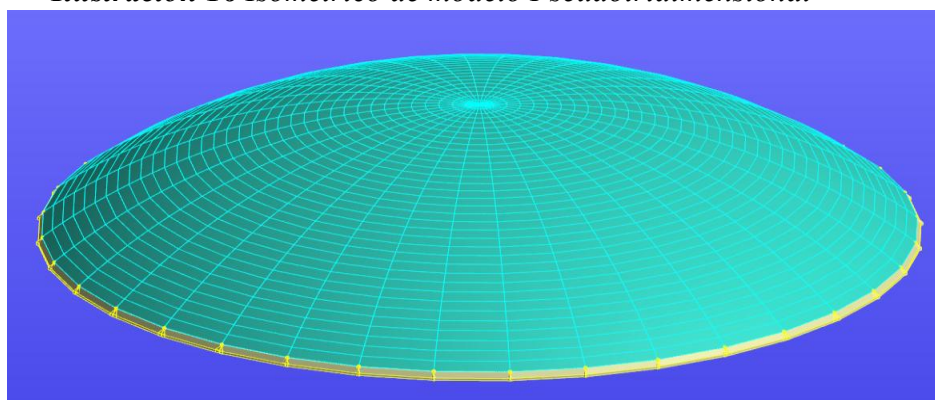
Fuente: Elaboración propia

4.1.5. Consideraciones para el análisis del SISTEMA II

- **Modelo Pseudotridimensional:**

Para este sistema de concreto armado es esencial la caracterización de la rigidez estructural de la cúpula, y es un aspecto crítico para su respuesta ante eventos sísmicos. Además, dado que las fuerzas generadas por los sismos están influenciadas por la masa de la estructura, es fundamental realizar una precisa determinación de la distribución de masas en la cúpula para una evaluación estructural precisa y confiable. La forma y la geometría de la cúpula también juegan un papel crucial en su comportamiento dinámico, por lo que es necesario considerar estos factores en el modelo para garantizar la integridad y seguridad de la estructura ante cargas dinámicas.

Ilustración 16 *Isométrico de modelo Pseudotridimensional*



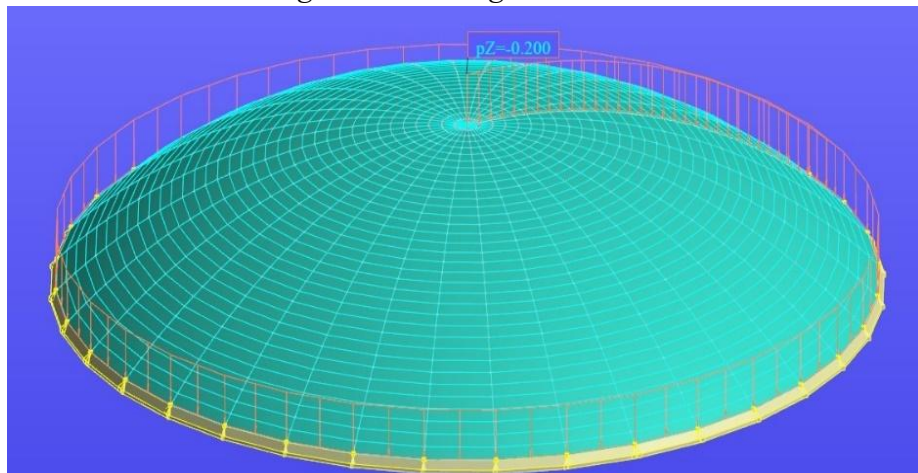
Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Estados De Carga**

Se consideran: carga muerta (D), carga viva (L), carga viva de techo (Lr), cargas de viento (W), cargas debidas a lluvia (R), cargas de nieve (S) y las fuerzas producidas por los espectros (SDx y SDy). Cabe señalar que las cargas de viento son aplicadas perpendicularmente a la cubierta y de forma simultánea combinando la presión o succión en barlovento con la succión en sotavento.

- **Asignación De Carga Muerta (D)**

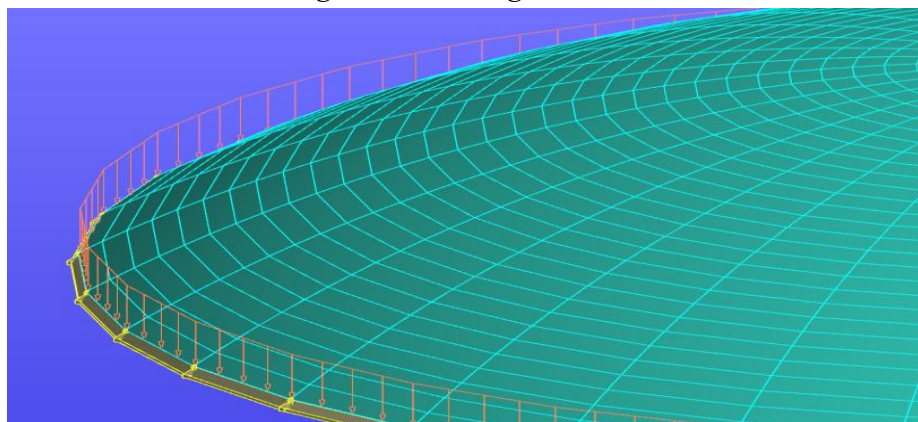
Ilustración 17 Asignación de carga muerta en el sistema



Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Carga Viva (L)**

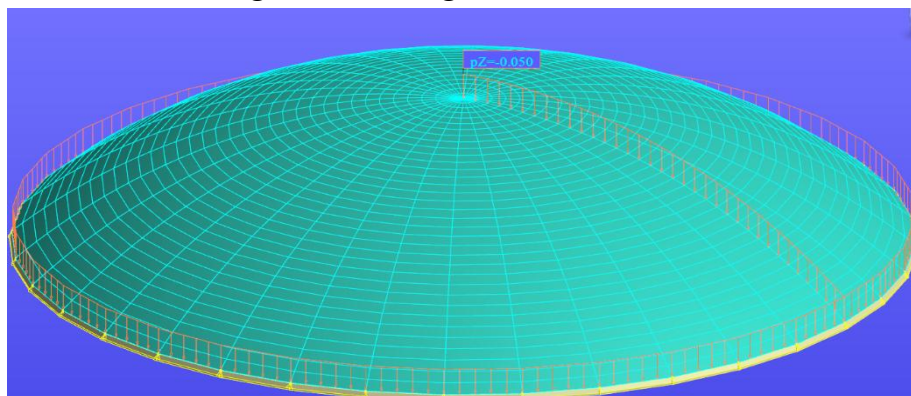
Ilustración 18 Asignación de carga viva en el sistema



Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Carga Viva De Techo (Lr)**

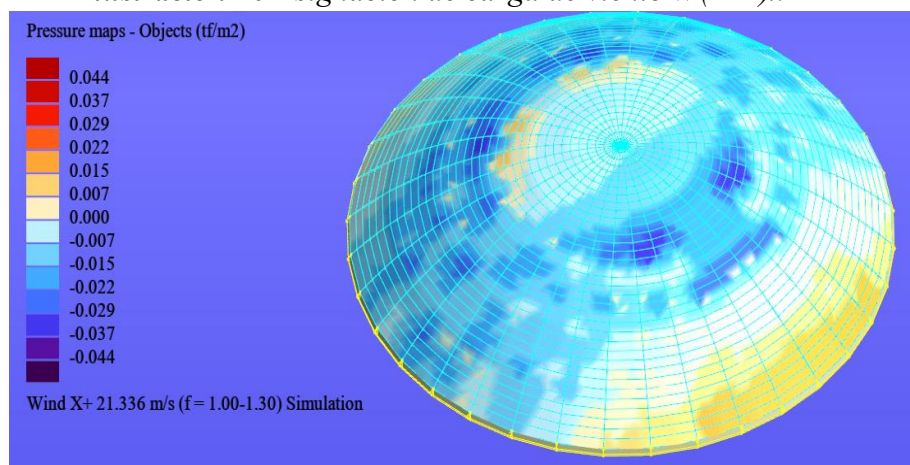
Ilustración 19 Asignación de carga viva de techo en el sistema



Fuente: Elaboración propia

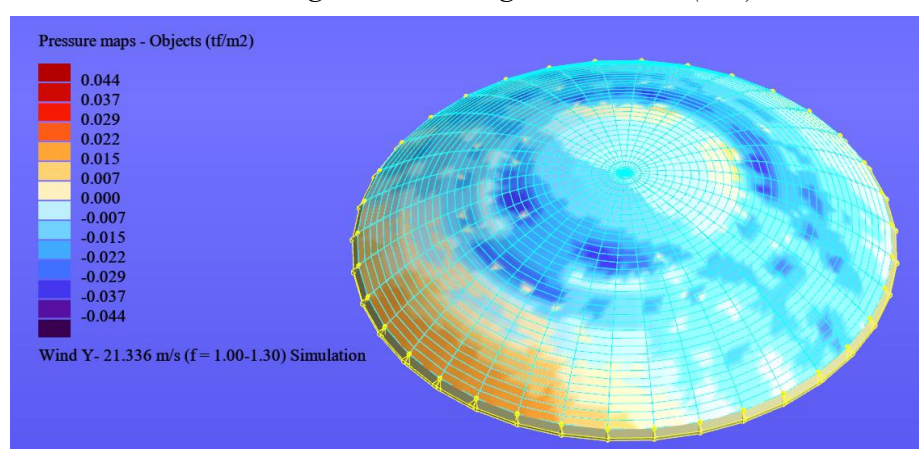
- **Asignación De Carga De Viento (W)**

Ilustración 20 Asignación de carga de viento $W(P-B)x$



Fuente: Elaboración propia

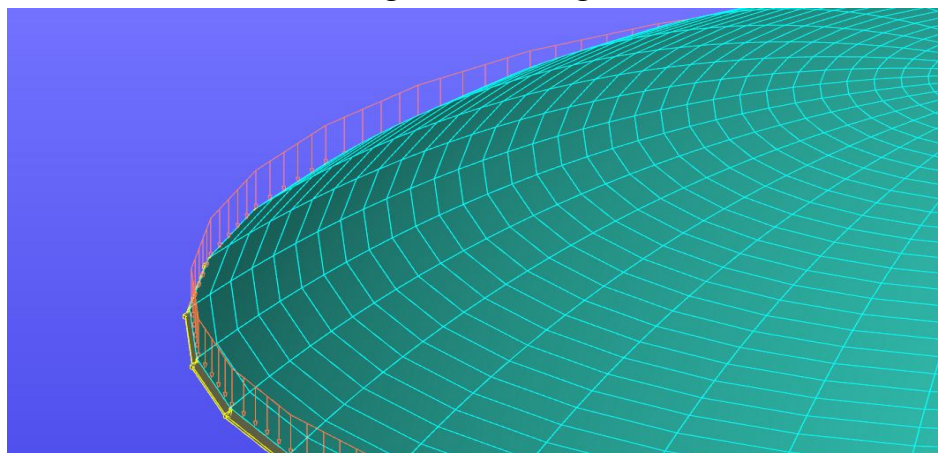
Ilustración 21 Asignación de carga de viento $W(S-B)x$



Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Carga De Nieve (S).**

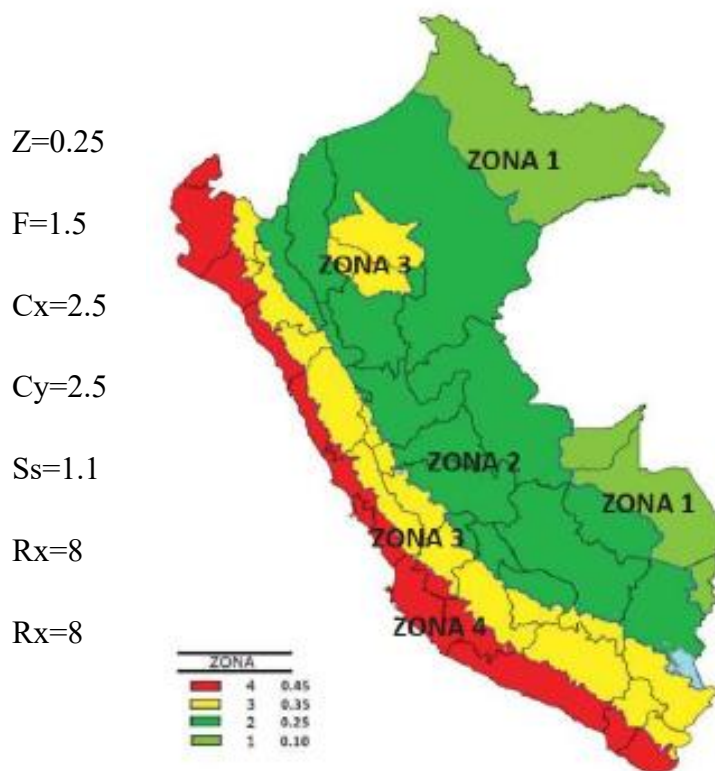
Ilustración 22 Asignación de carga de nieve



Fuente: Elaboración propia

- **Asignación De Carga Sísmica ($S_x - S_y$)**

Siguiendo los protocolos establecidos y considerando las propiedades de los materiales junto con las cargas aplicadas a la estructura que inciden en su respuesta ante eventos sísmicos, se presenta el estudio llevado a cabo para obtener estos datos analíticos.



Datos generales del sismo:

Características del emplazamiento

Tabla 14 Características del emplazamiento en sistema II

Factor de zona sísmica	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019)	$Z=0.25$
Factor de importancia	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, tabla 3)	$F=1.5$
Tipo de amplificación de suelo	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, 2.3.1)	$S=1.1$
Periodo de la plataforma del espectro	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, tabla 4)	$T_p=1s$
Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento cte	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, tabla 4)	$T_I=1.6s$
Factor de amplificación sísmica	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019)	$C_x=0.25$
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019)	$C_y=0.25$

Fuente: Elaboración Propia

- **Sistema Estructural**

Tabla 15 Sistema Estructural de sistema II

Coeficiente de reducción (X) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 7
$R_{0X} = 8$
Coeficiente de reducción (Y) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 7
$R_{0Y} = 8$
Factor de irregularidad en altura (X) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 8
$I_{aX} = 1$
Factor de irregularidad en altura (Y) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 8
$I_{aY} = 1$
Factor de irregularidad en planta (X) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 9
$I_{pX} = 1$
Factor de irregularidad en planta (Y) E.030 2018 (RM-043-2019), tabla 9
$I_{pY} = 1$

Fuente: Elaboración propia

- **Estimación del periodo fundamental de la estructura**

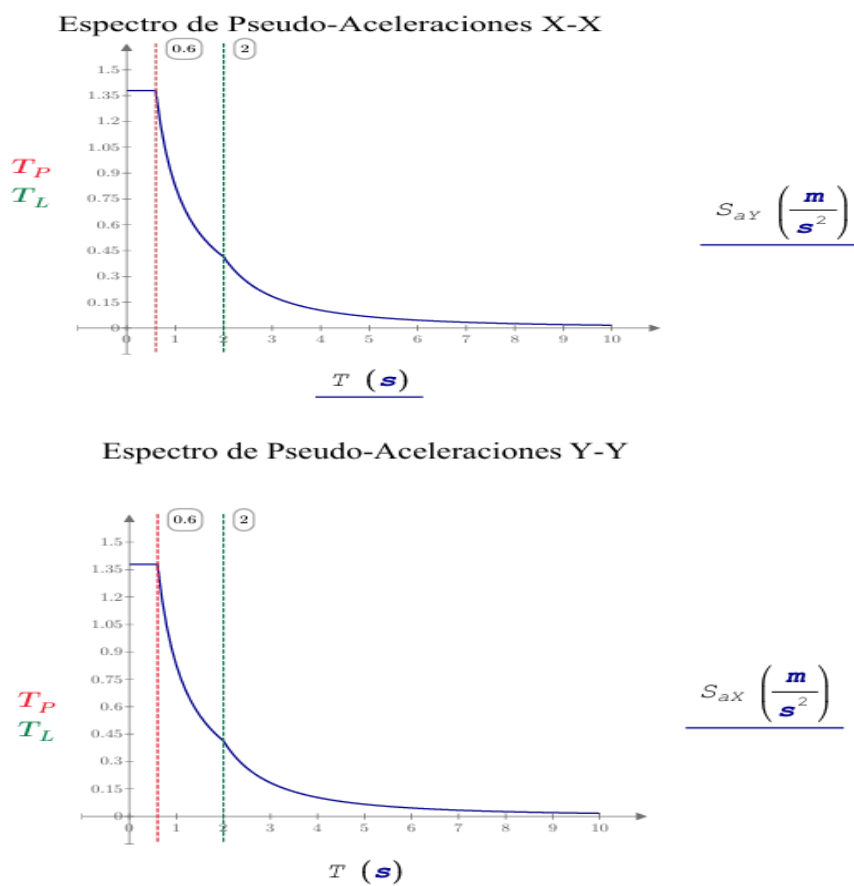
Tabla 16 Periodo fundamental de sistema II

Altura de la edificación	
Norma técnica E.030 2018 (Decreto N003-2016 y RM-043-2019, 4.5.4.)	h=9.0m
Periodo fundamental-método empírico	
$C_{TX} = 35$	$C_{TY} = 35$
$T_{XX} = 0.234s$	$T_{YY} = 0.234s$

Fuente: Elaboración propia

- **Espectro de calculo**

Ilustración 23 Cálculo de espectros



Se puede observar que estas variaciones aumentan según los modos de vibración. Esto se debe al porcentaje de masa participante en cada modelo, siendo el modo 1 y 2 los más influyentes y con menos error entre ellos.

4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados

4.2.1. Análisis y diseño estructural del SISTEMA I

- **Análisis Sismorresistente (E.030)**

Análisis Sísmico Estático

- a) **Peso Sísmico:** Estimación del peso sísmico según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente 2018, p.20.

El peso sísmico (P) se calculó adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se toman el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

Para la presente investigación el peso sísmico se obtendrá adicionando a la carga muerta el 50% de la carga viva y el 25% de la carga viva de techo. Por lo que la fórmula para el cálculo del peso sísmico queda de la siguiente manera:

$$P_S = P_{CM} + 0.5P_{CV} + 0.25P_{CVT}$$

$$P_{TOTAL} = 83.707 \text{ tonne}$$

b) Fuerza Cortante en la Base

$$V_X(P_{total}) = 14.283 \text{ tonne}$$

$$V_Y(P_{total}) = 14.283 \text{ tonne}$$

El valor de C/R no se considera menor que ($C/R \geq 0.11$)

$$\frac{C_X}{R_X} = 0.313; \frac{C_Y}{R_Y} = 0.313$$

$$v_{FCBx} = Ok$$

$$v_{FCBY} = Ok$$

c) Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

$$F_{1x} = \alpha_1 \times v_x (P_{total}) = 14.28 \text{ tonne}$$

$$F_{1Y} = \alpha_1 \times v_Y (P_{total}) = 14.28 \text{ tonne}$$

- **Análisis Sísmico Dinámico**

A) Masas traslacionales y rotacionales

$$Mt_1 = 8.536 \text{ toone} * s^2 / m$$

$$M_{r1} = 456.253 \text{ tonnef} * m * s^2$$

B) Periodo de vibración

Tabla 17 Periodos de vibración en sistema I

Modo	T(s)	%Mx	%My
1	0.454	98.027	97.986
2	0.308	98.096	98.052
3	0.301	98.096	98.053
4	0.197	98.118	98.054
5	0.169	98.121	98.079
6	0.137	98.128	98.080
7	0.137	98.130	98.093
8	0.136	98.135	98.106
9	0.135	98.154	98.126
10	0.131	98.156	98.365

Fuente: Elaboración propia

C) Condición de la Cortante Basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (Vd),
obtenido después de realizar la combinación modal, para

cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el (FM=80%) del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación ($F_{Me}=0.8 \times V_s/V_d$)

- **Peso sísmico total de la planta “i”**

Tabla 18 *Peso sísmico de sistema I*

Pi(tonne)	
83.707	Piso 1

Fuente: Elaboración propia

a) Verificación de la condición de la cortante en la base

Tabla 19 *Verificación de la cortante basal en sistema I*

Hipótesis Sísmica	Condición de la Cortante Basal Mínima		Factor de modificación
SISMO X	$V_{dx} \geq 0.8 V_{sx}$	14282.506	No procede
		155133.121	
SISMO Y	$V_{dy} \geq 0.8 V_{sy}$	14282.506	No procede
		154341.236	

Fuente: Elaboración propia

b) Desplazamientos y distorsiones

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según el análisis lineal elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente “R”, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso según el tipo de material predominante.

La Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030 del RNE, establece como distorsión máxima de entrepiso el valor de

(Dmr=0.01) para sistemas de Acero, esto se cumplirá en las direcciones X-X y Y-Y respectivamente.

$$dUX = [0.003]$$

$$dUY = [0.003]$$

c) Análisis de desplazamientos por viento

La carga de viento también genera desplazamiento lateral en el sistema estructural, es por ello que dicho efecto debe ser considerado. El cual corresponde a 1% de la altura de la estructura ($1 \times 8.50 / 100 = 0.085\text{m}$).

Tabla 20 Desplazamiento por viento en sistema I

SISTEMA	DESPLAZAMIENTO (cm)	DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE NTE.020. (cm)
Cúpula	2.91	8.5

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño estructural del SISTEMA I**

En el ámbito de la ingeniería estructural, el proceso de diseño se inicia una vez que se han obtenido las fuerzas internas durante la fase de análisis. Este análisis es crucial para entender las demandas que se impondrán a la estructura y cómo ésta responderá a ellas.

Una vez completada esta fase de análisis, se procede a la etapa de diseño. Esta etapa es fundamental ya que en ella se seleccionan los elementos definitivos que formarán parte de la estructura.

Para la presente investigación los elementos estructurales son seleccionados de acuerdo a las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC) y su método de diseño por resistencia requerida (Load and Resistance Factor Design, LRFD).

El método LRFD es un enfoque de diseño estructural que equilibra las cargas aplicadas a una estructura con la resistencia de los elementos estructurales para garantizar la seguridad y la eficacia. Este método se basa en el uso de factores de carga y resistencia que se aplican a las cargas y resistencias nominales respectivamente para abordar las incertidumbres inherentes en las cargas de diseño y las resistencias de los materiales.

Los elementos seleccionados deben cumplir con las consideraciones de seguridad, que son de suma importancia en el diseño estructural. En particular, deben satisfacer la condición de que la resistencia requerida (R_u) sea menor o igual a la resistencia nominal (R_n) multiplicada por un factor de resistencia (ϕ), es decir, $R_u \leq \phi R_n$. Esta condición garantiza que la estructura será capaz de soportar las cargas aplicadas sin experimentar una falla.

- **Verificación de correas**

La teoría del diseño a flexión de vigas W, S o HP se basa en los principios de la resistencia de materiales y la teoría de la elasticidad. La idea fundamental es determinar las fuerzas internas y las tensiones que actúan en la viga bajo la acción de las cargas aplicadas, y luego diseñar la viga de manera que pueda resistir estas fuerzas y tensiones sin fallar.

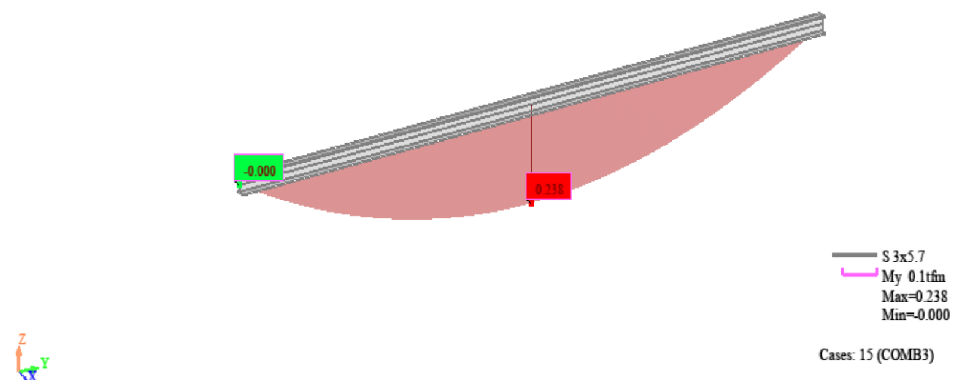
Al diseñar una viga W, S o HP, se deben tener en cuenta varios factores importantes, como las cargas aplicadas, la longitud de la viga, las propiedades del acero utilizado y los límites de deformación permisibles. El diseño a flexión implica calcular las fuerzas de

flexión, las fuerzas cortantes y los momentos que actúan en la viga, y luego dimensionar adecuadamente la sección transversal de la viga para resistir estas fuerzas.

Uno de los parámetros clave en el diseño a flexión de vigas W es el momento de inercia, que es una medida de la resistencia de una sección transversal a la flexión. Las vigas W están diseñadas de tal manera que la mayor cantidad de material se encuentra en la parte superior e inferior de la sección, donde se produce la mayor cantidad de tensiones debidas a la flexión. Esto permite que la viga pueda resistir cargas elevadas sin deformarse excesivamente.

A continuación, se presenta el diseño de la viga más esforzada “BEAM-1801”.

BEAM 1801-MY, Caso de carga 15 (Combinación 3).



STEEL DESIGN

CODE: ANSI/AISC 360-22 *An American National Standard, August 1, 2024*

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1801

POINT: 2

COORDINATE: $x = 0.50 L = 1.793 \text{ m}$

LOADS:

Governing Load Case: 15 COMB3 $1*1.200+2*1.600+4*0.500$

MATERIAL:

STEEL $F_y = 2531.050 \text{ kgf/cm}^2$ $F_u = 4077.804 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 2038901.849 \text{ kgf/cm}^2$



SECTION PARAMETERS: S 3x5.7

$d=7.620 \text{ cm}$	$A_y=7.8168 \text{ cm}^2$	$A_z=3.2903 \text{ cm}^2$
$A_x=10.7097 \text{ cm}^2$		
$b_f=5.918 \text{ cm}$	$I_y=104.0579 \text{ cm}^4$	$I_z=18.6055 \text{ cm}^4$
$J=1.8023 \text{ cm}^4$		
$t_w=0.432 \text{ cm}$	$S_y=27.3118 \text{ cm}^3$	$S_z=6.2876 \text{ cm}^3$
$t_f=0.660 \text{ cm}$	$Z_y=31.7909 \text{ cm}^3$	$Z_z=10.7499 \text{ cm}^3$

MEMBER PARAMETERS:



$L_y = 3.586 \text{ m}$	$L_z = 3.586 \text{ m}$	
$L_{cy} = 3.586 \text{ m}$	$L_{cz} = 3.586 \text{ m}$	$L_b = 3.586 \text{ m}$
$L_{cy}/r_y = 115.031$	$L_{cz}/r_z = 272.038$	$C_b = 1.136$

INTERNAL FORCES:

$P_r = 1.127 \text{ tf}$
 12.156 tf
 $M_{ry} = 0.238 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 $0.591 \text{ tf}\cdot\text{m}$

DESIGN STRENGTHS

$F_{ic}*P_n =$
 $F_{ib}*M_{ny} =$

SAFETY FACTORS

$F_{ib} = 0.900$ $F_{ic} = 0.900$

SECTION ELEMENTS:

Flange = Compact Web = Compact

VERIFICATION FORMULAS:

$$Pr/(2*Fic*Pn) + Mry/(Fib*Mny) = 0.450 < 1.000 \quad \text{LRFD (H1-1b)}$$

Verified

$$Lcy/ry = 115.031 < (Lc/r)_{\max} = 200.000 \quad \text{STABLE}$$

Section OK !!!

A continuación, se presenta el diseño y verificación MANUAL de la viga más esforzada “BEAM-1801”.

Diseño a Flexión

Viga simplemente articulada en ambos extremos por proceso constructivo.

Propiedades del material:

$$Es = 2038901.78 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$\nu = 0.3 \quad \text{Poisson}$$

$$Fy = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$fu = 4077.8 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$\phi_f = 0.9 \quad \text{Factor de reducción a flexión}$$

$$G = 784203.81 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de corte}$$

Momento actuante amplificado

$$Mu = 0.238 \text{ tonnef}$$

Propuesta del perfil a partir del Módulo Plástico

$$Zx_{\text{preliminar}} = \frac{Mu}{\phi_f x f_y} = 10.448 \text{ cm}^3$$

Debe cumplirse:

$$Zx \geq \frac{Mu}{\phi_f x f_y}$$

Nombre del perfil = [S 3x5.7]

$$A_g = 10.71 \text{ cm}^2$$

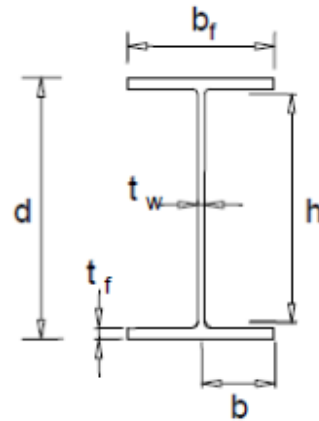
$$b_f = 5.918 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.66 \text{ cm}$$

$$d = 7.620 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.432 \text{ cm}$$

$$b = \frac{b_f}{2} = 2.959 \text{ cm}$$



$$C_w = 225.295 \text{ cm}^6$$

Constante de Alabeo

$$J_{ft} = 1.802 \text{ cm}^4$$

Momento torsional del miembro

$$r_x = 3.117 \text{ cm}$$

Radio de giro en X

$$r_y = 1.318 \text{ cm}$$

Radio de giro en Y

$$I_y = 104.058 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia alrededor de

X

$$I_x = 18.606 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia alrededor de

Y

$$S_y = 27.312 \text{ cm}^3$$

Módulo de sección en X

$$Z_y = 31.791 \text{ cm}^3$$

Modulo plástico en X

Clasificación de la sección de acuerdo a su esbeltez Tabla B4.1b

AISC 360

Valores límites para considerar diferentes secciones, compactas, no compactas y esbeltas.

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Sección Compacta}$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow \text{Sección No Compacta}$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow \text{Sección Esbelta}$$

$$\lambda: \text{relación ancho - espesor } (b/t)$$

Alas:

$$\lambda_{f_{ala}} = 4.483$$

$$\lambda_{p_{ala}} = 10.785$$

$$\lambda_{r_{ala}} = 28.392$$

Alas = Seccion Compacta

Alma:

$$\lambda_{w_{alma}} = 14.583$$

$$\lambda_{p_{alma}} = 106.717$$

$$\lambda_{r_{alma}} = 161.779$$

Alma = Seccion Compacta

Revisión de la longitud no arriostrada

$L_b = 3.586m$ Longitud que arriostra lateralmente

Miembros flectados en torno a su eje mayor.

Secciones H, I o W de simetría doble con almas compactas y canales con elementos compactos. Sección F2 y F3

$$LP = 1.76x r_x x \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = 65.838cm$$

$c_{ft} = 1$ para perfiles con doble simetría

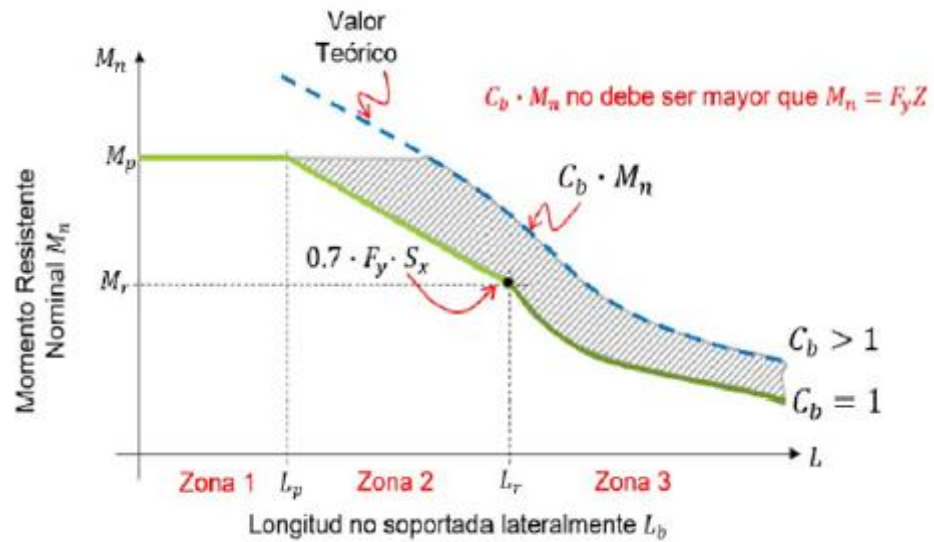
$$r_{ts} = 1.54cm$$

$$L_r = 502.946cm$$

Estado = "Aplica pandeo lateral flexo

– torsional inelastico (Zona2), por lo que M_n

= M_{n_2}



Cálculo de la resistencia nominal (M_n)

Zona 1:

$$M_n = M_p$$

$$M_{n_1} = 0.805 \text{tonnef} * m$$

Zona 2:

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

$C_b = 1.13$ Valor de acuerdo a tablas

$$M_{n_2} = 0.667 \text{tonnef} * m$$

Zona 3:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 x E}{(L_b / r_x)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_x} \right)^2}$$

$$M_{n_3} = 0.771 \text{tonnef} * m$$

$$M_{n_{tentativo}} = \text{si } L_b < L_p, \text{ entonces } M_{n_1}$$

$$M_{n_{tentativo}} = \text{si } L_b < L_r, \text{ entonces } M_{n_2}$$

$$M_{n_tentativo} = \text{si } L_r < L_b, \text{ entonces } Mn_3$$

$$M_{n_tentativo} = 0.667 \text{tonnef} * m$$

$$M_n = \min (Mn_1, Mn_2, Mn_3) = 0.667 \text{tonnef} * m$$

Resistencia de diseño en flexión

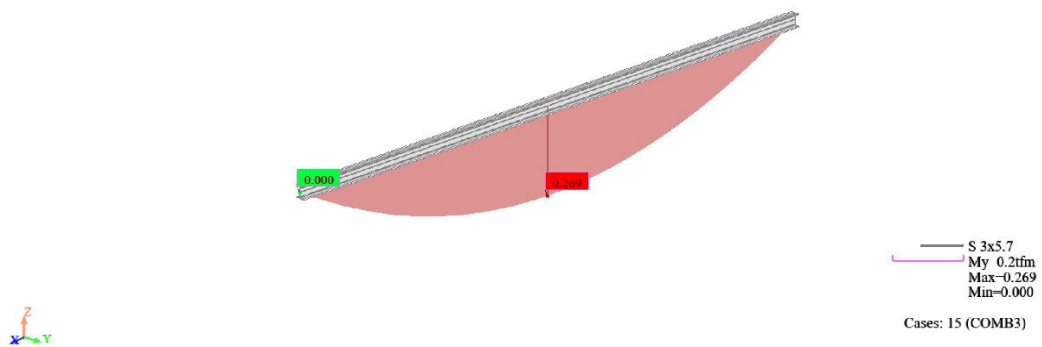
$$M_u = 0.238 \text{tonnef} * m$$

$$\phi_f M_n = 0.599 \text{tonnef} * m$$

Diseño = Si M_u

$\leq \phi_f M_n$, Satisfactorio, la capacidad del perfil es suficiente

BEAM 1928-MY, Caso de carga 15 (Combinación 3)



STEEL DESIGN

CODE: ANSI/AISC 360-22 An American National Standard, August 1, 2022

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1928

$x = 0.50 L = 1.882 \text{ m}$

POINT: 2 COORDINATE:

LOADS:

Governing Load Case: 15 COMB3 $1*1.200+2*1.600+4*0.500$

MATERIAL:

STEEL $F_y = 2531.050 \text{ kgf/cm}^2$ $F_u = 4077.804 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 2038901.849 \text{ kgf/cm}^2$



SECTION PARAMETERS: S 3x5.7

d=7.620 cm	Ay=7.8168 cm ²	Az=3.2903 cm ²
Ax=10.7097 cm ²	Iy=104.0579 cm ⁴	Iz=18.6055 cm ⁴
bf=5.918 cm	J=1.8023 cm ⁴	
tw=0.432 cm	Sy=27.3118 cm ³	Sz=6.2876 cm ³
tf=0.660 cm	Zy=31.7909 cm ³	Zz=10.7499 cm ³
cm ³		

MEMBER PARAMETERS:



Ly = 3.765 m	Lz = 3.765 m	
Lcy = 3.765 m	Lcz = 3.765 m	Lb = 3.765 m
Lcy/ry = 120.779	Lcz/rz = 285.631	Cb = 1.136

INTERNAL FORCES:

DESIGN STRENGTHS

Pr = 1.018 tf	Fic*Pn =
11.319 tf	
Mry = 0.269 tf*m	Fib*Mny =
0.576 tf*m	

SAFETY FACTORS

Fib = 0.900	Fic = 0.900
-------------	-------------

SECTION ELEMENTS:

Flange = Compact	Web = Compact
------------------	---------------

VERIFICATION FORMULAS:

$Pr/(2*Fic*Pn) + Mry/(Fib*Mny) = 0.512 < 1.000$ LRFD (H1-1b) Verified
 $Lcy/ry = 120.779 < (Lc/r)_{max} = 200.000$ STABLE

Section OK !!!

A continuación, se presenta el diseño y verificación MANUAL
de la viga más esforzada “BEAM-1928”.

Diseño a Flexión

1. Momento actuante amplificado

$$Mu = 0.269 \text{ tonnef}$$

2. Propuesta del perfil a partir del Módulo Plástico

$$Zx_{\text{preliminar}} = \frac{Mu}{\phi_f x f_y} = 11.809 \text{ cm}^3$$

Debe cumplirse:

$$Zx \geq \frac{Mu}{\phi_f x f_y}$$

Nombre del perfil = [W21x83]

$$A_g = 10.71 \text{ cm}^2$$

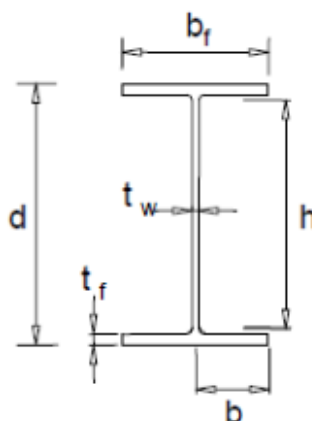
$$b_f = 5.918 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.66 \text{ cm}$$

$$d = 7.620 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.432 \text{ cm}$$

$$b = \frac{b_f}{2} = 2.959 \text{ cm}$$



$$C_w = 225.295 \text{ cm}^6 \quad \text{Constante de Alabeo}$$

$$J_{ft} = 1.802 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento torsional del miembro}$$

$$r_x = 3.117 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y = 1.318 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$I_y = 104.058 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia alrededor de X}$$

$$I_x = 18.606 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia alrededor de Y}$$

$$S_y = 27.312 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo de sección en X}$$

$$Z_y = 31.791 \text{ cm}^3 \quad \text{Modulo plástico en X}$$

3. Clasificación de la sección de acuerdo a su esbeltez Tabla B4.1b

AISC 360

Valores límites para considerar diferentes secciones,
compactas, no compactas y esbeltas.

$$\begin{aligned}\lambda &\leq \lambda_p \rightarrow \text{Sección Compacta} \\ \lambda_p &< \lambda \leq \lambda_r \rightarrow \text{Sección No Compacta} \\ \lambda &> \lambda_r \rightarrow \text{Sección Esbelta}\end{aligned}$$

λ : relación ancho – espesor (b/t)

Alas:

$$\lambda_{f_{ala}} = 4.483$$

$$\lambda_{p_{ala}} = 10.785$$

$$\lambda_{r_{ala}} = 28.392$$

Alas = Seccion Compacta

Alma:

$$\lambda_{w_{alma}} = 14.583$$

$$\lambda_{p_{alma}} = 106.717$$

$$\lambda_{r_{alma}} = 161.779$$

Alma = Seccion Compacta

Revisión de la longitud no arriostrada

$L_b = 3.765m$ Longitud que arriostra lateralmente

Miembros flectados en torno a su eje mayor.

Secciones H, I o W de simetría doble con almas compactas y canales con elementos compactos. Sección F2 y F3

$$LP = 1.76x r_x x \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = 65.838cm$$

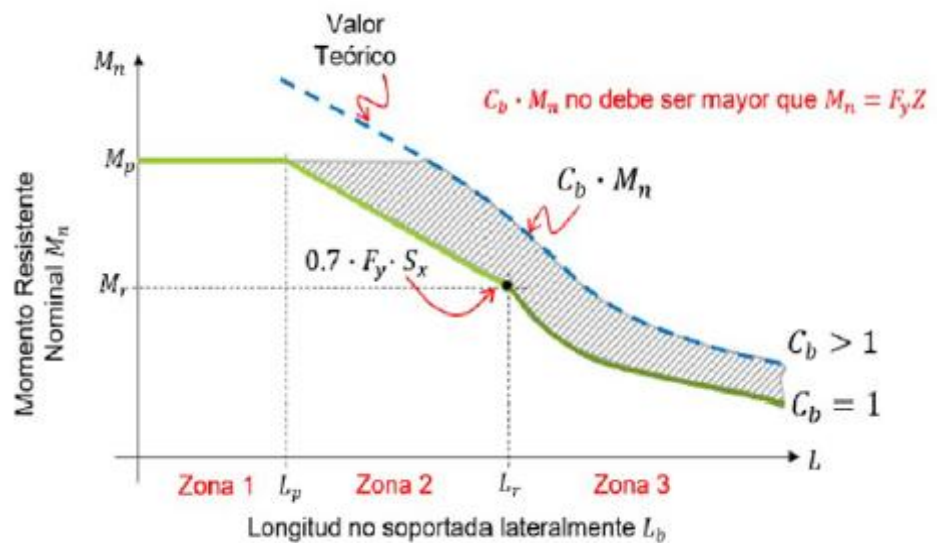
$c_{ft} = 1$ para perfiles con doble simetría

$$rts = 1.54cm$$

$$Lr = 502.946cm$$

Estado = "Aplica pandeo lateral flexo

– torsional inelastico (Zona2), por lo que Mn
 $= Mn_2$



1) Cálculo de la resistencia nominal (M_n)

Zona 1:

$$M_n = M_p$$

$$M_{n_1} = 0.805 \text{tonnef} * m$$

Zona 2:

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

$C_b = 1.13$ Valor de acuerdo a tablas

$$M_{n_2} = 0.652 \text{tonnef} * m$$

Zona 3:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b x \pi^2 x E}{(L_b/r_x)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{Lb}{rx}\right)^2}$$

$$M_{n_3} = 0.733 \text{tonnef} * m$$

$$M_{n_tentativo} = \text{si } Lb < Lp, \text{ entonces } Mn_1$$

$$M_{n_tentativo} = \text{si } Lb < Lr, \text{ entonces } Mn_2$$

$$M_{n_tentativo} = \text{si } Lr < Lb, \text{ entonces } Mn_3$$

$$M_{n_tentativo} = 0.652 \text{tonnef} * m$$

$$M_n = \min (Mn_1, Mn_2, Mn_3) = 0.652 \text{tonnef} * m$$

2) Resistencia de diseño en flexión

$$M_u = 0.269 \text{tonnef} * m$$

$$\phi_f M_n = 0.586 \text{tonnef} * m$$

Diseño = Si $M_u \leq \phi_f M_n$, Satisfactorio, la capacidad del perfil es suficiente

A continuación, se presenta el diseño de la viga más esforzada

“BEAM-1956”.

BEAM 1956-MY, Caso de carga 15 (Combinación 3)

STEEL DESIGN

CODE: *ANSI/AISC 360-22 An American National Standard, August 1, 2022*

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1956

x = 0.50 L = 1.076 m

POINT: 2 COORDINATE:

LOADS:

Governing Load Case: 15 COMB3 1*1.200+2*1.600+4*0.500

MATERIAL:

STEEL $F_y = 2531.050 \text{ kgf/cm}^2$ $F_u = 4077.804 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 2038901.849 \text{ kgf/cm}^2$

**SECTION PARAMETERS: S 3x5.7**

$d=7.620 \text{ cm}$	$A_y=7.8168 \text{ cm}^2$	$A_z=3.2903 \text{ cm}^2$
$A_x=10.7097 \text{ cm}^2$		
$b_f=5.918 \text{ cm}$	$I_y=104.0579 \text{ cm}^4$	$I_z=18.6055 \text{ cm}^4$
$J=1.8023 \text{ cm}^4$		
$t_w=0.432 \text{ cm}$	$S_y=27.3118 \text{ cm}^3$	$S_z=6.2876 \text{ cm}^3$
$t_f=0.660 \text{ cm}$	$Z_y=31.7909 \text{ cm}^3$	$Z_z=10.7499 \text{ cm}^3$

MEMBER PARAMETERS:

$L_y = 2.151 \text{ m}$	$L_z = 2.151 \text{ m}$	
$L_{cy} = 2.151 \text{ m}$	$L_{cz} = 2.151 \text{ m}$	$L_b = 2.151 \text{ m}$
$L_{cy}/r_y = 69.017$	$L_{cz}/r_z = 163.220$	$C_b = 1.136$

INTERNAL FORCES:

$P_r = 1.620 \text{ tf}$
 18.985 tf
 $M_{ry} = 0.075 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 $0.704 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 $V_{rz} = -0.000 \text{ tf}$
 4.997 tf

DESIGN STRENGTHS

$F_{ic} \cdot P_n =$
 $F_{ib} \cdot M_{ny} =$
 $F_{iv} \cdot V_{nz} =$

SAFETY FACTORS

$F_{ib} = 0.900$	F_{ic}	$=$	0.900
$F_{iv} = 1.000$			

SECTION ELEMENTS:

Flange = Compact Web = Compact

VERIFICATION FORMULAS:

$P_r / (2 \cdot F_{ic} \cdot P_n) + M_{ry} / (F_{ib} \cdot M_{ny}) = 0.149 < 1.000$ LRFD (H1-1b) Verified

$$V_{rz}/(F_{iv} \cdot V_{nz}) = 0.000 < 1.000 \quad \text{LRFD (G) Verified}$$

$$L_{cy}/r_y = 69.017 < (L_c/r)_{\max} = 200.000 \quad \text{STABLE}$$

Section OK !!!

A continuación, se presenta el diseño y verificación MANUAL de la viga más esforzada “BEAM-1956”.

Diseño a Flexión

- 1) Momento actuante amplificado

$$M_u = 0.198 \text{ tonnef}$$

- 2) Propuesta del perfil a partir del Módulo Plástico

$$Z_{x_{\text{preliminar}}} = \frac{M_u}{\phi_f x f_y} = 8.692 \text{ cm}^3$$

Debe cumplirse:

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_f x f_y}$$

Nombre del perfil = [W21x83]

$$A_g = 10.71 \text{ cm}^2$$

$$b_f = 5.918 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.66 \text{ cm}$$

$$d = 7.620 \text{ cm}$$

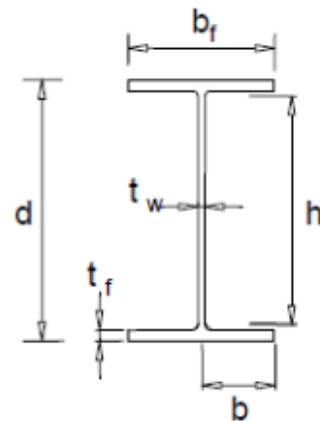
$$t_w = 0.432 \text{ cm}$$

$$b = \frac{b_f}{2} = 2.959 \text{ cm}$$

$$C_w = 225.295 \text{ cm}^6 \quad \text{Constante de Alabeo}$$

$$J_{ft} = 1.802 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento torsional del miembro}$$

$$r_x = 3.117 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$



$r_y = 1.318 \text{ cm}$ Radio de giro en Y

$I_y = 104.058 \text{ cm}^4$ Momento de inercia alrededor de X

$I_x = 18.606 \text{ cm}^4$ Momento de inercia alrededor de Y

$S_y = 27.312 \text{ cm}^3$ Módulo de sección en X

$Z_y = 31.791 \text{ cm}^3$ Modulo plástico en X

3) Clasificación de la sección de acuerdo a su esbeltez Tabla B4.1b

AISC 360

Valores límites para considerar diferentes secciones,
compactas, no compactas y esbeltas.

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Sección Compacta}$

$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow \text{Sección No Compacta}$

$\lambda > \lambda_r \rightarrow \text{Sección Esbelta}$

λ : relación ancho – espesor (b/t)

Alas:

$$\lambda_{f_{ala}} = 4.483$$

$$\lambda_{p_{ala}} = 10.785$$

$$\lambda_{r_{ala}} = 28.392$$

Alas = Seccion Compacta

Alma:

$$\lambda_{w_{alma}} = 14.583$$

$$\lambda_{p_{alma}} = 106.717$$

$$\lambda_{r_{alma}} = 161.779$$

Alma = Seccion Compacta

4) Revisión de la longitud no arriostrada

$L_b = 2.762m$ Longitud que arriestra lateralmente

Miembros flectados en torno a su eje mayor.

Secciones H, I o W de simetría doble con almas compactas y canales con elementos compactos. Sección F2 y F3

$$LP = 1.76 r_x \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = 65.838cm$$

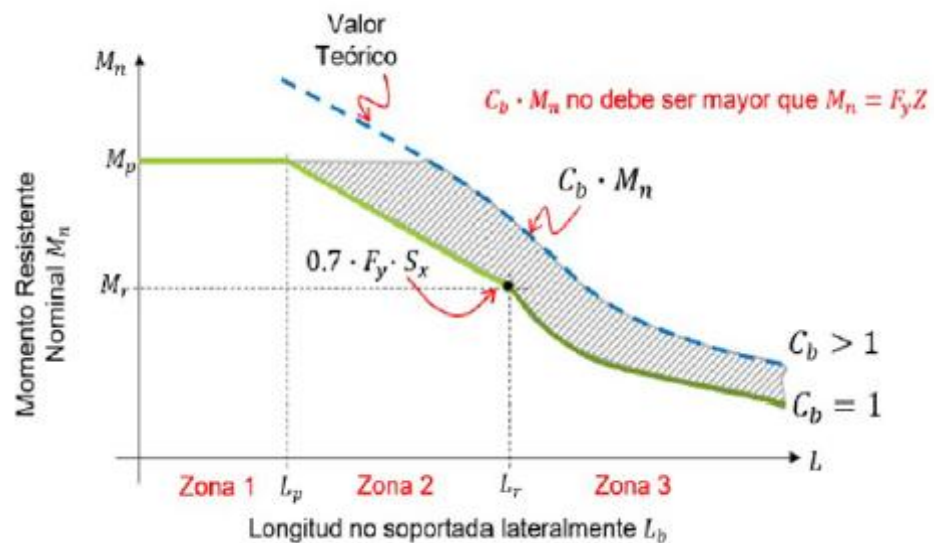
$c_{ft} = 1$ para perfiles con doble simetría

$$rts = 1.54cm$$

$$Lr = 502.946cm$$

Estado = "Aplica pandeo lateral flexo

– torsional inelastico (Zona2), por lo que $M_n = M_{n_2}$



5) Cálculo de la resistencia nominal (M_n)

Zona 1:

$$M_n = M_p$$

$$M_{n_1} = 0.805 \text{tonnef} * m$$

Zona 2:

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

$$C_b = 1.13 \quad \text{Valor de acuerdo a tablas}$$

$$M_{n_2} = 0.735 \text{tonnef} * m$$

Zona 3:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b x \pi^2 x E}{(L_b / r_x)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_x} \right)^2}$$

$$M_{n_3} = 1.008 \text{tonnef} * m$$

$$M_{n_{tentativo}} = \text{si } L_b < L_p, \text{ entonces } Mn_1$$

$$M_{n_{tentativo}} = \text{si } L_b < L_r, \text{ entonces } Mn_2$$

$$M_{n_{tentativo}} = \text{si } L_r < L_b, \text{ entonces } Mn_3$$

$$M_{n_{tentativo}} = 0.735 \text{tonnef} * m$$

$$M_n = \min (Mn_1, Mn_2, Mn_3) = 0.735 \text{tonnef} * m$$

6) Resistencia de diseño en flexión

$$M_u = 0.198 \text{tonnef} * m$$

$$\phi_f M_n = 0.735 \text{tonnef} * m$$

Diseño = Si $M_u \leq \phi_f M_n$, Satisfactorio, la capacidad del perfil es suficiente

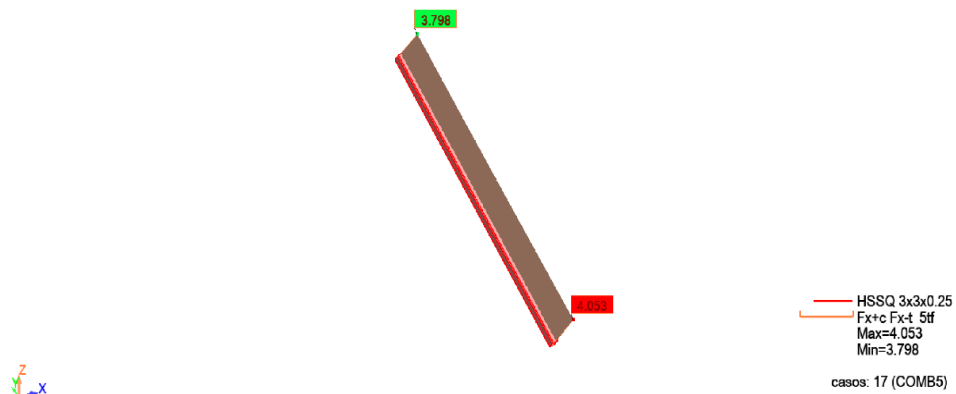
- **Verificación de elementos a compresión**

El diseño de elementos metálicos sometidos a compresión se basa en la teoría de la carga crítica de Euler, que determina la máxima carga axial que un miembro puede soportar sin fallar por pandeo. Esta carga crítica se calcula considerando el módulo de elasticidad del material, el momento de inercia de la sección transversal y el factor efectivo de longitud, que depende de las

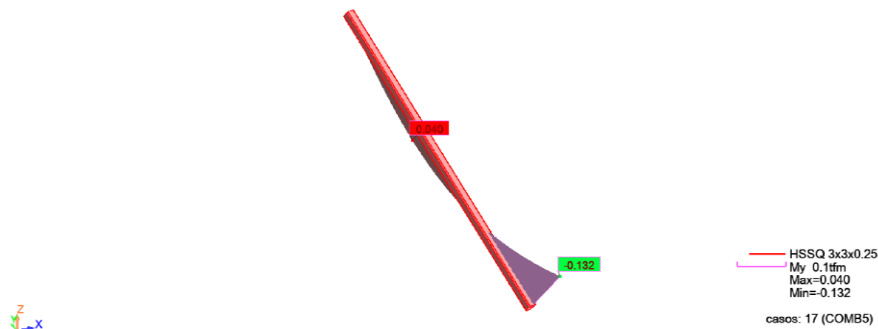
condiciones de apoyo y la longitud efectiva del miembro. El factor de esbeltez, que es la relación entre la longitud efectiva del miembro y el radio de giro de su sección transversal, también juega un papel crucial. A continuación, se presenta el diseño asistido por computadora y el diseño manual de los elementos más esforzados.

Barra 3634

Elemento sometido a compresión



MY; casos: 17 (COMB5)



CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: ANSI/AISC 360-22 An American National Standard, August 1, 2022

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 3634 PUNTOS: 1

COORDENADA: $x = 0.00$ L

= 0.000 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 17 COMB5 $1*1.200+4*1.600+2*0.500$

MATERIAL:

STEEL $F_y = 2531.050$ kgf/cm² $F_u = 4077.804$ kgf/cm² $E = 2038901.849$ kgf/cm²



PARAMETROS DE LA SECCION: HSSQ 3x3x0.25

$d=7.620$ cm

$A_y=6.2173$ cm²

$A_z=6.2173$ cm²

$A_x=15.7419$ cm²

$bf=7.620$ cm

$I_y=125.7019$ cm⁴

$I_z=125.7019$

cm⁴ $J=211.4456$ cm⁴

$tw=0.592$ cm

$S_y=32.9926$ cm³

$S_z=32.9926$

cm³

$tf=0.592$ cm

$Z_y=40.6399$ cm³

$Z_z=40.6399$

cm³

PARAMETROS DE LA BARRA:



$L_y = 2.661$ m

$L_z = 2.661$ m

$L_{cy} = 3.813$ m

$L_{cz} = 4.864$ m

$L_{cy}/r_y = 134.933$

$L_{cz}/r_z = 172.127$

ESFUERZOS INTERNOS:
DIMENSIONAMIENTO

RESISTENCIAS

DE

$T_r = -0.000$ tf*m

$F_i T^* T_n =$

0.788 tf*m

$P_r = 4.053$ tf

$F_{ic}^* P_n = 8.439$

tf

$M_{ry} = -0.132$ tf*m

$V_{ry} = 0.000$ tf

$F_{ib}^* M_{ny} =$

$$0.926 \text{ tf}\cdot\text{m} \quad Fiv \cdot Vny = 8.498 \text{ tf}$$

$$Mrz = 0.000 \text{ tf}\cdot\text{m} \quad Vrz = 0.235 \text{ tf} \quad Fib \cdot Mnz =$$

$$0.926 \text{ tf}\cdot\text{m} \quad Fiv \cdot Vnz = 8.498 \text{ tf}$$

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

$$Fib = 0.900 \quad Fic = 0.900 \quad = 0.900$$

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = compacto alma = compacto

FORMULAS DE VERIFICACION:

$$Pr/(Fic \cdot Pn) + 8/9 \cdot (Mry/(Fib \cdot Mny) + Mrz/(Fib \cdot Mnz)) = 0.607 < 1.000$$

LRFD (H1-1a) Verificado

$$Vry/(Fiv \cdot Vny) = 0.000 < 1.000 \quad \text{LRFD (G) Verificado}$$

$$Vrz/(Fiv \cdot Vnz) = 0.028 < 1.000 \quad \text{LRFD (G) Verificado}$$

$$Lcy/ry = 134.933 < (Lc/r)_{\max} = 200.000 \quad Lcz/rz = 172.127 < (Lc/r)_{\max} = 200.000 \quad \text{ESTABLE}$$

Perfil correcto !!!

A continuación, se presenta el diseño y verificación MANUAL de la columna más esforzada “C9 – C10”.

Propiedades del material:

$$Es = 2038901.78 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$\nu = 0.3 \quad \text{Poisson}$$

$$Fy = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$fu = 4077.8 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

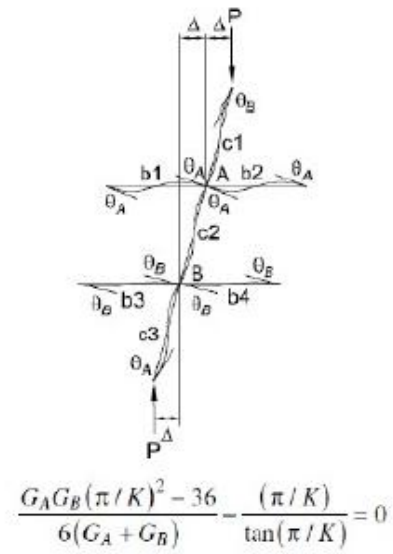
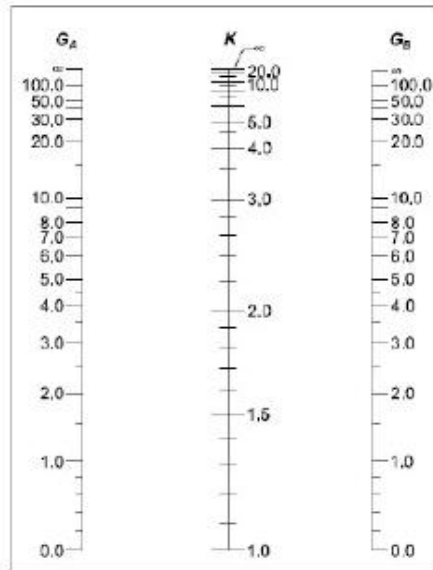
Arriostre = NO

$$\phi_f = 0.9 \quad \text{Factor de reducción a flexión}$$

$$G = 784203.81 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de corte}$$

BARRA 3634

1) Factor de longitud efectiva “k”



Inercia (I_x) de los elementos y longitudes (L_x)

$$I_{x1} = 88.6573 \text{ cm}^4 \quad L_{x1} = 1.26 \text{ m}$$

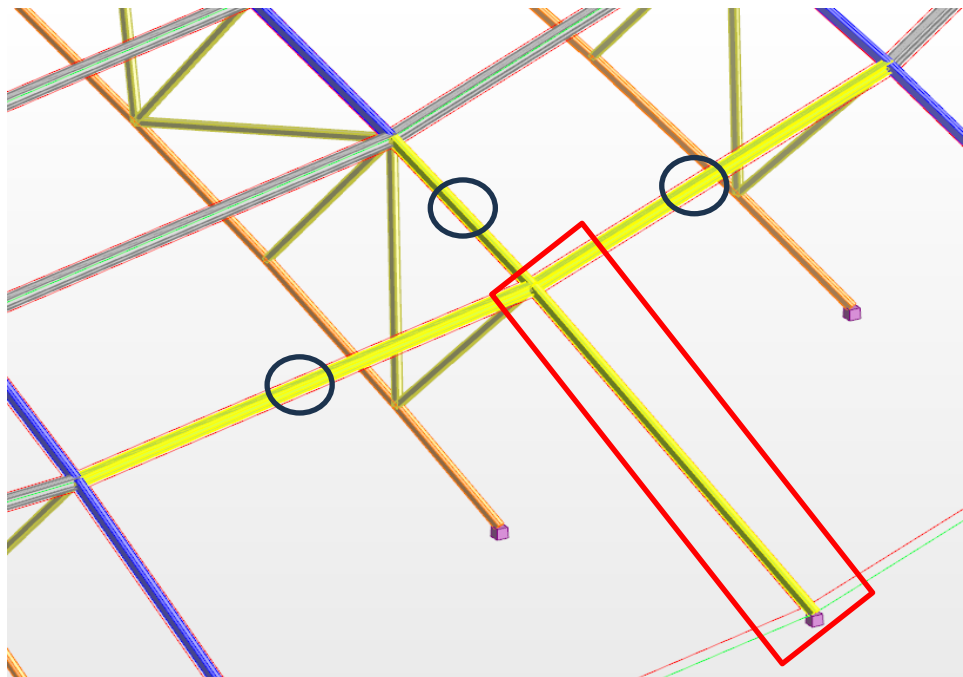
$$I_{x2} = 88.6573 \text{ cm}^4 \quad L_{x2} = 2.66 \text{ m}$$

$$I_{x3} = 0 \text{ cm}^4 \quad L_{x3} = 0 \text{ m}$$

$$I_{x4} = 104.0579 \text{ cm}^4 \quad L_{x4} = 3.94 \text{ m}$$

$$I_{x5} = 104.0579 \text{ cm}^4 \quad L_{x5} = 3.94 \text{ m}$$

$$I_{x6} = 0 \text{ cm}^4 \quad L_{x6} = 0 \text{ m}$$



En la siguiente imagen se muestran los elementos de borde (color amarillo) para el cálculo de la longitud efectiva en el elemento sometido a compresión.

El valor del factor de longitud efectiva viene dado por la siguiente formula:

$$K_{eq} = \sqrt{\frac{1.6 * GA * GB + 4(GA + GB) + 7.5}{GA + GB + 7.5}} = 1.433$$

Nombre del perfil = [HSSQ 3X3X1/4"] 7

$$A_g = 2.44in^2$$

$$b_f = 3in$$

$$t_f = 0.233in$$

$$C_w = 3.52in^3$$

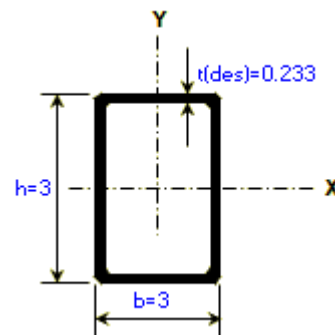
$$J_{ft} = 5.08in^4$$

$$r_x = 1.11in$$

$$r_y = 1.11in$$

$$I_x = 3.02in^4$$

$$I_y = 3.02in^4$$



Constante de Alabeo

Momento torsional del miembro

Radio de giro en X

Radio de giro en Y

Momento de inercia alrededor de X

Momento de inercia alrededor de Y

Verificación de pandeo local (Elemento esbelto o no esbelto)

Elementos atiesados (ALAS):

Escogemos al caso según la tabla B4.1.a del AISC " ϕ_{ala} " y " ϕ_{r_a} " según el caso escogido

$$\phi_{ala} = \frac{b}{T_f} = 12.876$$

$$\varphi_{r_a} = 1.40x \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 39.735$$

*Verificacion pandeo local*_{atiesados} = Si φ_{ala}

$\leq \varphi_{r_a}$ (Elemento no esbelto)

*Verificacion pandeo local*_{atiesados} = Si φ_{ala}

$> \varphi_{r_a}$ (Elemento esbelto)

Elementos atiesados (ALMAS):

Escogemos **al** caso según la tabla B4.1.a del AISC “ φ_{alma} ” y

“ φ_r ” según el caso escogido

$$\varphi_{alma} = \frac{b}{Tf} = 12.876$$

$$\varphi_r = 1.40x \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 39.735$$

*Verificacion pandeo local*_{atiesados} = Si φ_{alma}

$\leq \varphi_r$ (Elemento no esbelto)

*Verificacion pandeo local*_{atiesados} = Si φ_{alma}

$> \varphi_r$ (Elemento esbelto)

Se muestra que NO existe pandeo local y los elementos son NO esbeltos

Pandeo local = "No existe pandeo local"

Verificación de pandeo flexional (Elemento esbelto o no esbelto)

$F_{cr_1} = 847.272 \text{ kgf/cm}^2$ Esfuerzo crítico para evitar el

pandeo flexional

Capacidad resistente del miembro

$$P_n = 10.769 \text{ tonnef} \quad \text{Resistencia a compresión nominal}$$

$$P_u = 9.692 \text{ tonnef} \quad \text{Resistencia a compresión ultima}$$

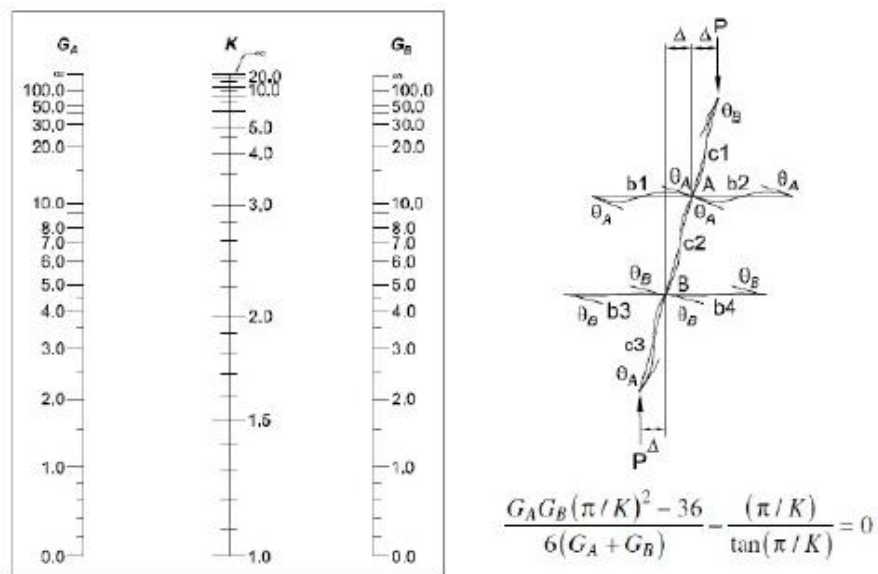
$$\text{Diseño} = \text{si } P \leq \phi P_u$$

Diseño = Satisfactorio, la capacidad del perfil es suficiente

Dirección débil:

Arriostre = "no" restricción horizontal

1) Factor de longitud efectiva “k”



Inercia (I_x) de los elementos y longitudes (L_x)

$$I_{x1} = 88.6573 \text{ cm}^4$$

$$L_{x1} = 1.26 \text{ m}$$

$$I_{x2} = 125.7019 \text{ cm}^4$$

$$L_{x2} = 2.66 \text{ m}$$

$$I_{x3} = 0 \text{ cm}^4$$

$$L_{x3} = 0 \text{ m}$$

$$I_{x4} = 20.228 \text{ cm}^4$$

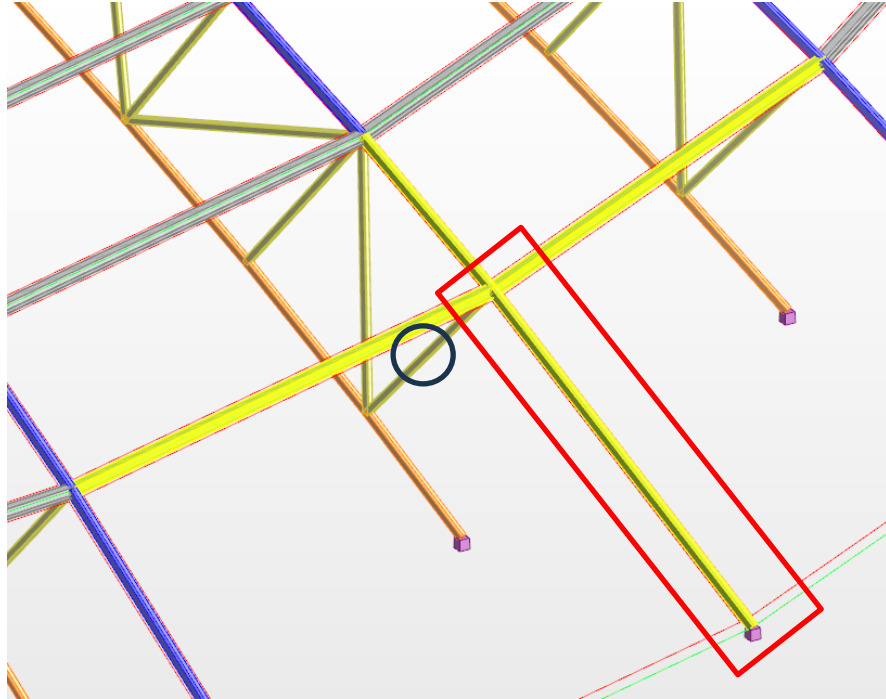
$$L_{x4} = 1.46 \text{ m}$$

$$I_{x5} = 0 \text{ cm}^4$$

$$L_{x5} = 0 \text{ m}$$

$$I_{x6} = 0 \text{ cm}^4$$

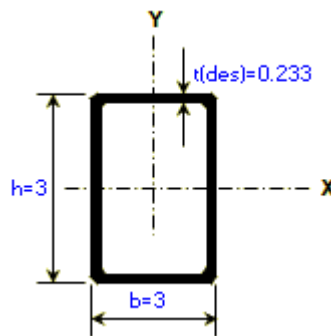
$$L_{x6} = 0 \text{ m}$$



En la siguiente imagen se muestran los elementos de borde (color amarillo) para el cálculo de la longitud efectiva en el elemento sometido a compresión.

El valor del factor de longitud efectiva viene dado por la siguiente formula:

$$K_{eq} = \sqrt{\frac{1.6 * GA * GB + 4(GA + GB) + 7.5}{GA + GB + 7.5}} = 1.864$$



Nombre del perfil = [HSSQ 3X3X1/4"]

$$A_g = 2.44 \text{ in}^2$$

$$b_f = 3 \text{ in}$$

$$t_f = 0.233 \text{ in}$$

$$C_w = 3.52 \text{ in}^3 \quad \text{Constante de Alabeo}$$

$$J_{ft} = 5.08 \text{ in}^4 \quad \text{Momento torsional del miembro}$$

$$r_x = 1.11 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y = 1.11 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$I_x = 3.02 \text{ in}^4 \quad \text{Momento de inercia alrededor de X}$$

$$I_y = 3.02 \text{ in}^4 \quad \text{Momento de inercia alrededor de Y}$$

2) Verificación de pandeo local (Elemento esbelto o no esbelto)

Elementos atiesados (ALAS):

Escogemos al caso según la tabla B4.1.a del AISC " φ_{ala} " y

" φ_{r_a} " según el caso escogido

$$\varphi_{ala} = \frac{b}{Tf} = 12.876$$

$$\varphi_{r_a} = 1.40x \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 39.735$$

*Verificacion pandeo local*_{atiesados} = Si φ_{ala}

$\leq \varphi_{r_a}$ (Elemento no esbelto)

*Verificacion pandeo local*_{atiesados} = Si φ_{ala}

$> \varphi_{r_a}$ (Elemento esbelto)

Elementos atiesados (ALMAS):

Escogemos al caso según la tabla B4.1.a del AISC “ φ_{alma} ”
y “ φ_r ” según el caso escogido

$$\varphi_{alma} = \frac{b}{Tf} = 12.876$$

$$\varphi_r = 1.40x \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 39.735$$

$$\text{Verificacion pandeo local}_{atiesados} = \text{Si } \varphi_{alma} \leq \varphi_r \text{ (Elemento no esbelto)}$$

$$\text{Verificacion pandeo local}_{atiesados} = \text{Si } \varphi_{alma} > \varphi_r \text{ (Elemento esbelto)}$$

Se muestra que NO existe pandeo local y los elementos son NO esbeltos

$$\text{Pandeo local} = \text{"No existe pandeo local"}$$

3) Verificación de pandeo flexional (Elemento esbelto o no esbelto)

$$F_{cr_1} = 847.272 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo crítico para evitar el pandeo flexional}$$

4) Capacidad resistente del miembro

$$P_n = 8.975 \text{ tonnef} \quad \text{Resistencia a compresión nominal}$$

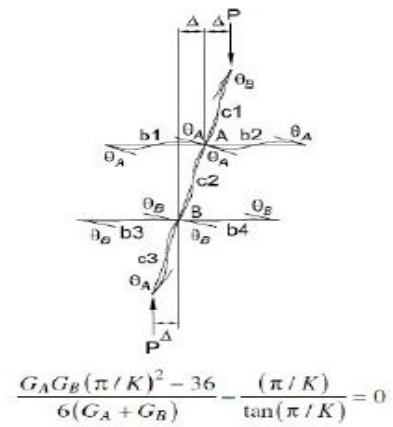
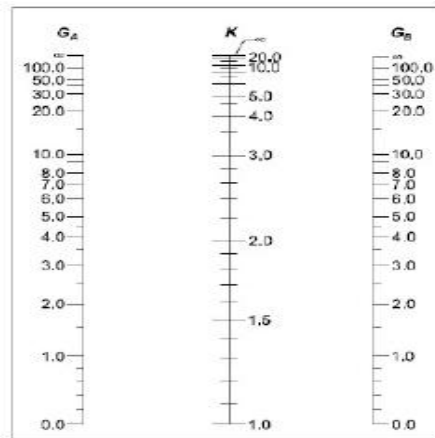
$$P_u = 8.077 \text{ tonnef} \quad \text{Resistencia a compresión ultima}$$

$$\text{Diseño} = \text{si } P \leq \phi P_u$$

Diseño = Satisfactorio, la capacidad del perfil es suficiente

Barra 3655

1) Factor de longitud efectiva “k”



Inercia (I_x) de los elementos y longitudes (L_x)

$$I_{x1} = 55.3588 \text{ cm}^4$$

$$L_{x1} = 1.207 \text{ m}$$

$$I_{x2} = 55.3588 \text{ cm}^4$$

$$L_{x2} = 0.978 \text{ m}$$

$$I_{x3} = 0 \text{ cm}^4$$

$$L_{x3} = 0 \text{ m}$$

$$I_{x4} = 20.2288 \text{ cm}^4$$

$$L_{x4} = 1.46 \text{ m}$$

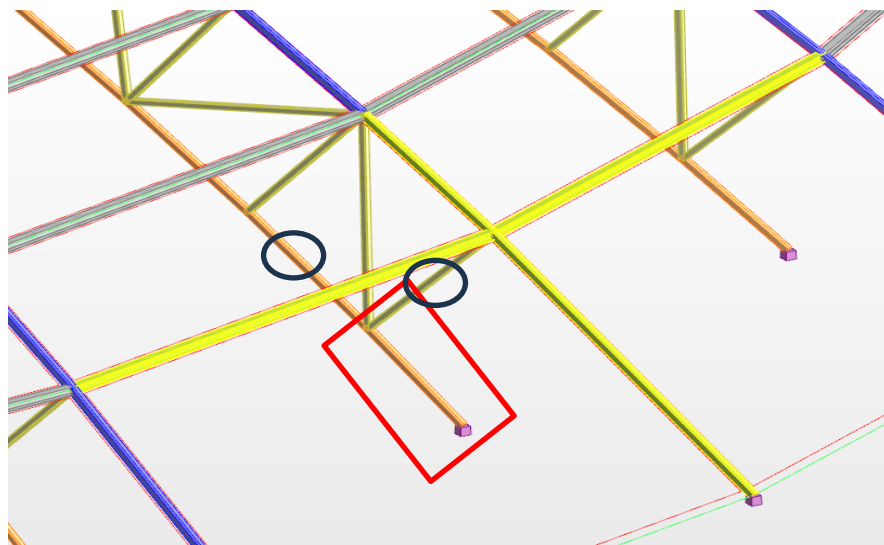
$$I_{x5} = 0 \text{ cm}^4$$

$$L_{x5} = 0 \text{ m}$$

$$I_{x6} = 0 \text{ cm}^4$$

$$L_{x6} = 0 \text{ m}$$

se muestran



los elementos de borde (color amarillo) para el cálculo de la longitud efectiva en el elemento sometido a compresión.

El valor del factor de longitud efectiva viene dado por la siguiente formula:

$$K_{eq} = \sqrt{\frac{1.6 * GA * GB + 4(GA + GB) + 7.5}{GA + GB + 7.5}} = 1.825$$

Nombre del perfil = [HSSQ 3X3X1/4"]

$$A_g = 1.74in^2$$

$$b_f = 2.5in$$

$$t_f = 0.233in$$

$$C_w = 1.82in^3 \quad \text{Constante de Alabeo}$$

$$J_{ft} = 1.90in^4 \quad \text{Momento torsional del miembro}$$

$$r_x = 0.874in \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y = 0.731in \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$I_x = 1.33in^4 \quad \text{Momento de inercia alrededor de X}$$

$$I_y = 0.93in^4 \quad \text{Momento de inercia alrededor de Y}$$

2) Verificación de pandeo local (Elemento esbelto o no esbelto)

Elementos atiesados (ALAS):

Escogemos al caso según la tabla B4.1.a del AISC " φ_{ala} " y " φ_{r_a} " según el caso escogido

$$\varphi_{ala} = \frac{b}{T_f} = 10.73$$

$$\varphi_{r_a} = 1.40x \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 39.735$$

$$Verificacion\ pandeo\ local_{atiesados} = Si\ \varphi_{ala}$$

$$\leq \varphi_{r_a} \text{ (Elemento no esbelto)}$$

$$Verificacion\ pandeo\ local_{atiesados} = Si\ \varphi_{ala}$$

$$> \varphi_{r_a} \text{ (Elemento esbelto)}$$

Elementos atiesados (ALMAS):

Escogemos al caso según la tabla B4.1.a del AISC “ φ_{alma} ” y “ φ_r ”

según el caso escogido

$$\varphi_{alma} = \frac{b}{Tf} = 10.73$$

$$\varphi_r = 1.40x \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 39.735$$

$$Verificacion\ pandeo\ local_{atiesados} = Si\ \varphi_{alma}$$

$$\leq \varphi_r \text{ (Elemento no esbelto)}$$

$$Verificacion\ pandeo\ local_{atiesados} = Si\ \varphi_{alma}$$

$$> \varphi_r \text{ (Elemento esbelto)}$$

Se muestra que NO existe pandeo local y los elementos son NO esbeltos

$$Pandeo\ local = "No\ existe\ pandeo\ local"$$

3) Verificación de pandeo flexional (Elemento esbelto o no esbelto)

$$F_{cr_1} = 1801.292\ kgf/cm^2 \text{ Esfuerzo crítico para evitar el pandeo flexional}$$

4) Capacidad resistente del miembro

$$P_n = 20.221\ tonnef \quad \text{Resistencia a compresión nominal}$$

$$P_u = 18.199\ tonnef \text{ Resistencia a compresión ultima}$$

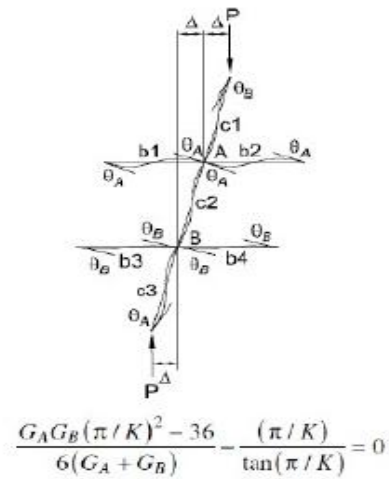
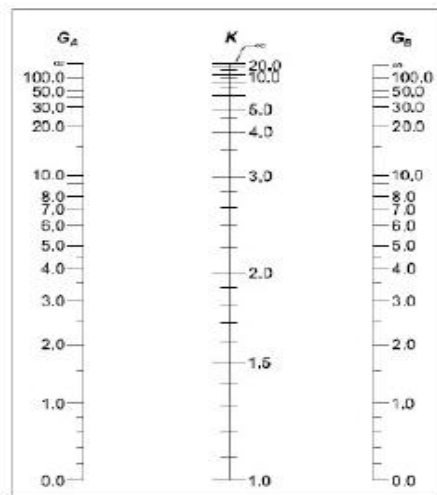
$$Diseño = si\ P \leq \phi P_u$$

Diseño = Satisfactorio, la capacidad del perfil es suficiente

Dirección débil:

Arriostre = "no" restricción horizontal

1) Factor de longitud efectiva “k”



Inercia (I_x) de los elementos y longitudes (L_x)

$$I_{x1} = 55.3588 \text{ cm}^4$$

$$L_{x1} = 1.26 \text{ m}$$

$$I_{x2} = 55.3588 \text{ cm}^4$$

$$L_{x2} = 2.66 \text{ m}$$

$$I_{x3} = 0 \text{ cm}^4$$

$$L_{x3} = 0 \text{ m}$$

$$I_{x4} = 0 \text{ cm}^4$$

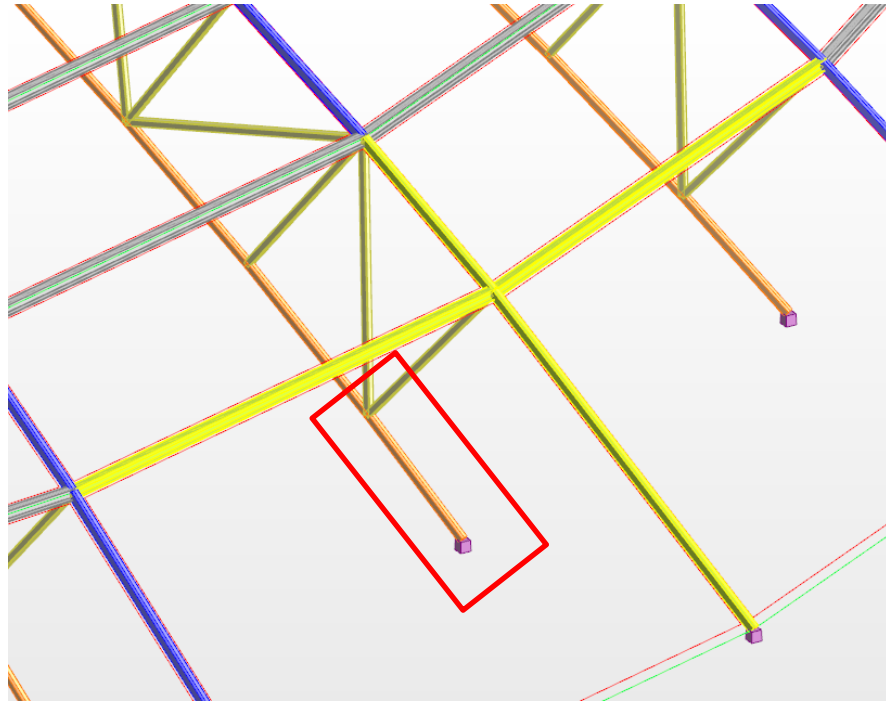
$$L_{x4} = 0 \text{ m}$$

$$I_{x5} = 0 \text{ cm}^4$$

$$L_{x5} = 0 \text{ m}$$

$$I_{x6} = 0 \text{ cm}^4$$

$$L_{x6} = 0 \text{ m}$$



En la siguiente imagen se muestran los elementos de borde (color amarillo) para el *cálculo* de la longitud efectiva en el elemento sometido a compresión.

El valor del factor de longitud efectiva viene dado por la siguiente formula:

$$K_{eq} = \sqrt{\frac{1.6 * GA * GB + 4(GA + GB) + 7.5}{GA + GB + 7.5}} = 2$$

Nombre del perfil = [HSSQ 3X3X1/4"]

$$A_g = 1.74in^2$$

$$b_f = 2in$$

$$t_f = 0.233in$$

$$C_w = 1.82in^3$$

Constante de Alabeo

$$J_{ft} = 1.90in^4$$

Momento torsional del miembro

$$r_x = 0.874in$$

Radio de giro en X

$r_y = 0.731in$ Radio de giro en Y

$I_x = 1.33in^4$ Momento de inercia alrededor de X

$I_y = 0.93in^4$ Momento de inercia alrededor de Y

2) Verificación de pandeo local (Elemento esbelto o no esbelto)

Elementos atiesados (ALAS):

Escogemos al caso según la tabla B4.1.a del AISC “ φ_{ala} ” y “ φ_{r_a} ”

según el caso escogido

$$\varphi_{ala} = \frac{b}{Tf} = 8.584$$

$$\varphi_{r_a} = 1.40x \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 39.735$$

*Verificacion pandeo local*_{atiesados} = Si φ_{ala}

$\leq \varphi_{r_a}$ (Elemento no esbelto)

*Verificacion pandeo local*_{atiesados} = Si φ_{ala}

$> \varphi_{r_a}$ (Elemento esbelto)

Elementos atiesados (ALMAS):

Escogemos al caso según la tabla B4.1.a del AISC “ φ_{alma} ” y “ φ_r ”

según el caso escogido

$$\varphi_{alma} = \frac{b}{Tf} = 8.584$$

$$\varphi_r = 1.40x \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 39.735$$

*Verificacion pandeo local*_{atiesados} = Si φ_{alma}

$\leq \varphi_r$ (Elemento no esbelto)

$$Verificación pandeo local_{atiesados} = Si \varphi_{alma} > \varphi_r \text{ (Elemento esbelto)}$$

Se muestra que NO existe pandeo local y los elementos son NO esbeltos

$$Pandeo local = "No existe pandeo local"$$

3) Verificación de pandeo flexional (Elemento esbelto o no esbelto)

$$F_{cr_1} = 1681.925 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo crítico para evitar el pandeo flexional}$$

4) Capacidad resistente del miembro

$$P_n = 18.881 \text{ tonnef} \quad \text{Resistencia a compresión nominal}$$

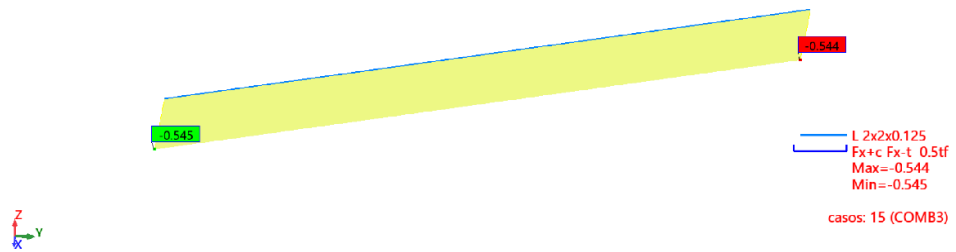
$$P_u = 16.993 \text{ tonnef} \quad \text{Resistencia a compresión ultima}$$

$$Diseño = si P \leq \phi P_u$$

Diseño = Satisfactorio, la capacidad del perfil es suficiente

- **Verificación de elementos a tensión**

Para la presente investigación se dimensionan los miembros para que el esfuerzo máximo en la sección transversal no exceda el límite elástico del material, ajustado por un factor de seguridad que garantiza la seguridad estructural. Las secciones eficientes distribuyen uniformemente el esfuerzo y minimizan las concentraciones que podrían causar fallas. Además, se consideran aspectos como las condiciones de carga y los métodos de unión para asegurar que los elementos puedan resistir las cargas aplicadas sin deformaciones permanentes ni riesgo de fallo.



CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: ANSI/AISC 360-22 An American National Standard, August 1, 2022

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 607 PUNTOS: 1

COORDENADA: $x = 0.00 \text{ L}$

$= 0.000 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 15 COMB3 $1*1.200+2*1.600+4*0.500$

MATERIAL:

STEEL A36 $F_y = 2531.050 \text{ kgf/cm}^2$ $F_u = 4077.804 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 2038901.781 \text{ kgf/cm}^2$



PARAMETROS DE LA SECCION: L 2x2x0.125

$d=5.080 \text{ cm}$ $A_y=1.6129 \text{ cm}^2$ $A_z=1.6129 \text{ cm}^2$

$A_x=3.1677 \text{ cm}^2$

$bf=5.080 \text{ cm}$ $I_y=7.8668 \text{ cm}^4$ $I_z=7.8668 \text{ cm}^4$

$J=0.1220 \text{ cm}^4$

$tw=0.318 \text{ cm}$ $S_y=2.1057 \text{ cm}^3$ $S_z=2.1127 \text{ cm}^3$

$tf=0.318 \text{ cm}$ $Z_y=3.7690 \text{ cm}^3$ $Z_z=3.7690 \text{ cm}^3$

PARAMETROS DE LA BARRA:

$$L_y = 1.854 \text{ m}$$

$$L_{cy} = 1.854 \text{ m}$$

$$L_{cy}/r_y = 117.618$$

$$L_z = 1.854 \text{ m}$$

$$L_{cz} = 1.854 \text{ m}$$

$$L_{cz}/r_z = 117.618$$

$$L_b = 1.854 \text{ m}$$

$$C_b = 1.000$$

ESFUERZOS INTERNOS: RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO

$$Pr = -0.545 \text{ tf}$$

$$7.216 \text{ tf}$$

$$Fity * Pnty =$$

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

$$Fity = 0.900$$

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = compacto alma = compacto

FORMULAS DE VERIFICACION:

$$Pr/(Fity * Pnty) = 0.076 < 1.000 \quad \text{LRFD (H1-1a) Verificado}$$

$$L_{cy}/r_y = 117.618 < (L_c/r)_{\max} = 300.000$$

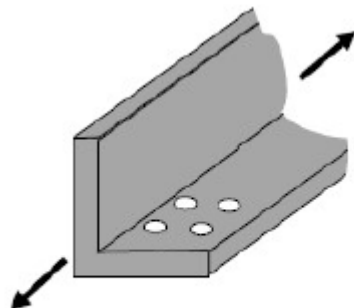
$$L_{cz}/r_z = 117.618 <$$

$$(L_c/r)_{\max} = 300.000 \quad \text{ESTABLE}$$

Perfil correcto !!!

A continuación, se presenta el diseño y verificación MANUAL del elemento a tensión de la barra más esforzada”.

L 2X2X1/8”



Perfil: L-2X2X0.125

Propiedades del material:

$$Es = 2038901.78 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$\nu = 0.3 \quad \text{Poisson}$$

$$Fy = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$fu = 4077.8 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$G = 784203.81 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de corte}$$

$$\varepsilon p = 0.25 \text{ in} \quad \text{Espesor donde entra el perno}$$

Solución:

a) Considerando las combinaciones de carga

ELU: COMB 17

$$Tu1 = 0.545 \text{ toonef} \quad \text{LRFD}$$

$$\text{ELS} \quad Tu2 = 0.530 \text{ toonef ASD}$$

b) Considerando el Ag mínima requerido

$$Ag1 = \frac{Tu}{\phi_{ty} * fu} = 0.037 \text{ in}^2$$

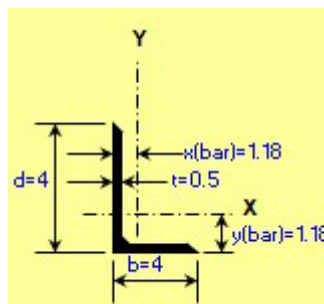
$$Ag2 = \frac{Tu}{\phi_{ty} * fu * U_{prl}} + A_{hp} = 0.507 \text{ in}^2$$

c) Radio de giro mínimo preferible

$$r_{min} = \frac{Lm}{300} = 0.618 \text{ cm}$$

d) Escogemos el perfil: L 2X2X1/8"

Propiedades geométricas del perfil



$$A_g = 0.48 \text{ in}^2 \quad \text{Área bruta de la sección transversal}$$

$$t = 0.125 \text{ in} \quad \text{Espesor del ala}$$

$$b = 2 \text{ in} \quad \text{Ancho de ala 1}$$

$$d = 2 \text{ in} \quad \text{Ancho de ala 2}$$

$$\phi_{perno} = 0.5 \text{ in} \quad \text{Diámetro de perno}$$

$$r_x = 0.62 \text{ in} \quad \text{Radio de giro x}$$

$$r_y = 0.62 \text{ in} \quad \text{Radio de giro y}$$

Comprobaciones:

- 1) Resistencia nominal disponible en la sección

$$P_{nfy} = f_y * A_g = 7.838 \text{ tonnef}$$

$$P_{nfu} = f_u * A_g = 12.628 \text{ tonnef}$$

- 2) Fluencia de la sección bruta

$$LRFD \quad \quad \quad ASD$$

$$\phi_{ty} P_{nfy} = 7.054 \text{ tonnef} \quad \quad \quad \frac{P_{nfy}}{\phi_{ty}} =$$

$$4.693 \text{ tonnef}$$

$$\phi_{ty} P_{nfu} = 9.471 \text{ tonnef} \quad \quad \quad \frac{P_{nfu}}{\phi_{ty}} =$$

$$6.314 \text{ tonnef} \quad \text{Verf}_1 = Ok \quad \quad \quad \text{Verf}_2 = Ok$$

$$\text{Esfuerzo axial requerido:} \quad \sigma_{rqd} = \frac{T_u}{A_g} =$$

$$175.99 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo axial disponible:} \quad \sigma_{rqd} = \frac{\phi_{ty} P_{nfy}}{A_g} =$$

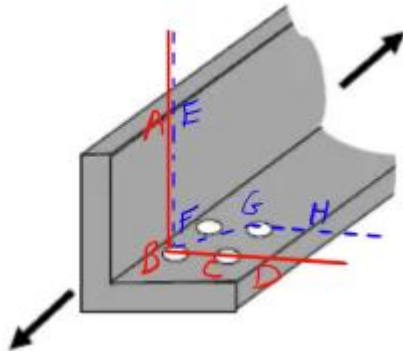
$$2277.945 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Verf}_3 = Ok$$

3) Secciones críticas de falla

Área neta

Sección crítica de posibles fallas



$$s_s = 2 \text{ in} = 50.8 \text{ mm}$$

$$g_1 = 0.01 \text{ in}$$

Análisis para ABCD

$$A_{n1} = A_g - n_{p1} * \left(\phi_{perno} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) * t = 2.593 \text{ cm}^2$$

Análisis para EFGH

$$\begin{aligned} A_{n2} &= A_g - n_p * \left(\phi_{perno} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) * t + \frac{2 * S_s^2}{4 * g_1} * t \\ &= 25.48 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$A_n = \min(A_{n1}, A_{n2}) = 0.402 \text{ in}^2$$

Factor de retraso de cortante

Según especificaciones de AISC, tabla D3.1, p16. 1-28

Corresponde caso 2 y 8:

$$U_2 = 1 - \frac{x}{l} = 0.902 \qquad U_8 = 0.60$$

$$U = \max(U_2, U_8) = 0.902$$

Area neta efectiva de la seccion

$$A_e = A_n * U = 2.34 \text{ cm}^2 \qquad \frac{A_n}{A_g} = 0.837$$

4) Resistencia a la fractura por tensión

$$P_n = f_u * A_e = 9.54 \text{ tonnef}$$

$$LRFD \quad ASD$$

$$\phi_{tu} P_n = 7.155 \text{ tonnef} \quad \frac{P_n}{\phi_{tu}} = 4.77 \text{ tonnef}$$

$$Verf_3 = Ok \quad Verf_4 = Ok$$

5) Relación de esbeltez

$$\frac{L_x}{r_x} = 117.729 \quad CHEQUEO = \frac{L_x}{r_x} \leq 300 \text{ (ESTABLE)}$$

$$\frac{L_y}{r_y} = 117.729 \quad CHEQUEO = \frac{L_y}{r_y} \leq 300 \text{ (ESTABLE)}$$

$$LRFD: Result_{LRFD} = 7.155 \text{ tonnef}, resp_{LRFD}$$

= Controlado por fractura

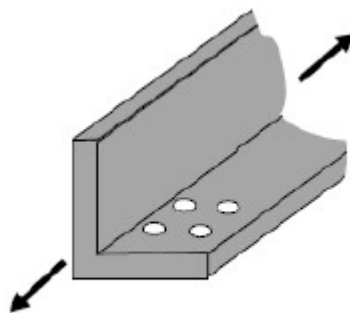
$$ASD: Result_{ASD} = 4.77 \text{ tonnef}, resp_{ASD}$$

= Controlado por fractura

Relation demanda - capacidad

$$Ratio_1 = 0.077 \quad Verf_8 = Ok \text{ (Ratio} < 1)$$

L 2X2X1/8"



Perfil: L-2X2X0.125

Propiedades del material:

$$Es = 2038901.78 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$\nu = 0.3 \quad \text{Poisson}$$

$$Fy = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$fu = 4077.8 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$G = 784203.81 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Módulo de corte}$$

$$\varepsilon p = 0.25 \text{ in} \quad \text{Espesor donde entra el perno}$$

Solución:

e) Considerando las combinaciones de carga

ELU: COMB 17

$$Tu1 = 2.36 \text{ toonef} \quad \text{LRFD}$$

ELS

$$Tu2 = 2.15 \text{ toonef} \quad \text{ASD}$$

f) Considerando el A_g mínima requerido

$$Ag1 = \frac{Tu}{\phi_{ty} * fu} = 0.161 \text{ in}^2$$

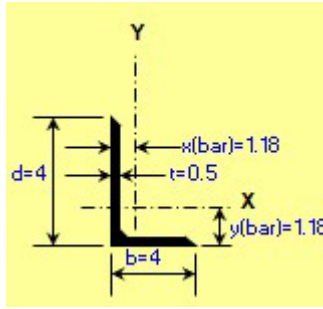
$$Ag2 = \frac{Tu}{\phi_{ty} * fu * U_{prl}} + A_{hp} = 0.635 \text{ in}^2$$

g) Radio de giro mínimo preferible

$$r_{min} = \frac{Lm}{300} = 0.618 \text{ cm}$$

h) Escogemos el perfil: L 2X2X1/8"

Propiedades geométricas del perfil



$A_g = 0.48 \text{ in}^2$ Área bruta de la sección transversal

$t = 0.125 \text{ in}$ Espesor del ala

$b = 2 \text{ in}$ Ancho de ala 1

$d = 2 \text{ in}$ Ancho de ala 2

$\phi_{perno} = 0.5 \text{ in}$ Diámetro de perno

$r_x = 0.62 \text{ in}$ Radio de giro x

$r_y = 0.62 \text{ in}$ Radio de giro y

Comprobaciones:

6) Resistencia nominal disponible en la sección

$$P_{nfy} = f_y * A_g = 7.838 \text{ tonnef}$$

$$P_{nfu} = f_u * A_g = 12.628 \text{ tonnef}$$

7) Fluencia de la sección bruta

LRFD

ASD

$$\phi_{ty} P_{nfy} = 7.054 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_{nfy}}{\phi_{ty}} =$$

$$4.693 \text{ tonnef}$$

$$\phi_{ty} P_{nfu} = 9.471 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_{nfu}}{\phi_{ty}} =$$

$$6.314 \text{ tonnef}$$

$$Verf_1 = 0k$$

$$Verf_2 = 0k$$

$$\text{Esfuerzo axial requerido} \quad \sigma_{rqd} = \frac{T_u}{A_g} =$$

$$762.085 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo axial disponible} \quad \sigma_{rqd} = \frac{\phi_{ty} P_{nfy}}{A_g} =$$

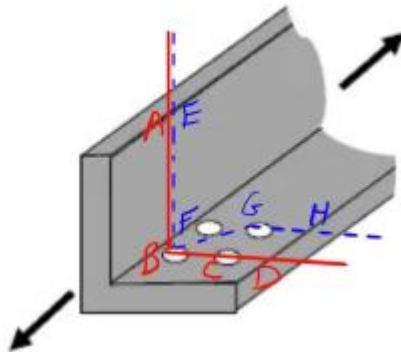
$$2277.945 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Verf_3 = Ok$$

8) Secciones críticas de falla

Área neta

Sección crítica de posibles fallas



$$s_s = 2 \text{ in} = 50.8 \text{ mm}$$

$$g_1 = 0.01 \text{ in}$$

Análisis para ABCD

$$A_{n1} = A_g - n_{p1} * \left(\phi_{perno} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) * t = 2.593 \text{ cm}^2$$

Análisis para EFGH

$$A_{n2} = A_g - n_p * \left(\phi_{perno} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) * t + \frac{2 * S_s^2}{4 * g_1} * t$$

$$= 25.48 \text{ in}^2$$

$$A_n = \min(A_{n1}, A_{n2}) = 0.402 \text{ in}^2$$

Factor de retraso de cortante

Según especificaciones de AISC, tabla D3.1, p16. 1-28

Corresponde caso 2 y 8:

$$U_2 = 1 - \frac{x}{l} = 0.902 \quad U_8 = 0.60$$

$$U = \max(U_2, U_8) = 0.902$$

Área neta efectiva de la sección

$$A_e = A_n * U = 2.34 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_n}{A_g} = 0.837$$

9) Resistencia a la fractura por tensión

$$P_n = f_u * A_e = 9.54 \text{ tonnef}$$

$$LRFD \quad ASD$$

$$\phi_{tu} P_n = 7.155 \text{ tonnef} \quad \frac{P_n}{\phi_{tu}} = 4.77 \text{ tonnef}$$

$$Verf_3 = Ok \quad Verf_4 = Ok$$

10) Relación de esbeltez

$$\frac{L_x}{r_x} = 117.729 \quad CHEQUEO = \frac{L_x}{r_x} \leq 300 \text{ (ESTABLE)}$$

$$\frac{L_y}{r_y} = 117.729 \quad CHEQUEO = \frac{L_y}{r_y} \leq 300 \text{ (ESTABLE)}$$

$$LRFD: Result_{LRFD} = 7.155 \text{ tonnef, resp}_{LRFD}$$

= Controlado por fractura

$$ASD: Result_{ASD} = 4.77 \text{ tonnef, resp}_{ASD}$$

= Controlado por fractura

Relacion demanda - capacidad

$$Ratio_1 = 0.335 \quad Verf_8 = Ok \text{ (Ratio} < 1)$$

4.2.2. Análisis y diseño estructural del SISTEMA II

- **Análisis Sismorresistente (E.030):**

Análisis Sísmico Estático

- **Peso Sísmico**

Estimación del peso sísmico según la Norma Técnica

E.030 Diseño Sismorresistente 2018, p.20.

El peso sísmico (P) se calculó adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se toman el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

Para la presente investigación el peso sísmico se obtendrá adicionando a la carga muerta el 50% de la carga viva y el 25% de la carga viva de techo. Por lo que la fórmula para el cálculo del peso sísmico queda de la siguiente manera:

$$P_S = P_{CM} + 0.5P_{CV} + 0.25P_{CVT}$$

$$P_{TOTAL} = 185.33 \text{ tonne}$$

○ **Fuerza Cortante en la Base**

$$V_X(P_{total}) = 31.621 \text{ tonne}$$

$$V_Y(P_{total}) = 31.621 \text{ tonne}$$

El valor de C/R no se considera menor que ($C/R \geq 0.11$)

$$\frac{C_X}{R_X} = 0.313; \frac{C_Y}{R_Y} = 0.313$$

$$v_{FCBx} = 0k$$

$$v_{FCBY} = 0k$$

- **Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura**

$$F_{1x} = \alpha_1 \times v_x (P_{total}) = 31.62 \text{ tonne}$$

$$F_{1Y} = \alpha_1 \times v_Y (P_{total}) = 31.62 \text{ tonne}$$

- **Análisis Sísmico Dinámico**

- **Masas traslacionales y rotacionales**

$$Mt_1 = 18.898 \text{ tonne} * s^2 / m$$

$$M_{r1} = 1010.16 \text{ tonne} * m * s^2$$

- **Periodo de vibración**

Tabla 21 Periodos de vibración en sistema II

Modo	T(s)	%Mx	%My
1	0.055	81.713	81.713
2	0.046	83.705	83.705
3	0.043	83.726	83.726
4	0.043	83.786	83.786
5	0.043	85.872	85.872
6	0.042	91.755	91.755
7	0.041	92.125	92.125
8	0.040	94.578	94.578
9	0.040	94.773	94.773
10	0.040	95.805	95.805

Fuente: Elaboración propia

- **condición de la cortante basal**

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (Vd), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el

(FM=80%) del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación ($F_{Me}=0.8 \times V_s/V_d$)

Peso sísmico total de la planta “i”

Tabla 22 Pesos sísmico de sistema II

Pi(tonne)	
185.33	Piso 1

Fuente: Elaboración propia

- **Verificación de la condición de la cortante en la base**

Tabla 23 Verificación de la cortante basal en sistema II

Hipótesis Sísmica	Condición de la Cortante Basal Mínima	Factor de modificación	
SISMO X	$V_{dx} \geq 0.8 V_{sx}$	31621.931	No procede
		89653.121	
SISMO Y	$V_{dy} \geq 0.8 V_{sy}$	31621.93	No procede
		89653.121	

Fuente: Elaboración propia

- **Desplazamientos y distorsiones**

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según el análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente “R”, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso según el tipo de material predominante. La Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030 del RNE, establece como distorsión máxima de entrepiso el valor de

($D_{mr}=0.007$) para sistemas de Acero, esto se cumplirá en las direcciones X-X y Y-Y respectivamente.

$$dUX = [0.0022]$$

$$dUY = [0.0022]$$

- **Diseño estructural del SISTEMA II:**

Para el diseño de la cúpula de concreto armado, se empleará el método de Diseño por Resistencia según las especificaciones de la Norma Técnica de Edificación E.060 - Concreto Armado. En este enfoque, todas las secciones de los elementos estructurales deben proporcionar Resistencias de Diseño adecuadas (ΦR_n), de acuerdo con las disposiciones de la norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia (Φ) especificados en el Capítulo 9.

Se verificará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio, tales como deflexiones, agrietamiento, vibraciones y fatiga, se mantenga dentro de valores que aseguren un funcionamiento satisfactorio. Este análisis es crucial para garantizar que la cúpula no solo resista las cargas aplicadas, sino que también mantenga su integridad y funcionalidad a lo largo del tiempo.

El Diseño por Resistencia equilibra las cargas aplicadas a la estructura con la resistencia de los elementos estructurales, considerando las incertidumbres inherentes en las cargas de diseño y las resistencias de los materiales. La condición fundamental a verificar es que la resistencia requerida (R_u) sea menor o igual a la

resistencia nominal (R_n) multiplicada por el factor de reducción de resistencia (Φ), es decir, $R_u \leq \Phi R_n$.

En el caso de una cúpula de concreto armado, es esencial considerar tanto la geometría curva de la estructura como la distribución de cargas específicas que esta soportará. La norma E.060 proporciona lineamientos detallados para el diseño de estos elementos, asegurando que se mantengan dentro de los parámetros de seguridad y funcionalidad adecuados.

○ **Cálculo de esfuerzos y verificación del espesor**

Se tiene:

N_ϕ : Fuerza en sentido meridiano

N'_ϕ : Fuerza en sentido paralelo

Empleando la ecuación para una cascara esférica se determina los esfuerzos internos.

Fuerza de tensión: $N_\phi = 3095.87 \text{ kgf/m}$

Fuerza de compresión: $N'_\phi = 2290.10 \text{ kgf/m}$

Verificación del espesor:

- Por tensión:

$$t_1 = \left(\frac{1}{f_{ct}} - \frac{n}{f_{at}} \right) T$$

$$t_1 = 2.75 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm} \text{ (Ok)}$$

- Por compresión:

$$t_p = \frac{C}{O_{cp}}$$

$$t_1 = 1.53 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm} \text{ (Ok)}$$

La zona crítica de las cascaras son los bordes, es por eso que se recomienda un ensanche “L”

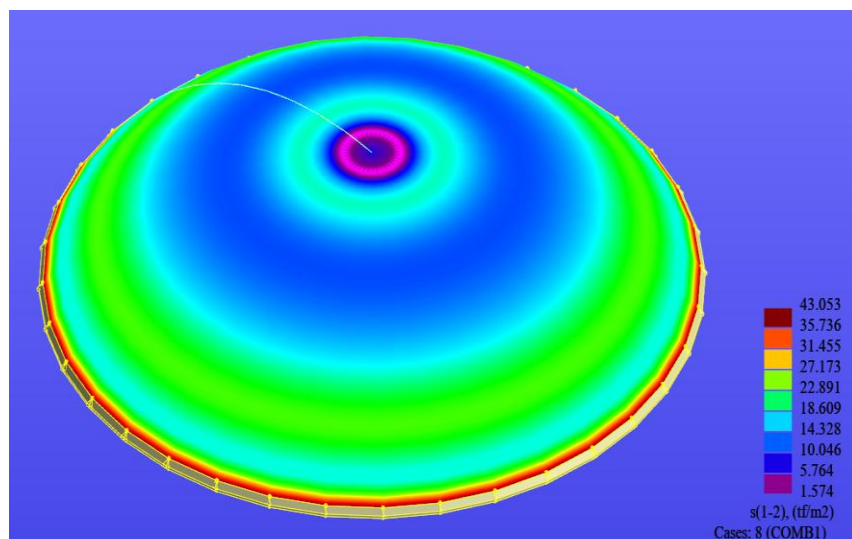
$$L = 1.80m \quad : \text{Longitud de ensanche } 24t_c$$

$$T_{ce} = 15cm \quad : \text{Espesor de la cúpula ensanchada } 1.5t_c$$

○ Cálculo del refuerzo en la zona circunferencial

Zona 1: Zona inferior del domo en el cual presentan los mayores esfuerzos tangenciales, debido a los efectos de borde (esfuerzos de tracción y momentos flectores no considerados) por lo cual se ha considerado un ensanchamiento del espesor de 0.15m variando luego hasta 10cm.

Ilustración 24 Esfuerzos de compresión en x-x



Fuente: Elaboración propia

Se sabe que:

$$S_{xx} = 70.40 \text{ tonnef/m}^2$$

$$e = 0.16m$$

$$b = 1.00m$$

$$T = S_{xx}$$

$$T = 11.26 \text{ Tonnef}$$

$$A_s = T / (0.9 \times F_y)$$

$$A_s = 2.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0035bh$$

$$A_{smin} = 5.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.60 \text{ cm}^2$$

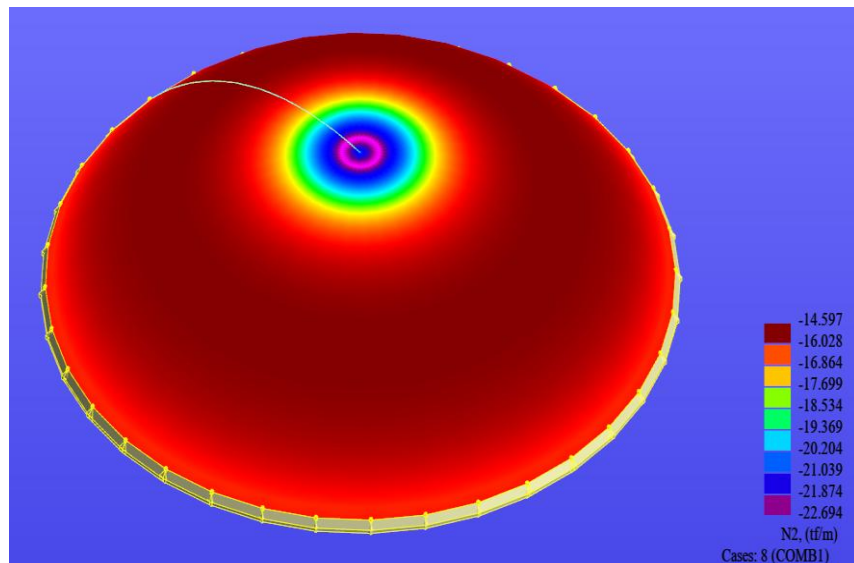
Para: Dos capas

$$1 \text{ } \phi \text{ } \frac{1}{2}'' = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{El espaciamiento será } S = 22.62 \text{ cm}$$

Se colocará un espaciamiento de $\phi \text{ } \frac{1}{2}'' @ 20.00 \text{ cm}$

Zona 2: Zona intermedio y superior en la cual los efectos tangenciales son de compresión para el espesor constante.

Ilustración 25 Esfuerzos de compresión en y-y



Fuente: Elaboración propia

Se sabe que:

$$S_{yy} = 35.14 \text{ tonnef/m}^2$$

$$e = 0.07 \text{ m} \quad b = 1.00 \text{ m}$$

$$T = S_{yy} \quad T = 2.46 \text{ Tonnef}$$

$$A_s = T / (0.9 \times F_y) \quad A_s = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0035bh \quad A_{smin} = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.45 \text{ cm}^2$$

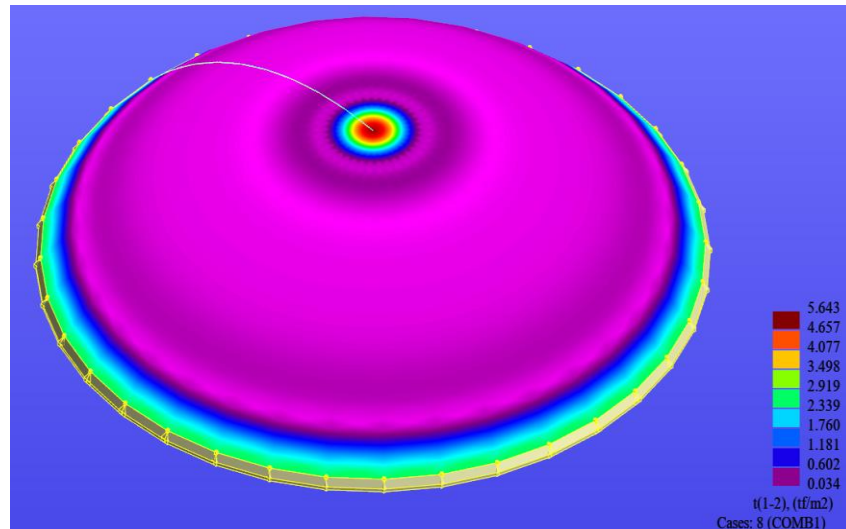
Para: una capa

$$1 \text{ } \phi \text{ } \frac{1}{2}'' = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{El espaciamiento será } S = 18.69 \text{ cm}$$

Se colocará un espaciamiento de $\phi \text{ } \frac{1}{2}'' @ 20.00 \text{ cm}$

Cálculo de refuerzo meridional: Para el análisis se ha considerado dos zonas.

Ilustración 26 Esfuerzos de corte en dirección 1-2



Fuente: Elaboración propia

Zona 1:

Se sabe que:

$$S_{11} = 13.39 \text{ tonnef/m}^2$$

$$e = 0.15 \text{ m} \quad b = 1.00 \text{ m}$$

$$T = 3.35 \text{ Tonnef}$$

$$A_s = T / (0.9 \times F_y) \quad A_s = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0035bh \quad A_{smin} = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2$$

Para: dos capas

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } \frac{1}{2}'' = 2.54 \text{ cm}^2 \quad \text{El espaciamiento será } S = 29.03 \text{ cm}$$

Se colocará un espaciamiento de $\varnothing \frac{1}{2}''$ @ 20.00 cm

Zona 2:

Se sabe que:

$$S_{22} = 12.90 \text{ tonnef/m}^2$$

$$e = 0.10 \text{ m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$T = 3.22 \text{ Tonnef}$$

$$A_s = T / (0.9 \times F_y)$$

$$A_s = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0035bh$$

$$A_{smin} = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2$$

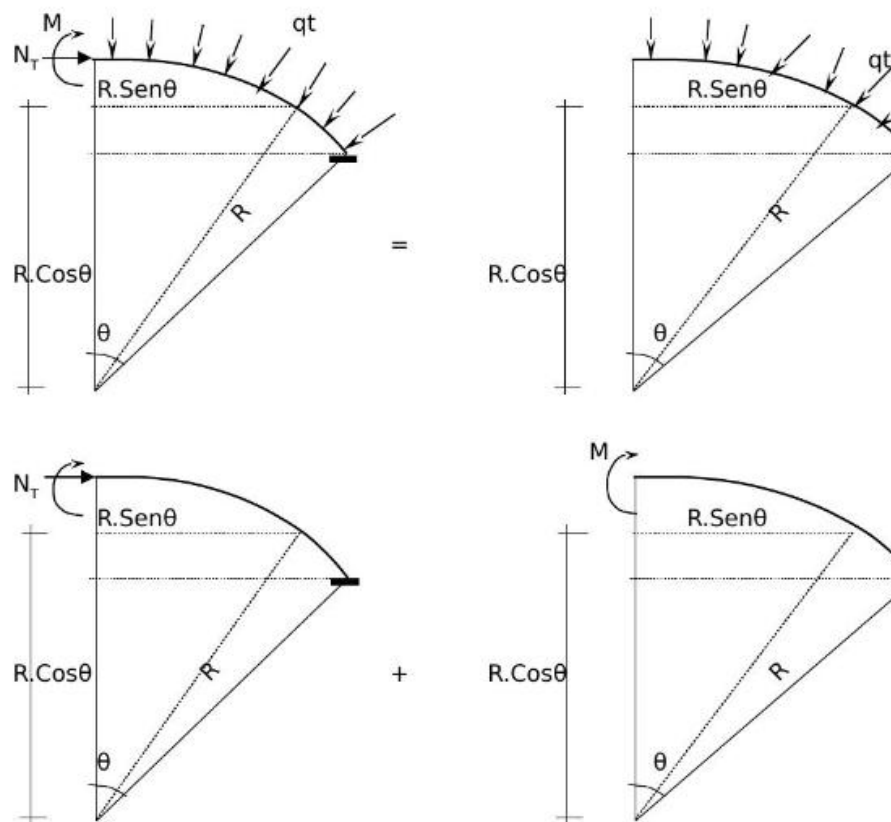
Para: una capa

$$1 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{El espaciamiento será } S = 14.51 \text{ cm}$$

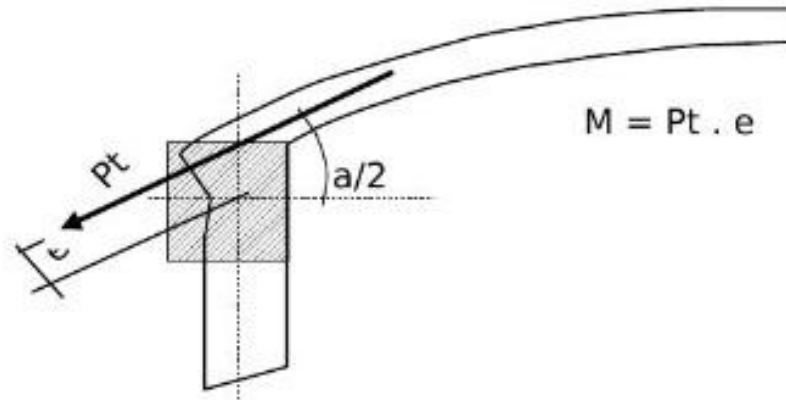
Se colocará un espaciamiento de $\phi \text{ } 1/2'' @ 15.00 \text{ cm}$

Se cortará por el centro, debido a que es simétrico, el análisis se hará sumando las fuerzas de cortante, momento, y torsión.



Analizando la estructura se tiene que:

$M=0$; $N'=W.r$. Como se puede apreciar solo existe esfuerzos normales. El encuentro entre la cúpula y la viga producen un efecto de excentricidad la resultante de la cúpula y la fuerza transmitido por las paredes.



○ Verificación del acero de refuerzo:

En muro o pared delgada, el acero por metro lineal no debe exceder:

$$A_s = 30 * t * \frac{f_c}{f_y} \quad t = \text{espesor de la losa} = 0.070\text{m}$$

Reemplazando tenemos: 12.25cm^2

En muro o pared delgada, el acero por metro lineal no debe exceder:

$$A_s = \frac{T}{F_s} = 1.67\text{cm}^2$$

Acero por efectos de flexión (A_f):

Para este caso se colocará el acero mínimo:

$$A_{smin} = 4.50\text{cm}^2$$

Acero a tenerse en cuenta:

$$A_t + A_f < A_{smax} \quad (Ok)$$

5Ø3/8"

$A_{total} =$

15.36cm² (Si cumple con el acero requerido)

Acero por efectos de excentricidad:

$$M = 0.066 \text{tonnef} * m$$

$$\text{recubrimiento} = 2.5 \text{cm}$$

M (tn-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	ø	Total
0.066	100.00	4.50	0.092	0.39	0.90	3/8"	2.38

- Acero de repartición:

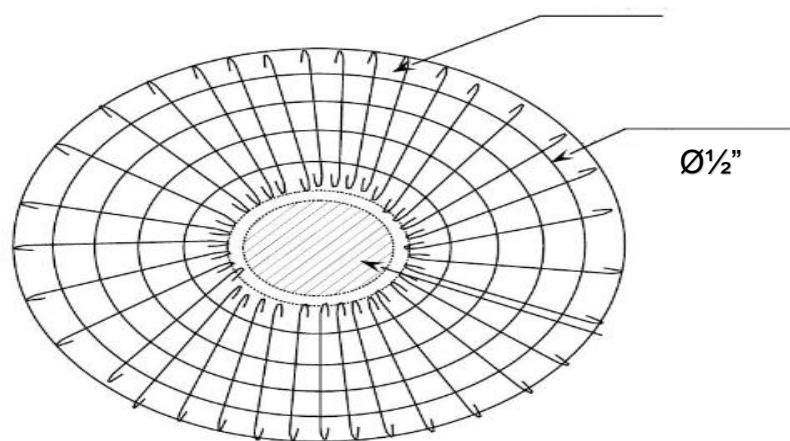
$$A_{sr} = 0.002 \times 104.50 = 0.209$$

$$4\text{Ø}1/4" \quad A_{total} = 0.209 \text{cm}^2 \text{ (Si cumple)}$$

- Disposición final: En el acero principal se usará el mayor acero entre el acero máximo y el acero por excentricidad.

Ø1/2"

Ilustración 27 Propuesta de armado en cúpula de concreto



Fuente: Elaboración propia

4.2.3. Evaluación de los sistemas según su peso muerto

Para este estudio se analiza la estructura con un enfoque primordial en la optimización de materiales, la cual se logrará reduciendo el peso de la estructura. Este enfoque busca minimizar los recursos necesarios para la construcción, incluyendo tanto materiales como mano de obra. Además, se considera que un menor peso sísmico resulta en solicitaciones de cortante menores en la base y reducción de los esfuerzos de resistencia.

Tabla 24 *Peso de sistema I*

SISTEMA I: PESO MUERTO TOTAL SIN AMPLIFICACIÓN		
Carga	Tipo de Caso	Peso Global (tonne)
Muerta	Lineal Estático	56.380

Fuente: Elaboración propia

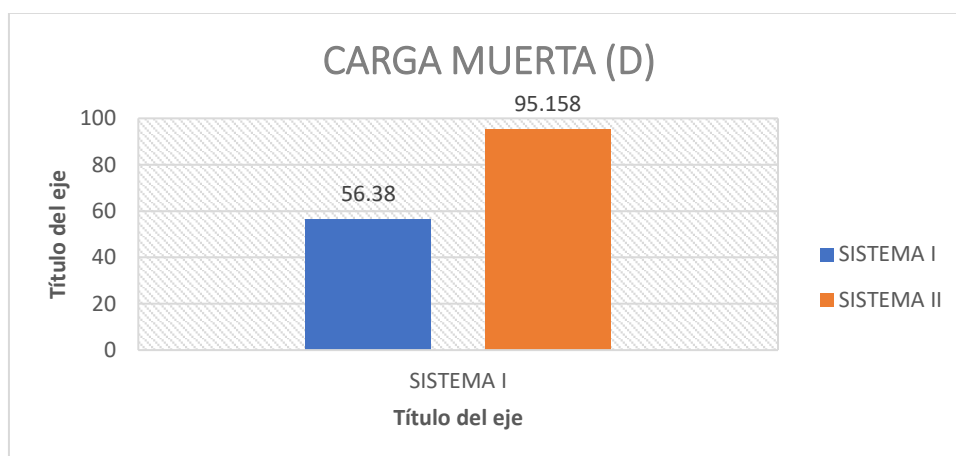
Tabla 25 *Peso de sistema II*

SISTEMA II: PESO MUERTO TOTAL SIN AMPLIFICACIÓN		
Carga	Tipo de Caso	Peso Global (tonne)
Muerta	Lineal Estático	95.158

Fuente: Elaboración propia

En las tablas 16 y 17 se muestran los pesos los sistemas estructurales estudiados, se observa una diferencia de pesos es de 38.778 toneladas, lo que representa una variación del 40.751%, Esto indica un notable ahorro en materiales al optar por la estructura metálica, que parece ser la más eficiente. No obstante, el factor de mantenimiento también debe ser considerado cuidadosamente al tomar la decisión final del sistema a elegir.

Gráfico 1 Peso muerto en los sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

4.2.4. Evaluación de acuerdo a la fuerza sísmica

La fuerza inducida por el sismo está estrechamente relacionada con la masa participante de cada sistema. Siguiendo los lineamientos de la Norma E.030, se calculó el peso sísmico (P) añadiendo un porcentaje de la carga viva o sobrecarga a la carga permanente y total de la edificación. Además, se realizó un análisis sísmico, tanto estático como dinámico, considerando la distribución de la fuerza sísmica en altura, las masas traslacionales y rotacionales de los sistemas 1 y 2 en análisis.

Tabla 26 Fuerza y masa sísmica

Distribución de la fuerza sísmica en altura (ton)			
SISTEMA I		SISTEMA II	
$F_x = \alpha * V_x$	14.280	$F_x = \alpha * V_x$	31.624
Masas traslacionales (ton*s2 / m)			
SISTEMA I (ton*s2 / m)		SISTEMA II	
$M_t = \frac{P_{total}}{g}$	8.536	$M_t = \frac{P_{total}}{g}$	18.898
Masas rotacionales (ton*m*s2)			
SISTEMA I		SISTEMA II	
$M_r = \frac{M_t * (I_{xx} + I_{yy})}{A}$	456.253	$M_r = \frac{M_t * (I_{xx} + I_{yy})}{A}$	1010.16

Fuente: Elaboración propia

La mayor fuerza sísmica en el Sistema II indica que está sometido a una mayor demanda sísmica que el Sistema I, debido a diferencias en las características estructurales y de masa. El Sistema II tiene una masa traslacional más del doble que la del Sistema I, lo que implica una mayor inercia traslacional y, por tanto, una mayor fuerza sísmica. Además, las masas rotacionales del Sistema II son significativamente mayores, sugiriendo una mayor resistencia a las rotaciones inducidas por el sismo y un diseño destinado a soportar mayores demandas rotacionales.

4.2.5. Evaluación de los desplazamientos verticales

Para la estructura metálica correspondiente al Sistema I se analizan los desplazamientos verticales en las correas, este análisis incluye las envolventes debido a las cargas de servicio, nieve, viento y sismo. Para el Sistema II se analiza la deformación en 1m² de la zona céntrica de la cúpula, por ser esta la parte que más deforma de toda la estructura.

Tabla 27 Deformación vertical

DEFORMACIÓN VERTICAL (mm)			
	SISTEMA I	SISTEMA II	CONTROL ($\Delta_{max} < \Delta$)
ENVOLVENTE POR VIENTO	0.5398	0.0923	CUMPLE
ENVOLVENTE POR NIEVE	9.417	0.4679	CUMPLE
ENVOLVENTE POR CARGA DE SERVICIO	16.761	5.240	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el desplazamiento de la estructura metálica del Sistema I es significativamente mayor que el de la estructura de concreto del Sistema II.

Esto se debe a la mayor rigidez del concreto y a su doble curvatura homogénea, que actúa como anillos virtuales a lo largo de toda la cúpula, proporcionando restricciones horizontales adicionales. La estructura metálica, aunque deforma hasta tres veces más que el Sistema II, es más ligera en peso muerto, lo que representa un ahorro en costos de materiales. Cabe destacar que ambos sistemas cumplen con los requisitos mínimos de resistencia y deformación, con un límite máximo de deformación en las corras de $\Delta_{\max} = 20.833$ mm.

4.2.6. Evaluación de los desplazamientos horizontales

Los desplazamientos horizontales se estudian en ambos sistemas estructurales para determinar su eficiencia y comparar su comportamiento ante diversas solicitaciones de carga. A continuación, la tabla 10 muestra los desplazamientos máximos de los sistemas estructurales bajo las mismas solicitaciones de carga.

Tabla 28 Deformación horizontal

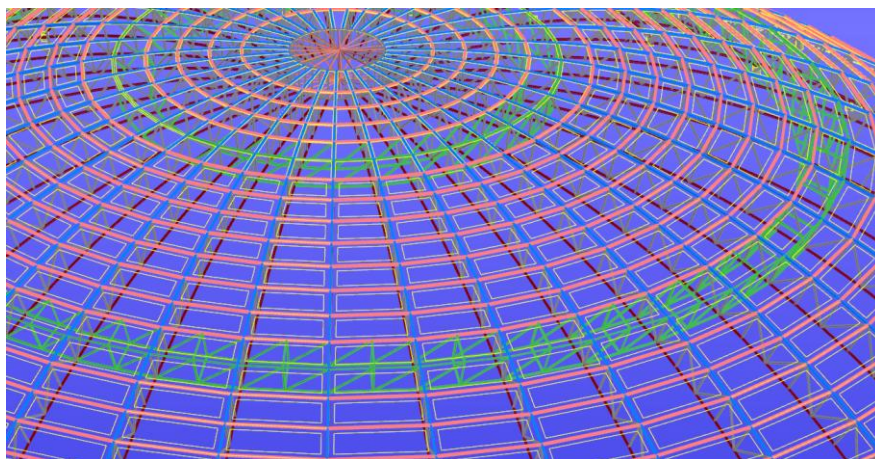
DEFORMACIÓN HORIZONTAL		
	SISTEMA I	SISTEMA II
ENVOLVENTE POR		
VIENTO	5.577	0.0923
ENVOLVENTE POR		
SISMO	29.257	9.162
DERIVA	0.003	0.002

Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento por viento y sismo en el sistema I es notablemente reducido debido a la incorporación de dos anillos metálicos de amarre en todo el perímetro de la cúpula. Estos anillos funcionan como elementos de confinamiento

virtual, efectivamente limitando los desplazamientos horizontales. En la figura 10, se pueden observar estos elementos de confinamiento resaltados en color verde.

Ilustración 28 Celosía de amarre perimetral en sistema tipo I



Fuente: Elaboración propia

Las estructuras del sistema I muestran mayor flexibilidad y experimentan mayores desplazamientos horizontales bajo cargas sísmicas o de viento. En contraste, el sistema II, correspondiente a una estructura de concreto, ha demostrado ser más rígido y menos propenso a grandes desplazamientos, con una diferencia de desplazamiento entre ambos sistemas del 68.7%.

4.2.7. Resumen del análisis comparativo de los sistemas

Se puede observar que los sistemas estructurales I y II presentan características y comportamientos estructurales distintos. Aunque el sistema II muestra una mayor rigidez, es importante notar el aumento significativo en su peso, lo que se traduce en costos de construcción más elevados. Por otro lado, la estructura metálica, siendo más flexible, cumple con los requisitos mínimos de las normativas vigentes. Por lo tanto, el proyectista debe considerar estos aspectos al determinar qué sistema es óptimo para cada tipo de suelo y ubicación sísmica

o de vientos. A continuación, se presenta un cuadro resumen con la información

	SISTEMA ESTRUCTURAL	
	SISTEMA I	SISTEMA II
Peso (ton)	56.380	95.158
Masa Participativa en X-Y (%)	98.135	95.805
Fuerza Sísmica (ton)	14.28	31.62
Periodo (seg)	0.405	0.055
Deformación Vertical (mm)	16.761	5.240
Derivas	0.003	0.002

relevante de los sistemas estructurales estudiados en la presente investigación.

Tabla 29 Resumen de análisis comparativo

Fuente: Elaboración propia

4.3. Prueba de Hipótesis

4.3.1. Prueba de Hipótesis General

En el análisis de desplazamientos globales de la estructura tipo II, se evidencia una marcada influencia del número de tijerales en su comportamiento. Este parámetro no solo afecta la rigidez y la resistencia global de la estructura, sino que también juega un papel crucial en el control de la deformación vertical y la optimización del uso del material. Al evaluar los desplazamientos verticales del sistema tipo II, se tuvo énfasis particularmente en las correas debido a su alta sollicitación bajo cargas verticales. Para el estado límite de servicio, se determinó un desplazamiento de 16.76 mm. En contraste, para el sistema tipo I, donde se utilizó concreto en lugar de correas, se calculó una deformación de solo 5.24 mm, medida en el ojo de la cúpula. Esto representa una reducción significativa del 68.74% en la deformación vertical al optar por el sistema de concreto.

En cuanto a los desplazamientos horizontales, se observó que las mayores solicitudes provienen de cargas sísmicas. La diferencia entre los sistemas estructurales tipo I y tipo II en términos de desplazamientos horizontales alcanzó un 68.69%. Esta disparidad subraya la importancia de seleccionar adecuadamente el sistema estructural según los requerimientos de resistencia sísmica y otros factores de carga dinámica. Por lo tanto, la diferencia de desplazamiento global es de 68.7% entre ambos sistemas de estudio.

4.3.2. Prueba de Hipótesis Específico 01

La hipótesis 01: De los dos sistemas estudiados en la presente investigación, se observa una notable diferencia en los desplazamientos verticales debidos a distintas cargas como la carga muerta, carga de nieve y carga de servicio. Se registró una diferencia significativa del 95.2% debido a la carga de nieve, del 83.4% para la carga de viento, y del 68.74% para la carga de servicio. Estos desplazamientos varían según la configuración estructural de cada sistema. Es importante destacar que, en todos los casos de carga, el sistema metálico mostró mayores deformaciones verticales en comparación con el sistema de concreto. Estos resultados subrayan la influencia crítica que tiene la selección del material y la configuración estructural en la respuesta de la estructura ante diferentes tipos de cargas, destacando la importancia de considerar estos factores en el diseño y la evaluación de la seguridad y la funcionalidad de la edificación.

4.3.3. Prueba de Hipótesis Específico 02

La hipótesis 02: El sistema metálico tipo I tiene un peso sísmico de 14.28 tonf, mientras que el sistema II pesa 31.62 tonf, lo que representa una diferencia porcentual del 54.85% en términos de peso sísmico entre ambos sistemas. Es importante destacar que el cálculo del peso sísmico para el sistema tipo II está

directamente influenciado por el mallado del elemento tipo Shell. Se observó que al afinar el mallado, el peso sísmico aumenta, aunque esta variación se considera mínima y no implica modificaciones sustanciales en el control de las derivas.

4.3.4. Prueba de Hipótesis Específico 03

La hipótesis 03: Las diferencias entre los desplazamientos horizontales bajo la envolvente sísmica, que es crucial en el análisis de ambos sistemas estructurales, muestran una variación del 68.74%. Sin embargo, al considerar esta diferencia en el control de las derivas, no se observa una disparidad notable. Se registró una deriva de 0.003 para el sistema tipo I y de 0.001 para el sistema tipo II. Esto demuestra que ambos sistemas estructurales son sismorresistentes.

4.4. Discusión de resultados

Como resultado del estudio comparativo entre los sistemas estructurales tipo I y tipo II, se ha evaluado primordialmente el peso muerto de cada sistema con el objetivo de optimizar el uso de materiales y recursos durante la construcción. El sistema tipo I, compuesto principalmente por elementos metálicos, muestra un peso muerto total de 56.380 toneladas, mientras que el sistema tipo II, de diseño en concreto, registra un peso de 95.158 toneladas. Esto representa una diferencia significativa del 40.751% en peso muerto a favor del sistema metálico, lo cual sugiere un potencial ahorro en materiales y costos de construcción. No obstante, se debe considerar cuidadosamente el impacto del mantenimiento a largo plazo al tomar la decisión final entre estos sistemas.

En cuanto a la evaluación según la fuerza sísmica, se observa que la masa participante de cada sistema juega un papel crucial en la distribución de la carga sísmica. El sistema tipo II muestra una fuerza sísmica considerablemente mayor (31.62 toneladas) en comparación con el sistema tipo I (14.28 toneladas),

indicando que el primero está sujeto a una mayor demanda sísmica debido a su mayor masa traslacional y rotacional. Esta diferencia se refleja también en el periodo de vibración, siendo más corto en el sistema tipo II (0.055 segundos), lo que subraya su respuesta más dinámica frente a eventos sísmicos en comparación con el sistema tipo I (0.405 segundos).

En términos de desplazamientos verticales, se encontró que el sistema metálico tipo I experimenta mayores deformaciones en comparación con el sistema de concreto tipo II. Las deformaciones verticales alcanzan los 16.761 mm y 5.240 mm, respectivamente, bajo diferentes condiciones de carga como servicio, nieve y viento. La rigidez superior del concreto en el sistema tipo II proporciona una mayor resistencia a la deformación vertical, mostrando así una ventaja en términos de estabilidad estructural bajo cargas verticales variadas. Así mismo, al evaluar los desplazamientos horizontales, se observa que el sistema tipo I presenta desplazamientos más significativos bajo cargas sísmicas y de viento en comparación con el sistema tipo II. Los desplazamientos máximos registrados son de 5.577 mm y 0.0923 mm respectivamente, indicando una mayor flexibilidad, pero también una mayor vulnerabilidad ante eventos sísmicos y de viento en el sistema tipo I. Por el contrario, el sistema tipo II muestra una mayor rigidez con desplazamientos horizontales más controlados, lo que refuerza su capacidad para resistir sollicitaciones laterales severas.

CONCLUSIONES

- El análisis comparativo entre los diseños de cúpulas de acero y concreto ha arrojado resultados significativos que orientan la elección de materiales en proyectos de ingeniería estructural. Ambos diseños fueron concebidos siguiendo estrictamente las normativas vigentes, asegurando así que cumplen con los estándares de seguridad y resistencia requeridos para su uso en construcción. La cúpula de acero destacó por su considerable reducción del 40.751% en peso muerto en comparación con la de concreto, lo cual no solo puede implicar un ahorro económico inicial en materiales, sino también una simplificación logística durante la fase de construcción.
- En cuanto a la respuesta sísmica, la cúpula de concreto mostró una fuerza sísmica superior y una respuesta más predecible frente a cargas dinámicas, atribuibles a su mayor rigidez. Esto sugiere una ventaja significativa en términos de estabilidad estructural y resistencia a eventos sísmicos, aspectos cruciales en áreas propensas a actividad sísmica. Por otro lado, la cúpula de acero exhibió una mayor flexibilidad bajo cargas dinámicas, sin embargo, cumple con las normativas vigentes, por lo la presente investigación considera que se puede proyectar este tipo de configuración en zonas con bajo nivel de peligro sísmico.
- La selección entre una cúpula de acero y una de concreto debe considerar además los costos de mantenimiento a largo plazo y las características específicas del entorno del proyecto. Mientras que la opción de acero ofrece ventajas en términos de peso y facilidad constructiva, la cúpula de concreto ofrece una mayor robustez ante eventos sísmicos y una vida útil prolongada con menores necesidades de mantenimiento.

RECOMENDACIONES

- Se sugiere variar el número de tijerales y evaluar cómo influye en la rigidez horizontal de la cúpula.
- Se recomienda realizar estudio con diversos materiales o la combinación de estos, utilizar losas colaborantes o sistemas mixtos y ver cuál es su eficiencia estructural.
- Se recomienda utilizar geometrías compuestas, como paraboloides y ver la eficiencia de estos para las mismas solicitaciones de carga.
- Se recomienda realizar un análisis Pushover y evaluar el desempeño sísmico de cada estructura y evaluar las ventajas y desventajas de la hiperestaticidad de la estructura metálica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aravena Arratia, D. F.- diaraven@hotmail.com, & Vásquez Parra, H. A. (2015). Diseño dinámico y estructural para una medialuna cubierta para training. <http://repobib.ubiobio.cl/jspui/handle/123456789/1454>
- Ayquipa Román, L. (2021). Influencia de los métodos de curados con mucílagos naturales en la resistencia a la compresión del concreto $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ en Abancay, 2019. Apurímac – Perú. <https://repositorio.utea.edu.pe/bitstream/utea/287/1/Influencia%20de%20los%20m%C3%A9todos%20de%20curados%20con%20muc%C3%ADlagos%20naturales%20en%20la%20resistencia%20a%20la%20compresi%C3%B3n%20del%20concreto.pdf>
- Borja S., M. (2012). Metodología de inv científica para ingenieros Borja—Chiclayo, CONTENIDO I. LA CIENCIA. Chiclayo-Perú. <https://www.studocu.com/latam/document/universidad-catolica-santa-maria-la-antigua/procesos-industriales/3-metodologia-de-inv-cientifica-para-ingenieros-borja/15765935>
- Davila, C., & Estela, C. (2019). TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL AMBIENTAL. Chiclayo-Perú.
- Quispe Granda, J. A. (2021). Efectos del aloe-vera y mucílago de nopal en la resistencia a la compresión y permeabilidad del concreto $F'_C 280 \text{ kg/cm}^2$. Piura - Perú.
- Sheik, A., & Raju, A. (2019). Feasibility study of geodesic dome as disaster resistant structure. Journal of the Taiwan Institute of Chemical Engineers, Vol. 44, 34-39. <https://doi.org/10.1016/j.jtice.2012.08.003>
- Silva, C., & Rodrigo, F. (2019). TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL AMBIENTAL. Chiclayo-Perú.

- García, A. (2016). Diseño de una cúpula mediante nudo paramétrico para la cubrición del monumento José María Pereda.
- Ochaeta, F. (2004). Los fundamentos del diseño aplicados a la arquitectura.
- Ccama, V. (2021). Diseño y modelamiento estructural de un domo geodésico para cafetería por perfiles estructurales de acero y cubierta de policarbonato.
- Gomez, J y Fernández, M. (2011). Estudio integral de la estabilidad estructural y proyecto de cúpula del templo de San Francisco, ciudad de Ctamarca.
- Ramon, A. (2008). Construir en acero: forma y estructura en el espacio continuo.
- Basset, L. (2010). Estructuras laminares.
- Porras, Y. (2019). Diseño de cúpula en SAP 2000.
- Torroja, E. (2020). La lamina de hormigon armado como tipo estructural en la teoría y obra de Eduardo Torroja.

ANEXOS

INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

CUESTIONARIO SOBRE “COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA CÚPULA METÁLICA Y DE CONCRETO DE GRANDES LUCES EN PASCO, 2024”

El objetivo del presente estudio es obtener datos que permitan analizar y comparar el comportamiento estructural de las cúpulas metálicas y de concreto, empleadas en construcciones de grandes luces en la región de Pasco. Si usted accede a participar, le solicitaremos responder algunas preguntas. Su participación es voluntaria y anónima. La información recogida será utilizada únicamente con fines de investigación académica.

	Sí	No
Se me informó sobre el objetivo del estudio		
Entiendo que mi participación es voluntaria y anónima		
Estoy participando libremente en el estudio		

INSTRUCCIONES

POR FAVOR, MUESTRE SU GRADO DE ACUERDO O DESACUERDO CON LAS AFIRMACIONES QUE APARECEN A CONTINUACIÓN, ELIGIENDO UNA ALTERNATIVA, SEGÚN LA SIGUIENTE VALORACIÓN:

- [1] Completamente en desacuerdo
- [2] En desacuerdo
- [3] Ni de acuerdo ni en desacuerdo
- [4] De acuerdo
- [5] Completamente de acuerdo

ESCALA DE VALORACIÓN (Marque con una X)

Ítem		1	2	3	4	5
1	Las cúpulas metálicas son más ligeras que las de concreto.					
2	En condiciones climáticas extremas, las cúpulas de concreto son más resistentes.					
3	El análisis estructural con software especializado permite comparar adecuadamente ambos tipos.					
4	La cúpula metálica es más eficiente para construcciones rápidas.					
5	El concreto presenta mejor aislamiento térmico que el metal.					
6	Las condiciones geográficas de Pasco afectan el diseño estructural de ambos tipos de cúpula.					
7	El mantenimiento a largo plazo es más costoso en las cúpulas metálicas.					
8	Las cúpulas de concreto tienen mayor durabilidad estructural.					
9	La simulación estructural es una herramienta clave para la toma de decisiones en diseño.					
10	La elección entre concreto o metal depende principalmente del tipo de carga estructural.					
11	Las cúpulas metálicas son más adecuadas para zonas con actividad sísmica moderada.					
12	Las deformaciones estructurales en el concreto son más lentas pero más permanentes.					
13	Las cúpulas metálicas permiten diseños más livianos y esbeltos.					

14	En grandes luces, la eficiencia del material influye significativamente en el comportamiento general.					
15	En zonas altoandinas como Pasco, la temperatura afecta más al metal que al concreto.					
16	El concreto requiere mayor tiempo de curado y fraguado que la instalación de estructuras metálicas.					
17	Las cargas de nieve o granizo en Pasco deben considerarse al diseñar cualquier tipo de cúpula.					
18	Las cúpulas metálicas presentan más dilatación térmica que las de concreto.					
19	Ambos materiales pueden ser adecuados dependiendo del análisis estructural específico.					
20	Los costos iniciales de construcción son generalmente más altos en estructuras de concreto.					

DATOS GENERALES DEL ENCUESTADO

Preguntas	Alternativas de respuesta
Sexo	Hombre Mujer
¿Cuántos años tiene?	_____ años
¿Vive en Pasco?	Sí No
¿A qué se dedica?	Estudio () Trabajo () Estudio y trabajo () Ama de casa () Jubilado ()
¿Cuál es su nivel de educación?	Primaria completa () Secundaria completa () Estudios técnicos completos () Estudios universitarios completos ()
¿Cuál es su ingreso mensual promedio?	Menos de 1130 soles () Entre 1130 y 2260 soles () Entre 2260 y 3390 soles () Entre 3390 y 4520 soles () Más de 4520 soles ()

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO: Comparación del comportamiento estructural de una cúpula metálica y de concreto de grandes luces en pasco, 2023						
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENCION	INDICADOR ES	METODOLOGIA
Problema General	Objetivo General	Problema General	Variable D.	Redimensiona miento y análisis estructural.	Auto CAD	METODO DE INVESTIGACION: Cuantitativa DISEÑO DE INVESTIGACION: No Experimental TIPO DE INVESTIGACION: Aplicada ENFOQUE DE INVESTIGACION: Cuantitativo NIVEL DE INVESTIGACION: Descriptivo
¿Qué diferencias estructurales tiene una cúpula metálica y una cúpula de concreto aplicado a grandes luces, Pasco?	Realizar evaluación de estructuras de la cúpula metálica y de concreto de grandes luces para una cobertura optima, Pasco.	Utilizando el método de elementos finitos es factible generar un procedimiento de evaluación estructural de las cupulas metálica y de concreto de grandes luces para su comparación en Pasco	Cúpula metálica y de concreto con grandes luces			
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicos	Variable I.			
¿Cuál será el esfuerzo máximo de la cobertura debido a las cargas aplicadas en la cúpula metálica y de concreto en Pasco?	Analizar el esfuerzo máximo de la cobertura en la cúpula metálica y de concreto según las cargas aplicadas a la estructura, Pasco.	Mediante este análisis en comparación entre la cúpula metálica y de concreto se ve que la membrana metálica es la más adecuada para los esfuerzos máximos de la cobertura flexible debido a las cargas de viento determinados mediante un software especializado.	Comparación del comportamiento estructural.	Diseño de los elementos estructurales de las cupulas	Parámetros de diseño Análisis estructural	
¿Comprobar en la cúpula metálica y de concreto que deben de cumplir la resistencia requerida en los elementos estructurales de la cobertura?	Verificar que los elementos estructurales en la cúpula metálica y de concreto cumplen la resistencia requerida, Pasco	Los elementos estructurales de entre la cúpula metálica y de concreto cumplen la resistencia de establecida por lo que su evaluación estructural cumple con lo establecido				
¿Cuáles serán las cargas aplicadas por el viento en la cúpula metálica y de concreto en Pasco?	Realizar un análisis de las cargas aplicadas por el viento en la cúpula metálica y de concreto según las normas, Pasco	En análisis comparativo entre la cúpula metálica y de concreto su comportamiento estructural respecto a las cargas de viento se estableció que el de concreto tiene más resistencia.				

FUENTE: Elaboración Propia