

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes,

Simón Bolívar – Pasco 2023

Para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Bach. Kevin VALDIVIEZO SHAHUANO

Asesor:

Dr. Hildebrando Anival CONDOR GARCIA

Cerro de Pasco - Perú – 2024

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes,
Simón Bolívar – Pasco 2023

Sustentada y aprobada ante los miembros del jurado:

Mg. Vidal Víctor CALSINA COLQUI
PRESIDENTE

Mg. José German RAMIREZ MEDRANO
MIEMBRO

Mg. Pedro YARASCA CORDOVA
MIEMBRO



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

INFORME DE ORIGINALIDAD N° 173-2024-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:

Presentado por:

Bach. VALDIVIEZO SHAHUANO, KEVIN

Escuela de Formación Profesional:

Civil

Tipo de Trabajo:

Tesis

Título del Trabajo:

Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023

Asesor:

Dr. CONDOR GARCIA, Hildebrando Anival

Índice de Similitud: **6%**

APROBADO

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

Cerro de Pasco, 28 de agosto del 2024



Firmado digitalmente por MEJIA CACERES Reynaldo FAU 20154605046 soft Motivo: Soy el autor del documento Fecha: 28.08.2024 15:32:00 -05:00

DEDICATORIA

A mis padres Turiano y Erlinda, hermanos, familiares por su comprensión, por su ayuda incondicional por incentivar me y motivarme a superarme ante las adversidades, por los buenos valores, principios, perseverancia y empeño, por el gran esfuerzo con gran dosis de amor y cariño que os aprecio.

AGRADECIMIENTO

A Dios supremo, por ser el inspirador, por darnos fuerzas para continuar en este proceso y obtener uno de los anhelos más deseados de la vida.

A mis padres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, que por su impulso me permitió cumplir esta meta trazada. Del cual tengo el orgullo y privilegio de ser su hijo.

RESUMEN

Este estudio, titulado "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023", aborda una problemática significativa en el distrito de Simón Bolívar, ubicado en la región de Pasco, donde las estructuras metálicas utilizadas para coberturas muestran signos de deterioro. La investigación se centra en evaluar la posibilidad de reutilizar las columnas metálicas existentes, que no presentan deformaciones significativas, para soportar nuevas vigas metálicas, mejorando así la estabilidad y funcionalidad de las coberturas.

En el **Capítulo I**, se define el problema de investigación, destacando la necesidad de determinar la viabilidad de reutilizar las columnas metálicas existentes. Se establecen los objetivos generales y específicos, que incluyen la evaluación del estado actual de las columnas, la identificación de los factores que han contribuido al deterioro de las vigas y el diseño de una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes. Este capítulo también justifica la investigación, destacando los beneficios económicos y ambientales de reutilizar las estructuras existentes, y delimita el alcance del estudio en términos geográficos, temporales, temáticos y metodológicos.

En el **Capítulo II**, se presenta el marco teórico, que incluye antecedentes de estudios similares y una revisión exhaustiva de la literatura sobre teoría de la resistencia de materiales, análisis estructural, normativas y estándares de construcción, técnicas de inspección y evaluación estructural, factores de deterioro de estructuras metálicas y métodos de simulación y modelado computacional. Este capítulo establece las bases científicas y técnicas sobre las cuales se desarrollará la investigación, proporcionando un contexto sólido para la evaluación de las estructuras metálicas en Simón Bolívar.

El **Capítulo III** describe la metodología de la investigación, especificando el tipo y nivel de investigación, el método de recolección de datos y el diseño de la investigación. Se detallan las técnicas e instrumentos utilizados para la recolección de

datos, como inspecciones visuales, pruebas de carga y modelado computacional con herramientas como SAP2000. También se describe el tratamiento estadístico de los datos y la orientación ética de la investigación, asegurando la validez y confiabilidad de los resultados obtenidos.

En el **Capítulo IV**, se presentan y discuten los resultados de la investigación. Se detalla la evaluación del estado actual de las columnas metálicas preexistentes, identificando niveles de corrosión, deformaciones y capacidad de carga. Los resultados del análisis de las pruebas de carga y la identificación de factores de deterioro muestran que, aunque algunas columnas presentan signos de desgaste, la mayoría mantiene una capacidad de carga adecuada. El modelado computacional confirma que la integración de nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes mejora significativamente la estabilidad, seguridad y funcionalidad de las estructuras. Las pruebas de hipótesis realizadas utilizando análisis de correlación de Pearson en SPSS demuestran una relación significativa entre las variables evaluadas y la capacidad de carga de las columnas, la eficacia de las medidas de mitigación y la estabilidad y seguridad de la nueva estructura.

La **conclusión** de la investigación confirma que es viable reutilizar las columnas metálicas preexistentes para soportar nuevas vigas metálicas, mejorando la estructura de las coberturas metálicas en Simón Bolívar. Los resultados cuantitativos y cualitativos respaldan la efectividad de las medidas de mitigación implementadas y el diseño estructural propuesto, asegurando una estructura segura, estable y funcional.

Palabras clave: Estructuras metálicas, Reutilización, Análisis estructural

ABSTRACT

This study, titled "Feasibility analysis and improvement of structural design in coverage projects with restrictions on pre-existing metal structures, Simón Bolívar – Pasco 2023", addresses a significant problem in the district of Simón Bolívar, located in the Pasco region, where The metal structures used for coverage show signs of deterioration. The research focuses on evaluating the possibility of reusing existing metal columns, which do not present significant deformations, to support new metal beams, thus improving the stability and functionality of the coverage.

In Chapter I, the research problem is defined, highlighting the need to determine the viability of reusing existing metal columns. The general and specific objectives are established, which include the evaluation of the current state of the columns, the identification of the factors that have contributed to the deterioration of the beams and the design of a structure that integrates new metal beams with the preexisting columns. This chapter also justifies the research, highlighting the economic and environmental benefits of reusing existing structures, and delimits the scope of the study in geographical, temporal, thematic and methodological terms.

In Chapter II, the theoretical framework is presented, which includes background of similar studies and an exhaustive review of the literature on theory of material resistance, structural analysis, construction regulations and standards, structural inspection and evaluation techniques, factors of deterioration of metallic structures and simulation and computational modeling methods. This chapter establishes the scientific and technical bases on which the research will be developed, providing a solid context for the evaluation of the metallic structures in Simón Bolívar.

Chapter III describes the research methodology, specifying the type and level of research, the data collection method, and the research design. The techniques and instruments used for data collection are detailed, such as visual inspections, load tests and computational modeling with tools such as SAP2000. The statistical treatment of

the data and the ethical orientation of the research are also described, ensuring the validity and reliability of the results obtained.

In Chapter IV, the research results are presented and discussed. The evaluation of the current state of the pre-existing metal columns is detailed, identifying levels of corrosion, deformations and load capacity. The results of the analysis of the load tests and the identification of deterioration factors show that, although some columns show signs of wear, the majority maintain an adequate load capacity. Computational modeling confirms that the integration of new metal beams with pre-existing columns significantly improves the stability, safety and functionality of the structures. Hypothesis tests performed using Pearson correlation analysis in SPSS demonstrate a significant relationship between the evaluated variables and the load capacity of the columns, the effectiveness of mitigation measures, and the stability and safety of the new structure.

The conclusion of the investigation confirms that it is viable to reuse the pre-existing metal columns to support new metal beams, improving the structure of the metal roofs in Simón Bolívar. The quantitative and qualitative results support the effectiveness of the implemented mitigation measures and the proposed structural design, ensuring a safe, stable and functional structure.

Keywords: Metal structures, Reuse, Structural analysis

INTRODUCCIÓN

En el distrito de Simón Bolívar, ubicado en la región de Pasco, se ha identificado una problemática recurrente en las estructuras metálicas diseñadas para coberturas. Estas estructuras, construidas en años anteriores, muestran signos evidentes de deterioro, particularmente en las vigas estructurales. Este deterioro se manifiesta a través de deformaciones perceptibles que comprometen la integridad y la funcionalidad de las coberturas metálicas, representando un riesgo potencial para la seguridad de las personas y los bienes que se encuentran bajo estas estructuras. Las causas del deterioro pueden ser múltiples, incluyendo la exposición prolongada a condiciones climáticas adversas, la falta de mantenimiento adecuado y la posible utilización de materiales de baja calidad durante la construcción original.

Al examinar minuciosamente estas estructuras, se ha observado que las columnas metálicas, que también forman parte de la estructura original, no presentan deformaciones ni signos de deterioro significativo en sus extremos. Esta observación plantea una interrogante fundamental: ¿es posible reutilizar estas columnas metálicas, que aparentemente se encuentran en buen estado, para soportar una nueva construcción de vigas metálicas que puedan sostener una cobertura renovada y segura? Este cuestionamiento constituye el núcleo del problema que se abordará en la presente investigación. La viabilidad de utilizar las columnas existentes para una nueva estructura no solo implicaría un ahorro significativo en términos de costos y materiales, sino que también permitiría optimizar el uso de los recursos disponibles y reducir el impacto ambiental asociado con la construcción de nuevas estructuras desde cero.

Para abordar este problema, es necesario realizar un análisis exhaustivo de las columnas metálicas preexistentes. Este análisis deberá incluir una evaluación detallada de su estado actual, su capacidad de carga y su potencial para integrarse en un nuevo diseño estructural que contemple la instalación de nuevas vigas metálicas. Asimismo, será fundamental desarrollar un diseño que garantice la estabilidad y seguridad de la nueva cobertura, teniendo en cuenta las restricciones impuestas por la estructura

preexistente. La identificación del problema radica en la necesidad de determinar la viabilidad de reutilizar las columnas metálicas existentes en Simón Bolívar para una nueva construcción de vigas metálicas que soporten coberturas metálicas. La determinación del problema implica la realización de un estudio detallado que permita evaluar el estado actual de las columnas y diseñar una estructura optimizada que aproveche al máximo los recursos disponibles, asegurando al mismo tiempo la seguridad y funcionalidad de las coberturas.

El ámbito geográfico de esta investigación se limita al distrito de Simón Bolívar, ubicado en la región de Pasco, Perú. Este distrito ha sido seleccionado debido a la presencia de numerosas estructuras metálicas destinadas a coberturas, las cuales presentan un grado significativo de deterioro en sus vigas estructurales. La investigación abarca un periodo determinado que se extiende durante el año 2023, permitiendo una gestión eficiente del tiempo y recursos, asegurando que las conclusiones y recomendaciones sean relevantes y aplicables en el contexto actual. Temáticamente, la investigación se centra en el análisis de la viabilidad y mejora del diseño estructural de coberturas metálicas, específicamente aquellas construidas sobre columnas metálicas preexistentes. Desde un punto de vista técnico, la investigación se delimita a la evaluación estructural de las columnas metálicas existentes y al diseño de nuevas vigas metálicas. Metodológicamente, la investigación seguirá un enfoque mixto que combinará métodos cualitativos y cuantitativos.

El problema principal formulado en esta investigación es: ¿cómo se puede realizar un análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas metálicas en el distrito de Simón Bolívar, considerando las restricciones impuestas por las estructuras metálicas preexistentes en el año 2023? Los problemas específicos incluyen la evaluación del estado actual de las columnas metálicas existentes y la determinación de su capacidad de carga, la identificación de los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales y la proposición de medidas de mitigación, y el diseño de una estructura que integre nuevas vigas metálicas

con las columnas preexistentes, asegurando que cumpla con las condiciones locales y normativas vigentes.

El objetivo general de esta investigación es realizar un análisis de viabilidad y desarrollar una propuesta de mejora del diseño estructural para proyectos de coberturas metálicas en el distrito de Simón Bolívar, tomando en cuenta las restricciones impuestas por las estructuras metálicas preexistentes en el año 2023. Los objetivos específicos son evaluar el estado actual de las columnas metálicas preexistentes y determinar su capacidad de carga mediante inspecciones técnicas y análisis estructurales, identificar los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales y proponer medidas de mitigación para la nueva construcción, y diseñar una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, asegurando que cumpla con las condiciones locales y normativas vigentes.

INDICE

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTO	
RESUMEN	
ABSTRACT	
INTRODUCCIÓN	
INDICE	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.1. IDENTIFICACIÓN Y DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	5
1.3.1. Problema general	5
1.3.2. Problemas específicos	5
1.4. FORMULACIÓN DE OBJETIVOS	5
1.4.1. Objetivo general	5
1.4.2. Objetivos específicos.....	5
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	6
1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	7

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES DE ESTUDIO	11
2.1.1. Antecedente de investigación.....	11
2.2. BASES TEÓRICOS – CIENTÍFICO	13
2.2.1. Teoría de la resistencia de materiales	13
2.2.2. Análisis estructural	22

2.2.3.	Normativas y estándares de construcción	37
2.2.4.	Técnicas de inspección y evaluación estructural	46
2.2.5.	Factores de deterioro de estructuras metálicas	48
2.2.6.	Diseño estructural optimizado	55
2.2.7.	Métodos de simulación y modelado computacional	61
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	65
2.4.	FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS.....	67
2.4.1.	Hipótesis general.....	67
2.4.2.	Hipótesis específica.....	67
2.5.	IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES	68
2.5.1.	Variable independiente.....	68
2.5.2.	Variable dependiente.....	68
2.5.3.	Variable interviniente	68
2.6.	DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES E INDICADORES	69

CAPITULO III

METODOLOGIA Y TECNICAS DE INVESTIGACION

3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	70
3.2.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	72
3.3.	MÉTODO DE INVESTIGACIÓN	74
3.4.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	77
3.5.	POBLACIÓN Y MUESTRA	80
3.5.1.	Población	80
3.5.2.	Muestra	81
3.6.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	82
3.7.	TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	86
3.8.	TRATAMIENTO ESTADÍSTICO	90
3.9.	ORIENTACIÓN ÉTICA FILOSÓFICA Y EPISTÉMICA.....	93

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO	96
4.2. PRESENTACIÓN, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	99
4.2.1. Evaluación del estado actual de las columnas metálicas preexistentes.	99
4.2.2. Identificación de factores de deterioro de las vigas metálicas originales....	
.....	111
4.2.3. Diseño estructural de integración de nuevas vigas metálicas con las	
columnas preexistentes	121
4.3. PRUEBA DE HIPÓTESIS	129
4.3.1. Primera hipótesis:.....	129
4.3.2. Segunda hipótesis:	132
4.3.3. Tercera hipótesis:.....	135
4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	139

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resultados de inspección técnica – Quilacocha.....	99
Tabla 2: Análisis de las pruebas de carga – Champamarca.....	101
Tabla 3: Análisis de estructura pre existente (Fuente: Propio)	108
Tabla 4: Resultados del análisis de causas de deterioro.....	112
Tabla 5: Propuestas de medidas de mitigación.....	117
Tabla 6: Validación de Datos diseñados	128
Tabla 7: Datos de entrada para SPSS – Primera Hipótesis	130
Tabla 8: Resultados del análisis de correlación de Pearson	131
Tabla 9: Datos de entrada para SPSS – Segunda Hipótesis.....	133
Tabla 10: Resultados del análisis de correlación de Pearson – Segunda Hipótesis .	134
Tabla 11: Datos de entrada para SPSS – Tercera Hipótesis.....	136
Tabla 12: Resultados del análisis de correlación de Pearson – Tercera Hipótesis ...	137

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Pórtico Existente - Quilacocha	100
Ilustración 2: Modelo creado en Software (Fuente. Propio).....	124

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.1. Identificación y determinación del problema

En el distrito de Simón Bolívar, ubicado en la región de Pasco, se observa una problemática recurrente en las estructuras metálicas diseñadas para coberturas. Estas estructuras, construidas en años anteriores, presentan signos evidentes de deterioro, particularmente en las vigas estructurales. Este deterioro se manifiesta a través de deformaciones perceptibles que comprometen la integridad y la funcionalidad de las coberturas metálicas.

La situación es preocupante, ya que las deformaciones en las vigas no solo afectan la estabilidad de las coberturas, sino que también representan un riesgo potencial para la seguridad de las personas y los bienes que se encuentran bajo estas estructuras. Las causas del deterioro pueden ser múltiples, incluyendo la exposición prolongada a condiciones climáticas adversas, la falta de mantenimiento adecuado y la posible utilización de materiales de baja calidad durante la construcción original.

Sin embargo, al examinar minuciosamente estas estructuras, se ha observado que las columnas metálicas, que también forman parte de la estructura original, no presentan deformaciones ni signos de deterioro significativo en sus extremos. Esta observación plantea una interrogante

fundamental: ¿Es posible reutilizar estas columnas metálicas, que aparentemente se encuentran en buen estado, para soportar una nueva construcción de vigas metálicas que puedan sostener una cobertura renovada y segura?

Este cuestionamiento constituye el núcleo del problema que se abordará en la presente investigación. La viabilidad de utilizar las columnas existentes para una nueva estructura no solo implicaría un ahorro significativo en términos de costos y materiales, sino que también permitiría optimizar el uso de los recursos disponibles y reducir el impacto ambiental asociado con la construcción de nuevas estructuras desde cero.

Para abordar este problema, se hace necesario realizar un análisis exhaustivo de las columnas metálicas preexistentes. Este análisis deberá incluir una evaluación detallada de su estado actual, su capacidad de carga y su potencial para integrarse en un nuevo diseño estructural que contemple la instalación de nuevas vigas metálicas. Asimismo, será fundamental desarrollar un diseño que garantice la estabilidad y seguridad de la nueva cobertura, teniendo en cuenta las restricciones impuestas por la estructura preexistente.

En resumen, la identificación del problema radica en la necesidad de determinar la viabilidad de reutilizar las columnas metálicas existentes en Simón Bolívar para una nueva construcción de vigas metálicas que soporten coberturas metálicas. La determinación del problema, por su parte, implica la realización de un estudio detallado que permita evaluar el estado actual de las columnas y diseñar una estructura optimizada que aproveche al máximo los recursos disponibles, asegurando al mismo tiempo la seguridad y funcionalidad de las coberturas.

1.2. Delimitación de la investigación

Ámbito Geográfico

El ámbito geográfico de esta investigación se limita al distrito de Simón Bolívar, ubicado en la región de Pasco, Perú. Este distrito ha sido seleccionado debido a la presencia de numerosas estructuras metálicas destinadas a coberturas, las cuales presentan un grado significativo de deterioro en sus vigas estructurales. La elección de este distrito permite centrar los esfuerzos en una zona específica donde el problema ha sido identificado claramente y donde se dispone de estructuras preexistentes que podrían ser objeto de análisis y mejora.

Ámbito Temporal

La investigación abarca un periodo determinado que se extiende durante el año 2023. Este marco temporal incluye todas las fases del estudio, desde la recopilación de datos inicial hasta la evaluación final de los resultados y la propuesta de soluciones. El enfoque en un solo año permite una gestión eficiente del tiempo y recursos, asegurando que las conclusiones y recomendaciones sean relevantes y aplicables en el contexto actual.

Ámbito Temático

Temáticamente, la investigación se centra en el análisis de la viabilidad y mejora del diseño estructural de coberturas metálicas, específicamente aquellas construidas sobre columnas metálicas preexistentes. El estudio se focaliza en evaluar el estado actual de las columnas metálicas que no presentan deformaciones significativas y determinar si pueden ser reutilizadas para soportar nuevas vigas metálicas que formen una estructura segura y funcional. Además, se busca diseñar una estructura que maximice el uso de estos elementos preexistentes, garantizando la seguridad y durabilidad de las coberturas.

Ámbito Técnico

Desde un punto de vista técnico, la investigación se delimita a la evaluación estructural de las columnas metálicas existentes y al diseño de nuevas vigas metálicas. Esto implica la realización de inspecciones técnicas detalladas, pruebas de carga, análisis de materiales y simulaciones computacionales para determinar la capacidad de carga y el comportamiento estructural de las columnas. También se incluirá el diseño de nuevas vigas que puedan integrarse de manera óptima con las columnas existentes, utilizando metodologías y estándares de ingeniería estructural contemporáneos.

Ámbito Metodológico

Metodológicamente, la investigación seguirá un enfoque mixto que combinará métodos cualitativos y cuantitativos. Esto incluirá la recopilación de datos a través de inspecciones físicas, entrevistas con expertos en estructuras metálicas, y análisis de documentos técnicos y normativas vigentes. Además, se emplearán herramientas de simulación y modelado estructural para evaluar diferentes diseños y su viabilidad técnica y económica.

Limitaciones y Alcances

Es importante reconocer las limitaciones inherentes a esta investigación. Una de las principales limitaciones es la disponibilidad y precisión de los datos sobre las estructuras metálicas preexistentes. Además, la investigación se limita a las columnas que no presentan deformaciones, excluyendo aquellas que muestran signos de deterioro significativo. También se limita a las estructuras metálicas y no considera otros tipos de estructuras o materiales.

En términos de alcances, la investigación se propone ofrecer recomendaciones prácticas y técnicas que puedan ser implementadas en el distrito de Simón Bolívar y potencialmente en otras regiones con problemáticas similares. Se espera que los resultados del estudio contribuyan a la mejora de la seguridad y durabilidad de las coberturas metálicas, promoviendo el uso

eficiente de los recursos disponibles y minimizando el impacto ambiental de nuevas construcciones.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cómo se puede realizar un análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas metálicas en el distrito de Simón Bolívar, considerando las restricciones impuestas por las estructuras metálicas preexistentes en el año 2023?

1.3.2. Problemas específicos

- ¿Cuál es el estado actual de las columnas metálicas existentes y cómo se puede evaluar su capacidad de carga?
- ¿Qué factores han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales y cómo se pueden mitigar estos factores en la nueva construcción?
- ¿Qué diseño estructural es el más adecuado para integrar las nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, considerando las condiciones locales y normativas vigentes?

1.4. Formulación de Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Realizar un análisis de viabilidad y desarrollar una propuesta de mejora del diseño estructural para proyectos de coberturas metálicas en el distrito de Simón Bolívar, tomando en cuenta las restricciones impuestas por las estructuras metálicas preexistentes en el año 2023.

1.4.2. Objetivos específicos

- Evaluar el estado actual de las columnas metálicas preexistentes y determinar su capacidad de carga mediante inspecciones técnicas y análisis estructurales.

- Identificar los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales y proponer medidas de mitigación para la nueva construcción.
- Diseñar una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, asegurando que cumpla con las condiciones locales y normativas vigentes.

1.5. Justificación de la investigación

La justificación de la investigación "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023" se fundamenta en diversas razones de índole técnica, económica, ambiental y social. Estas razones respaldan la necesidad y la pertinencia del estudio, y su potencial impacto positivo en la comunidad y en la disciplina de la ingeniería estructural.

Relevancia técnica

El principal problema identificado en el distrito de Simón Bolívar es el deterioro significativo de las vigas estructurales en coberturas metálicas existentes, mientras que las columnas metálicas, parte integral de estas estructuras, no presentan deformaciones ni signos de deterioro notable. La investigación justifica su relevancia técnica al proponer un análisis exhaustivo de estas columnas para evaluar su capacidad de carga y su viabilidad para soportar nuevas vigas metálicas. Este enfoque técnico permitirá desarrollar soluciones estructurales innovadoras que optimicen el uso de los recursos disponibles y garanticen la seguridad y estabilidad de las nuevas coberturas.

Impacto económico

Desde una perspectiva económica, la reutilización de las columnas metálicas preexistentes implica un ahorro significativo en términos de costos de materiales y mano de obra. Construir sobre estructuras ya existentes reduce la

necesidad de adquirir nuevos materiales y minimiza los costos asociados con la demolición y remoción de las estructuras antiguas. Este ahorro económico es particularmente relevante en el contexto actual, donde los presupuestos para proyectos de infraestructura pueden ser limitados. La investigación, al explorar la viabilidad de reutilizar estas columnas, promueve un enfoque económico y sostenible en la construcción.

Beneficio ambiental

El enfoque de reutilizar las columnas metálicas preexistentes también tiene un impacto ambiental positivo. Al reducir la necesidad de nuevos materiales, se disminuye la huella de carbono asociada con la producción y transporte de estos materiales. Además, se evita la generación de escombros y residuos de construcción, contribuyendo así a una gestión más sostenible de los recursos. La investigación se alinea con los principios de la construcción sostenible y la economía circular, promoviendo prácticas que minimizan el impacto ambiental y fomentan el uso eficiente de los recursos.

Importancia social

La seguridad de las estructuras metálicas en el distrito de Simón Bolívar es una preocupación central para la comunidad local. Las deformaciones en las vigas metálicas representan un riesgo potencial para la seguridad de las personas y los bienes que se encuentran bajo estas coberturas. Al abordar este problema mediante un análisis riguroso y el diseño de soluciones estructurales adecuadas, la investigación contribuye a mejorar la seguridad y el bienestar de la comunidad. La implementación de coberturas seguras y duraderas tiene un impacto directo en la calidad de vida de los habitantes del distrito.

1.6. Limitaciones de la investigación

La investigación "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023" enfrenta varias limitaciones que

pueden influir en el alcance y la aplicabilidad de los resultados. Estas limitaciones deben ser reconocidas y consideradas para interpretar adecuadamente los hallazgos y las recomendaciones de la investigación.

Disponibilidad y precisión de datos

Una de las principales limitaciones es la disponibilidad y precisión de los datos sobre las estructuras metálicas preexistentes. Los registros históricos sobre la construcción y el mantenimiento de estas estructuras pueden ser incompletos o inexactos. Esto dificulta la evaluación precisa del estado actual de las columnas y vigas metálicas. La falta de datos detallados puede obligar a los investigadores a realizar suposiciones o estimaciones, lo que podría afectar la exactitud de los análisis y conclusiones.

Estado de las columnas metálicas

La investigación se limita a las columnas metálicas que no presentan deformaciones significativas. Este enfoque excluye aquellas columnas que muestran signos de deterioro, lo que significa que los resultados y las recomendaciones pueden no ser aplicables a todas las estructuras metálicas del distrito. Las columnas que han sufrido deformaciones podrían requerir intervenciones más complejas o incluso reemplazos, lo cual no se aborda en esta investigación.

Recursos y tiempo

El marco temporal de la investigación está restringido al año 2023. Este límite temporal puede representar una restricción significativa, ya que el análisis detallado y las pruebas técnicas requeridas para evaluar las columnas y diseñar nuevas estructuras pueden demandar más tiempo del previsto. Además, la disponibilidad de recursos financieros y humanos para llevar a cabo todas las fases del estudio puede ser limitada, lo que podría afectar la profundidad y el alcance de la investigación.

Acceso a tecnología y equipos

La investigación requiere el uso de tecnologías avanzadas y equipos específicos para realizar inspecciones técnicas, pruebas de carga y simulaciones computacionales. La disponibilidad y el acceso a estos recursos pueden ser limitados en el contexto del distrito de Simón Bolívar. La falta de acceso a herramientas de última generación podría restringir la capacidad de realizar análisis detallados y precisos, afectando la calidad de los resultados.

Condiciones locales y normativas

El diseño de nuevas estructuras debe cumplir con las condiciones locales y normativas vigentes. Las restricciones impuestas por estas normativas pueden limitar las opciones de diseño y las soluciones propuestas. Además, las condiciones climáticas y geográficas específicas del distrito de Simón Bolívar pueden presentar desafíos adicionales que no se encuentran en otros lugares, lo que limita la generalización de los hallazgos a otros contextos.

Factores no controlables

Existen factores externos e impredecibles que pueden influir en el desarrollo y los resultados de la investigación. Estos incluyen eventos climáticos extremos, cambios en las normativas de construcción, y variaciones en los costos de materiales y mano de obra. Tales factores pueden alterar el contexto en el que se desarrollan las intervenciones propuestas, impactando su viabilidad y efectividad.

Limitaciones metodológicas

Aunque la investigación seguirá un enfoque mixto que combina métodos cualitativos y cuantitativos, existen limitaciones inherentes a cada uno de estos enfoques. Los métodos cualitativos pueden estar sujetos a sesgos y subjetividades, mientras que los métodos cuantitativos pueden no capturar todas las variables contextuales y cualitativas relevantes. La combinación de

ambos métodos busca mitigar estas limitaciones, pero no las elimina por completo.

Alcance de la aplicabilidad

Los resultados y las recomendaciones de la investigación están específicamente diseñados para el distrito de Simón Bolívar. Si bien pueden ofrecer valiosas lecciones y enfoques para otros contextos, su aplicabilidad directa puede estar limitada por diferencias en las condiciones estructurales, normativas, y ambientales de otras regiones. La extrapolación de los hallazgos a otros lugares debe hacerse con precaución y consideración de las diferencias contextuales.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes de estudio

2.1.1. Antecedente de investigación

Antecedentes a nivel nacional

1. **Larico Quispetupac (2015):** Este estudio se centró en el análisis y diseño en acero de una nave industrial con dos puentes grúa en Arequipa, Perú. La investigación abarcó el diseño estructural de una nave destinada al mantenimiento de equipos pesados, con dos puentes grúa de 60 toneladas. Se enfocó en el diseño general tomando en cuenta todas las cargas que trabajarían en dicha instalación, aplicando normativas nacionales e internacionales para asegurar la estabilidad y funcionalidad de la estructura

2. **Goñi Vega y Cáceres Calle (2018):** En su tesis, los autores realizaron un comparativo técnico-económico de una nave industrial con un sistema de tijerales y de pórtico. Ubicado en el cercado de Lima, el estudio evaluó una nave industrial destinada a ser un almacén de materiales de construcción. Se aplicaron normativas nacionales e internacionales, comparando dos sistemas estructurales para determinar la opción más eficiente desde una perspectiva técnica y económica.

3. **Urquiaga Oblitas (2019):** Este trabajo se enfocó en el diseño estructural y la optimización de pórticos tipo tijeral para una nave industrial de 30 metros de luz en Lima. La investigación propuso pórticos con una separación óptima, utilizando tubos de acero de carbono, y se llevó a cabo en una zona industrial del cercado de Lima. El objetivo principal fue resolver problemas de comportamiento de las superestructuras, asegurando su estabilidad y durabilidad.

Antecedentes a nivel internacional

1. **Cruz, Figueroa y Hernández (2012):** La investigación realizada en la Universidad de El Salvador se centró en la estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos, utilizando el método LRFD. El estudio proporcionó lineamientos para el diseño estructural de techos utilizando materiales comunes en San Salvador y empleó software especializado para comparar diferentes diseños y combinaciones de carga.
2. **Martínez Valderrama (2017):** En su estudio experimental, Martínez Valderrama analizó los efectos del viento en una nave industrial con cubierta tipo arco, considerando diferentes rugosidades en la cubierta. La investigación, realizada en la Universidad Nacional Autónoma de México, utilizó pruebas de túnel de viento para evaluar el comportamiento de la estructura frente a diversas condiciones climáticas, concluyendo que el diseño propuesto era óptimo en términos de resistencia al viento.
3. **Luna Esquivel (2014):** Este estudio, realizado en la Universidad Don Vasco A.C. en México, abordó el análisis y diseño estructural en acero para una nave industrial destinada a ser un empaque de aguacate en Uruapan, Michoacán. La investigación consideró todas las cargas actuantes sobre la estructura y utilizó el software SAP 2000 para comparar y validar el diseño,

asegurando la seguridad tanto de las personas como de los equipos dentro de la nave.

2.2. Bases teóricas – científico

2.2.1. Teoría de la resistencia de materiales

2.2.1.1. Propiedades mecánicas de los materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales son fundamentales para el diseño y análisis de estructuras, ya que determinan cómo un material se comporta bajo diferentes tipos de cargas y condiciones. Estas propiedades incluyen la resistencia, ductilidad, dureza, tenacidad, y elasticidad, entre otras. Comprender estas propiedades permite a los ingenieros seleccionar los materiales más adecuados para cada aplicación, asegurando la seguridad, durabilidad y eficiencia de las estructuras.

Resistencia

La resistencia es una de las propiedades más cruciales, y se refiere a la capacidad de un material para soportar cargas sin fallar. La resistencia puede dividirse en varios tipos, incluyendo la resistencia a la tracción, compresión, y corte. La resistencia a la tracción es la capacidad del material para soportar fuerzas que intentan estirarlo, mientras que la resistencia a la compresión se refiere a la capacidad de soportar fuerzas que intentan aplastarlo. La resistencia al corte, por otro lado, es la capacidad de resistir fuerzas que intentan deslizar una parte del material sobre otra (Gere & Timoshenko, 1997).

Ductilidad

La ductilidad es la capacidad de un material para deformarse plásticamente antes de romperse. Esta propiedad es importante porque permite que los materiales absorban grandes cantidades de energía

antes de fallar, lo que es crucial en aplicaciones donde se esperan cargas dinámicas o impactos. Los materiales dúctiles, como el acero, pueden experimentar grandes deformaciones, lo que les permite redistribuir las cargas y evitar fallos catastróficos (Callister, 2007).

Dureza

La dureza es la resistencia de un material a la deformación plástica localizada, generalmente por indentación. La dureza de un material se mide mediante ensayos específicos, como los de Brinell, Rockwell o Vickers. Esta propiedad es indicativa de la resistencia al desgaste y a la penetración, lo que es especialmente importante en aplicaciones donde el material está sujeto a fricción y contacto con otros cuerpos (Budynas & Nisbett, 2015).

Tenacidad

La tenacidad es la capacidad de un material para absorber energía y deformarse sin fracturarse. Es una medida de la energía total que un material puede absorber antes de romperse y combina tanto la resistencia como la ductilidad. Los materiales tenaces son esenciales en aplicaciones donde se pueden producir impactos o cargas repentinas, ya que pueden absorber y disipar energía sin fallar (Ashby & Jones, 2012).

Elasticidad

La elasticidad es la capacidad de un material para recuperar su forma original después de ser deformado cuando se elimina la carga que causa la deformación. Esta propiedad se describe cuantitativamente por el módulo de elasticidad o módulo de Young, que es una medida de la rigidez de un material. Los materiales con un alto módulo de elasticidad son más rígidos y deforman menos bajo carga, lo que es deseable en muchas aplicaciones estructurales (Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, 2014).

Propiedades adicionales

Otras propiedades mecánicas importantes incluyen la resistencia al impacto, la fatiga, y la fluencia. La resistencia al impacto es la capacidad de un material para resistir cargas repentinas, la fatiga se refiere a la capacidad de soportar cargas cíclicas, y la fluencia es la tendencia de un material a deformarse lentamente bajo una carga constante a lo largo del tiempo (Dietmar, 2010).

Importancia en el diseño estructural

La selección de materiales para aplicaciones estructurales requiere una comprensión profunda de estas propiedades mecánicas para asegurar que la estructura pueda soportar las cargas previstas durante su vida útil sin fallar. Por ejemplo, en el diseño de puentes, edificios y otras infraestructuras críticas, los ingenieros deben considerar no solo las cargas estáticas y dinámicas, sino también factores como la durabilidad, el mantenimiento y las condiciones ambientales a las que estará expuesta la estructura (Gordon, 2003).

2.2.1.2. Elasticidad y plasticidad

Las propiedades de elasticidad y plasticidad de los materiales son fundamentales para entender cómo estos responden a las fuerzas aplicadas y cómo se comportan bajo diferentes condiciones de carga. Estas propiedades determinan la capacidad de un material para deformarse y recuperar su forma original o para deformarse permanentemente. Una comprensión profunda de estas características es crucial para el diseño y análisis de estructuras, asegurando su seguridad y funcionalidad.

Elasticidad

La elasticidad es la capacidad de un material para volver a su forma y tamaño originales después de haber sido deformado por una fuerza externa una vez que dicha fuerza es removida. Esta propiedad es gobernada por el módulo de elasticidad o módulo de Young, que es una medida de la rigidez de un material. El módulo de Young se define como la relación entre el esfuerzo (tensión aplicada) y la deformación (cambio en longitud) en la región elástica de la curva esfuerzo-deformación.

Ley de Hooke

La elasticidad de los materiales se describe típicamente mediante la Ley de Hooke, que establece que, dentro del límite elástico de un material, la deformación es directamente proporcional al esfuerzo aplicado. Matemáticamente, esto se expresa como:

$$\sigma = E \cdot \epsilon$$

donde σ es el esfuerzo, E es el módulo de Young, y ϵ es la deformación. Esta relación lineal es válida solo en el rango elástico, donde el material no ha sufrido deformaciones permanentes.

Límite elástico

El límite elástico es el máximo esfuerzo que un material puede soportar sin sufrir deformación permanente. Más allá de este punto, cualquier deformación adicional resulta en una deformación plástica permanente. El conocimiento del límite elástico es esencial para el diseño estructural, ya que asegura que las estructuras operen dentro de un rango seguro y eviten fallos catastróficos (Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, 2014).

Plasticidad

La plasticidad es la capacidad de un material para deformarse permanentemente bajo una carga. Una vez que un material ha superado

su límite elástico, entra en la región plástica, donde la deformación no es reversible. La plasticidad es una propiedad clave para materiales como los metales, que pueden ser formados y moldeados mediante procesos como la forja, la extrusión y el laminado.

Curva esfuerzo-deformación

La transición de la elasticidad a la plasticidad se puede observar en la curva esfuerzo-deformación de un material. En la región elástica, la curva es lineal, siguiendo la Ley de Hooke. Al alcanzar el límite elástico, la curva se desvía de la linealidad, entrando en la región plástica, donde la deformación continua con un aumento menor del esfuerzo aplicado. Eventualmente, la curva alcanza un punto máximo conocido como el esfuerzo de fluencia, seguido por un endurecimiento por deformación y finalmente, la fractura (Gere & Timoshenko, 1997).

Esfuerzo de fluencia y endurecimiento por deformación

El esfuerzo de fluencia es el punto en la curva esfuerzo-deformación donde el material comienza a deformarse plásticamente de manera significativa con poco aumento en el esfuerzo aplicado. Después de este punto, algunos materiales experimentan un endurecimiento por deformación, donde el material se vuelve más resistente y rígido a medida que se deforma plásticamente. Este fenómeno se debe a la reordenación de los átomos en la estructura cristalina del material, que impide el movimiento de dislocaciones y aumenta la resistencia (Callister, 2007).

Comportamiento en estructuras

En el diseño de estructuras, es crucial considerar tanto la elasticidad como la plasticidad de los materiales utilizados. Durante el funcionamiento normal, se espera que las estructuras operen en la región elástica para evitar deformaciones permanentes. Sin embargo, en

situaciones extremas, como terremotos o sobrecargas, la capacidad de un material para deformarse plásticamente sin fracturarse puede ser una característica deseable, ya que permite la absorción de grandes cantidades de energía, evitando fallos catastróficos.

Diseño basado en el límite elástico

En la práctica de la ingeniería estructural, los diseños suelen basarse en el límite elástico de los materiales para garantizar la seguridad y la funcionalidad. Se utilizan factores de seguridad para asegurarse de que las tensiones en los materiales permanezcan dentro del rango elástico bajo condiciones de carga previstas. Además, se realizan análisis de resistencia y deformación para prever el comportamiento estructural bajo cargas extremas y condiciones de servicio (Budynas & Nisbett, 2015).

Uso de materiales dúctiles

Los materiales dúctiles, como ciertos aceros, son preferidos en muchas aplicaciones estructurales debido a su capacidad de soportar grandes deformaciones plásticas antes de fracturarse. Esta ductilidad proporciona una "advertencia" antes de la fractura, lo que permite implementar medidas preventivas. Además, la capacidad de deformarse plásticamente ayuda a redistribuir las cargas en la estructura, mejorando su capacidad de soporte y evitando concentraciones de tensiones que puedan provocar fallos (Ashby & Jones, 2012).

2.2.1.3. Fatiga de los materiales

La fatiga de los materiales es un fenómeno crítico en el diseño estructural y la ingeniería, ya que se refiere a la debilitación y eventual falla de un material debido a la aplicación repetida de cargas cíclicas, incluso si estas cargas están por debajo del límite de resistencia del material. Este fenómeno es particularmente importante en componentes

estructurales que están sujetos a fluctuaciones constantes de carga durante su vida útil, como puentes, aviones, y maquinaria industrial.

Definición de fatiga

La fatiga se define como el proceso progresivo y localizado de daño estructural que ocurre cuando un material está sometido a tensiones y deformaciones cíclicas. La repetición de estos ciclos de carga y descarga provoca la formación y propagación de grietas, que eventualmente pueden llevar a la falla del material. Este tipo de falla es insidioso porque puede ocurrir sin una deformación significativa y sin previo aviso de una ruptura inminente (Schijve, 2009).

Mecánica de la fatiga

El proceso de fatiga puede dividirse en tres etapas principales: la iniciación de grietas, la propagación de grietas y la falla final del material.

Iniciación de grietas: En la primera etapa, pequeñas grietas comienzan a formarse en puntos de alta concentración de tensiones, como superficies rugosas, defectos internos, o zonas de cambios bruscos en la geometría del componente. Estas grietas iniciales suelen ser microscópicas y pueden originarse en la superficie del material o en su interior.

Propagación de grietas: Una vez iniciadas, las grietas comienzan a crecer de manera progresiva con cada ciclo de carga. La velocidad de propagación de estas grietas depende de factores como el nivel de tensión aplicada, la frecuencia de los ciclos de carga, y las propiedades del material. Durante esta fase, las grietas pueden permanecer subcríticas durante un tiempo prolongado, pero se propagan gradualmente hasta alcanzar un tamaño crítico.

Falla final: En la etapa final, la grieta alcanza un tamaño crítico donde la sección transversal restante del material ya no puede soportar la carga aplicada, lo que resulta en una fractura repentina y catastrófica. Esta fase ocurre rápidamente y generalmente sin previo aviso, lo que hace que la fatiga sea una causa peligrosa de fallas estructurales (Anderson, 2017).

Factores que influyen en la fatiga

Varios factores pueden influir en la susceptibilidad de un material a la fatiga, incluyendo:

Magnitud de la carga cíclica: Cuanto mayor sea la amplitud de la carga cíclica, mayor será el daño por fatiga acumulado en cada ciclo. Los materiales pueden soportar un mayor número de ciclos de carga si la magnitud de la carga es baja.

Frecuencia de los ciclos de carga: La frecuencia con la que se aplican las cargas cíclicas también afecta el proceso de fatiga. Cargas aplicadas a frecuencias más altas pueden acelerar la iniciación y propagación de grietas.

Condiciones ambientales: Factores ambientales como la temperatura, la humedad y la presencia de agentes corrosivos pueden influir significativamente en la resistencia a la fatiga de un material. Por ejemplo, la corrosión puede acelerar la iniciación de grietas y la propagación de las mismas.

Geometría del componente: Cambios bruscos en la geometría de un componente, como agujeros, ranuras o entalladuras, pueden concentrar tensiones y actuar como puntos de iniciación de grietas. El diseño cuidadoso y la suavización de estas concentraciones de tensiones pueden mejorar la resistencia a la fatiga (Dowling, 2012).

Tratamientos superficiales: Técnicas como el pulido, el shot peening y la carburización pueden mejorar la resistencia a la fatiga al introducir tensiones residuales compresivas en la superficie del material, reduciendo la probabilidad de iniciación de grietas.

Métodos de análisis de la fatiga

Para predecir y mitigar los efectos de la fatiga, se utilizan varios métodos de análisis, entre los cuales destacan:

Pruebas de fatiga: Estas pruebas se realizan para determinar la vida útil de un material bajo cargas cíclicas específicas. Se somete una muestra del material a ciclos de carga controlados hasta que falla, registrando el número de ciclos necesarios para provocar la falla. Los resultados se representan en gráficos S-N (esfuerzo versus número de ciclos), que muestran la relación entre el nivel de esfuerzo y la vida útil del material.

Análisis de vida útil: Utilizando datos de pruebas de fatiga, se pueden desarrollar modelos matemáticos para predecir la vida útil de componentes estructurales en condiciones de servicio. Estos modelos consideran factores como la magnitud de la carga, la frecuencia de los ciclos y las condiciones ambientales para estimar el tiempo hasta la falla por fatiga (Stephens et al., 2001).

Inspección y monitoreo: Las técnicas de inspección, como la inspección visual, la radiografía, y los ensayos no destructivos, son esenciales para detectar grietas y otros defectos antes de que provoquen fallas catastróficas. El monitoreo continuo y las inspecciones regulares permiten identificar y reparar daños por fatiga antes de que alcancen un tamaño crítico.

Importancia en el diseño estructural

En el diseño estructural, considerar la fatiga es crucial para garantizar la seguridad y la durabilidad de las estructuras. Los ingenieros deben diseñar componentes que no solo resistan las cargas estáticas, sino que también soporten las cargas cíclicas a las que estarán expuestos durante su vida útil. Esto implica seleccionar materiales con alta resistencia a la fatiga, optimizar la geometría del componente para minimizar concentraciones de tensiones, y aplicar tratamientos superficiales que mejoren la resistencia a la fatiga (Frost, Marsh, & Pook, 1999).

2.2.2. Análisis estructural

2.2.2.1. Análisis estático

El análisis estático es una técnica fundamental en la ingeniería estructural que se utiliza para determinar las fuerzas internas, las tensiones y las deformaciones en una estructura bajo cargas estáticas. Las cargas estáticas son aquellas que se aplican lentamente y permanecen constantes o cambian muy lentamente con el tiempo, como el peso de la estructura, muebles, equipos fijos y otros elementos permanentes. Este tipo de análisis es crucial para el diseño seguro y eficiente de edificios, puentes, y otras estructuras.

Fundamentos del análisis estático

El análisis estático se basa en las leyes de la estática, una rama de la mecánica que estudia los cuerpos en equilibrio. Los principios fundamentales del análisis estático incluyen:

Equilibrio de fuerzas y momentos: Para que una estructura esté en equilibrio estático, la suma de todas las fuerzas y momentos que actúan sobre ella debe ser cero. Esto se expresa mediante las ecuaciones de equilibrio:

$$\begin{aligned}\sum F_x &= 0 \\ \sum F_y &= 0 \\ \sum M &= 0\end{aligned}$$

donde $\sum F_x$ Y $\sum F_y$ son las sumas de las fuerzas en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente, y $\sum M$ es la suma de los momentos alrededor de un punto o eje específico (Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, 2014).

Compatibilidad de deformaciones: Las deformaciones en una estructura deben ser compatibles con las condiciones de contorno y las conexiones entre los elementos. Esto significa que las partes conectadas de la estructura deben deformarse de manera coherente y continua.

Proceso de análisis estático

El proceso de análisis estático implica varios pasos clave, que incluyen la definición del modelo estructural, la aplicación de cargas, el cálculo de reacciones y fuerzas internas, y la evaluación de tensiones y deformaciones.

Definición del modelo estructural: El primer paso en el análisis estático es definir el modelo estructural, que incluye la geometría de la estructura, los materiales utilizados y las condiciones de apoyo. El modelo debe representar con precisión la estructura real y sus condiciones de contorno.

Aplicación de cargas: A continuación, se aplican las cargas estáticas al modelo estructural. Estas cargas pueden incluir cargas muertas (peso propio de la estructura y elementos permanentes), cargas vivas (personas, muebles, equipos móviles) y cargas ambientales (viento, nieve, sismo). Es importante considerar todas las posibles combinaciones de carga que la estructura puede experimentar durante su vida útil (Budynas & Nisbett, 2015).

Cálculo de reacciones: Una vez aplicadas las cargas, se calculan las reacciones en los apoyos. Estas reacciones son las fuerzas y momentos que los apoyos ejercen sobre la estructura para mantener el equilibrio. Las ecuaciones de equilibrio se utilizan para resolver estas reacciones.

Determinación de fuerzas internas: Con las reacciones conocidas, se procede a calcular las fuerzas internas en los elementos estructurales, como vigas, columnas y arcos. Estas fuerzas internas incluyen esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores. El método de las secciones es una técnica comúnmente utilizada para este propósito, dividiendo la estructura en secciones y aplicando las ecuaciones de equilibrio a cada sección (Hibbeler, 2012).

Evaluación de tensiones y deformaciones: Finalmente, se evalúan las tensiones y deformaciones en los elementos estructurales utilizando las relaciones constitutivas del material. Se verifica que las tensiones no excedan los límites permisibles del material y que las deformaciones sean compatibles con las especificaciones de diseño y las condiciones de servicio.

Herramientas y software de análisis estático

El análisis estático puede realizarse mediante métodos manuales para estructuras simples, pero para estructuras complejas se utiliza software de análisis estructural. Herramientas como SAP 2000, ETABS, y ANSYS permiten modelar estructuras detalladamente y realizar análisis estáticos de manera eficiente y precisa. Estos programas utilizan el método de los elementos finitos (FEM) para dividir la estructura en elementos más pequeños y resolver las ecuaciones de equilibrio para cada elemento, proporcionando una solución detallada y precisa (Logan, 2012).

Importancia del análisis estático en el diseño estructural

El análisis estático es esencial para garantizar la seguridad y funcionalidad de las estructuras. Al identificar y evaluar las tensiones y deformaciones bajo cargas estáticas, los ingenieros pueden diseñar estructuras que soporten las cargas previstas sin fallar. Esto incluye la selección adecuada de materiales, la dimensionación de los elementos estructurales y la implementación de detalles constructivos que aseguren la durabilidad y estabilidad de la estructura (McCormac & Nelson, 2006).

2.2.2.2. Análisis dinámico

El análisis dinámico es una técnica crucial en la ingeniería estructural para evaluar cómo las estructuras responden a cargas que varían con el tiempo, tales como vibraciones, impactos y cargas sísmicas. Este tipo de análisis es esencial para diseñar estructuras que puedan soportar eventos transitorios y dinámicos sin sufrir daños significativos o colapsar. A continuación, se describen en detalle los principios, procesos y aplicaciones del análisis dinámico en la ingeniería estructural.

Fundamentos del análisis dinámico

El análisis dinámico se basa en las leyes de la dinámica, que estudian los cuerpos en movimiento y las fuerzas que causan este movimiento. A diferencia del análisis estático, que considera las cargas aplicadas lentamente o que cambian muy poco con el tiempo, el análisis dinámico se ocupa de las cargas que varían rápida y significativamente.

Ecuaciones del movimiento: El comportamiento dinámico de una estructura se describe mediante ecuaciones diferenciales que relacionan la aceleración, la velocidad y el desplazamiento con las fuerzas aplicadas. La ecuación del movimiento para un sistema de un grado de libertad (SDOF) se expresa como:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = F(t)$$

donde m es la masa, c es el coeficiente de amortiguamiento, k es la rigidez, $x(t)$ es el desplazamiento, \dot{x} es la velocidad, \ddot{x} es la aceleración y $F(t)$ es la fuerza externa aplicada (Clough & Penzien, 2003).

Resonancia: Un concepto crucial en el análisis dinámico es la resonancia, que ocurre cuando la frecuencia de la fuerza excitadora coincide con la frecuencia natural de la estructura, resultando en grandes amplitudes de vibración. El diseño debe evitar frecuencias resonantes para asegurar la estabilidad y seguridad estructural.

Métodos de análisis dinámico

Existen varios métodos para realizar análisis dinámico, cada uno adecuado para diferentes tipos de problemas y niveles de complejidad. Los principales métodos incluyen:

Análisis modal: Este método descompone la respuesta dinámica de una estructura en modos de vibración naturales. Cada modo se caracteriza por una frecuencia natural y una forma modal. El análisis modal es útil para comprender cómo diferentes partes de la estructura vibran bajo cargas dinámicas y para identificar modos críticos que podrían amplificarse durante eventos como terremotos (Chopra, 2012).

Análisis de respuesta espectral: Utilizado principalmente para evaluar la respuesta de estructuras a cargas sísmicas, este método aplica un espectro de respuesta que representa la máxima respuesta esperada de una estructura a diferentes frecuencias de excitación. Es una técnica común en el diseño sísmico que permite prever el comportamiento de la estructura bajo diferentes escenarios sísmicos (Newmark & Hall, 1982).

Análisis de historia temporal: Este método simula la respuesta de una estructura a una carga dinámica específica a lo largo del tiempo, utilizando registros de aceleración real o simulada. El análisis de historia temporal proporciona una representación detallada de la respuesta dinámica de la estructura y es especialmente útil para evaluar el comportamiento bajo eventos transitorios como impactos o terremotos (Chopra, 2012).

Análisis de espectro de Fourier: Utilizado para analizar la frecuencia y amplitud de las vibraciones de una estructura, este método descompone una señal temporal en sus componentes de frecuencia. Es útil para identificar frecuencias dominantes y evaluar la susceptibilidad de la estructura a la resonancia (Smith, 2010).

Aplicaciones del análisis dinámico

El análisis dinámico se aplica en diversas áreas de la ingeniería estructural, incluyendo:

Diseño sísmico: Una de las aplicaciones más importantes del análisis dinámico es el diseño de estructuras resistentes a terremotos. Los códigos de construcción modernos, como el International Building Code (IBC) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en México, requieren el uso de análisis dinámico para asegurar que las estructuras puedan soportar movimientos sísmicos sin colapsar (FEMA, 2003).

Vibraciones en puentes y edificaciones: Los puentes y edificios altos son susceptibles a vibraciones inducidas por el viento, el tráfico o la maquinaria. El análisis dinámico permite diseñar estos elementos para minimizar las vibraciones y asegurar la comodidad y seguridad de los usuarios (Irvine, 1981).

Impactos y explosiones: En situaciones donde las estructuras están sujetas a cargas de impacto o explosiones, como en instalaciones industriales o militares, el análisis dinámico es crucial para evaluar la resistencia y la capacidad de absorción de energía de los materiales y diseños utilizados (Biggs, 1964).

Ingeniería de viento: Los edificios altos y las estructuras esbeltas, como torres y chimeneas, pueden experimentar efectos dinámicos significativos debido al viento. El análisis dinámico permite evaluar y mitigar estos efectos mediante el diseño adecuado de la estructura y el uso de amortiguadores de masa sintonizada (Davenport, 1967).

Herramientas y software para análisis dinámico

El análisis dinámico moderno se realiza utilizando herramientas de software avanzadas que implementan métodos numéricos para resolver las ecuaciones del movimiento. Programas como SAP 2000, ETABS y ANSYS son ampliamente utilizados para modelar estructuras complejas y realizar análisis dinámicos detallados. Estas herramientas permiten simular la respuesta de la estructura bajo diferentes condiciones de carga dinámica y optimizar el diseño para mejorar su desempeño y seguridad (Logan, 2012).

Importancia en el diseño estructural

El análisis dinámico es indispensable para garantizar la seguridad y resiliencia de las estructuras bajo condiciones de carga variable y transitoria. Al identificar las frecuencias naturales, modos de vibración y posibles resonancias, los ingenieros pueden diseñar estructuras que no solo sean resistentes a las cargas estáticas, sino que también soporten eventos dinámicos como terremotos, vientos fuertes e impactos. Este enfoque integral es crucial para prevenir fallos

catastróficos y asegurar la durabilidad y funcionalidad a largo plazo de las estructuras (Chopra, 2012).

2.2.2.3. Modelado computacional (SAP 2000)

El modelado computacional es una técnica esencial en la ingeniería estructural moderna, permitiendo a los ingenieros diseñar, analizar y optimizar estructuras complejas con una precisión y eficiencia sin precedentes. Entre los diversos programas disponibles, SAP 2000 es uno de los más utilizados por su robustez, versatilidad y capacidad para manejar una amplia gama de problemas estructurales. A continuación, se describe en detalle el proceso y las ventajas del modelado computacional utilizando SAP 2000.

Introducción a SAP 2000

SAP 2000 es un software de análisis y diseño estructural desarrollado por Computers and Structures, Inc. (CSI). Es ampliamente reconocido en la industria de la ingeniería por su facilidad de uso, potente motor de análisis y amplias capacidades de diseño. SAP 2000 permite a los ingenieros modelar diversos tipos de estructuras, desde edificios y puentes hasta presas y torres, utilizando métodos avanzados de análisis estructural (CSI, 2021).

Proceso de modelado computacional

El proceso de modelado computacional en SAP 2000 involucra varias etapas clave, desde la creación del modelo hasta la interpretación de los resultados. Estas etapas incluyen la definición de la geometría del modelo, la asignación de materiales y propiedades de sección, la aplicación de cargas, el análisis estructural y la evaluación de los resultados.

Definición de la geometría del modelo: La primera etapa en el modelado computacional es definir la geometría de la estructura. Esto implica crear un modelo tridimensional que represente la forma y disposición de todos los elementos estructurales, como vigas, columnas, muros y placas. SAP 2000 ofrece herramientas de modelado intuitivas que permiten a los usuarios dibujar la geometría directamente o importar modelos desde otros programas de diseño asistido por computadora (CAD).

Asignación de materiales y propiedades de sección: Una vez definida la geometría, se asignan materiales y propiedades de sección a cada elemento estructural. SAP 2000 incluye una amplia base de datos de materiales comunes, como acero, concreto y madera, con sus propiedades mecánicas correspondientes. Los usuarios pueden también definir materiales personalizados si es necesario. Las propiedades de sección, como el área, el momento de inercia y el radio de giro, son fundamentales para el análisis estructural y se pueden asignar fácilmente en el programa (McCormac & Nelson, 2006).

Aplicación de cargas: La siguiente etapa es la aplicación de cargas estáticas y dinámicas al modelo. SAP 2000 permite aplicar diferentes tipos de cargas, como cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento y cargas sísmicas. Las cargas se pueden aplicar en nodos específicos, elementos individuales o áreas completas. Además, el programa permite definir combinaciones de carga, lo cual es crucial para evaluar el comportamiento estructural bajo diferentes escenarios de carga.

Análisis estructural: Con la geometría, los materiales y las cargas definidos, se procede al análisis estructural. SAP 2000 utiliza

métodos numéricos avanzados, como el método de los elementos finitos (FEM), para resolver las ecuaciones de equilibrio y determinar las fuerzas internas, tensiones, deformaciones y desplazamientos en la estructura. Los usuarios pueden realizar diferentes tipos de análisis, incluyendo análisis estático lineal, análisis no lineal, análisis modal, análisis de respuesta espectral y análisis de historia temporal (Logan, 2012).

Evaluación de resultados: Finalmente, los resultados del análisis estructural se evalúan para verificar que la estructura cumpla con los requisitos de diseño y normativas vigentes. SAP 2000 ofrece herramientas avanzadas de visualización y post-procesamiento, que permiten a los usuarios ver diagramas de momentos, fuerzas cortantes, desplazamientos y tensiones en los elementos estructurales. Además, se pueden generar informes detallados y gráficos que facilitan la interpretación de los resultados y la toma de decisiones de diseño (Chopra, 2012).

Ventajas del uso de SAP 2000

El uso de SAP 2000 en el modelado computacional de estructuras ofrece varias ventajas significativas:

Precisión y fiabilidad: SAP 2000 utiliza algoritmos de análisis estructural avanzados que garantizan resultados precisos y fiables. La capacidad de manejar modelos complejos y realizar análisis detallados asegura que las estructuras se diseñen para cumplir con los más altos estándares de seguridad y rendimiento.

Versatilidad y flexibilidad: SAP 2000 es extremadamente versátil y puede ser utilizado para modelar una amplia gama de estructuras, desde simples vigas y columnas hasta complejas

estructuras tridimensionales. La capacidad de realizar diferentes tipos de análisis estructural, incluyendo análisis estático, dinámico y no lineal, permite a los ingenieros abordar una variedad de problemas de diseño (CSI, 2021).

Eficiencia en el diseño: El uso de SAP 2000 acelera significativamente el proceso de diseño y análisis estructural. Las herramientas de modelado intuitivas, junto con la capacidad de importar modelos desde otros programas de CAD, reducen el tiempo necesario para crear y modificar modelos estructurales. Además, la capacidad de realizar múltiples análisis en un solo modelo optimiza el flujo de trabajo y aumenta la productividad.

Cumplimiento de normativas: SAP 2000 incorpora una amplia base de datos de normativas de diseño estructural de diferentes países, lo que facilita el cumplimiento de los códigos de construcción locales e internacionales. Esto asegura que las estructuras diseñadas con SAP 2000 no solo sean seguras y eficientes, sino que también cumplan con las regulaciones pertinentes (McCormac & Nelson, 2006).

Aplicaciones en el diseño estructural

El modelado computacional con SAP 2000 se aplica en una amplia gama de proyectos de ingeniería estructural:

Diseño de edificios: SAP 2000 se utiliza para el diseño de edificios residenciales, comerciales e industriales, permitiendo a los ingenieros analizar y optimizar la disposición de elementos estructurales para maximizar la eficiencia y la seguridad.

Diseño de puentes: Los ingenieros de puentes utilizan SAP 2000 para modelar y analizar puentes de diferentes tipos y materiales,

asegurando que puedan soportar las cargas dinámicas del tráfico y las fuerzas ambientales, como el viento y los terremotos (Irvine, 1981).

Análisis sísmico: En regiones propensas a terremotos, SAP 2000 se utiliza para realizar análisis sísmicos detallados, evaluando cómo las estructuras responderán a eventos sísmicos y diseñando soluciones para mejorar la resiliencia sísmica.

Infraestructura y obras civiles: SAP 2000 también se aplica en el diseño y análisis de infraestructuras, como presas, torres, chimeneas y tanques, proporcionando herramientas para evaluar la estabilidad y la resistencia de estas estructuras bajo diferentes condiciones de carga (Chopra, 2012).

2.2.2.4. Criterios de estabilidad y resistencia

En la ingeniería estructural, los criterios de estabilidad y resistencia son fundamentales para el diseño y análisis de estructuras que deben soportar cargas sin fallar. Estos criterios aseguran que las estructuras sean capaces de resistir tanto las cargas normales como las excepcionales sin experimentar deformaciones excesivas ni colapsar. A continuación, se describen en detalle los conceptos y principios relacionados con la estabilidad y la resistencia en el diseño estructural.

Estabilidad estructural

La estabilidad estructural se refiere a la capacidad de una estructura para mantener su forma y posición bajo la aplicación de cargas. Una estructura estable no experimenta cambios significativos en su configuración cuando se le aplican cargas externas, lo que implica que no se desplaza ni se deforma de manera que comprometa su integridad.

Estabilidad global y local: La estabilidad de una estructura puede ser global o local. La estabilidad global se refiere a la capacidad de toda la estructura para resistir el vuelco o el deslizamiento, mientras

que la estabilidad local se refiere a la capacidad de los elementos individuales de la estructura, como vigas y columnas, para evitar el pandeo o la flexión lateral. La estabilidad global y local deben ser consideradas en conjunto para asegurar la seguridad estructural (Chajes, 1990).

Pandeo: El pandeo es un fenómeno de inestabilidad que ocurre cuando un elemento estructural, sometido a una carga axial compresiva, se deforma lateralmente y pierde su capacidad de carga. El pandeo puede ser elástico o inelástico, dependiendo del material y de la magnitud de la carga. El análisis de pandeo se realiza utilizando fórmulas y métodos como la ecuación de Euler para elementos largos y esbeltos:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

donde P_{cr} es la carga crítica de pandeo, E es el módulo de elasticidad, I es el momento de inercia, K es el factor de longitud efectiva y L es la longitud del elemento (Timoshenko & Gere, 1961).

Resistencia estructural

La resistencia estructural se refiere a la capacidad de una estructura para soportar cargas aplicadas sin fallar. Esto implica que la estructura puede resistir esfuerzos internos, como tensiones, compresiones y cortes, sin exceder las propiedades resistentes de los materiales.

Esfuerzos y tensiones: Los esfuerzos son las fuerzas internas por unidad de área que actúan dentro de un material, y las tensiones son las respuestas de deformación del material a estos esfuerzos. Los principales tipos de tensiones incluyen:

- **Tensión axial (normal):** Actúa perpendicularmente a la sección transversal del elemento y puede ser de tracción o compresión.
- **Tensión de corte:** Actúa paralelamente a la sección transversal y es responsable de la distorsión angular.
- **Momento flector:** Produce tensiones de flexión que varían a lo largo de la sección transversal del elemento (Gere & Timoshenko, 1997).

Integridad estructural

La integridad estructural es un concepto que abarca tanto la estabilidad como la resistencia de una estructura. Se refiere a la capacidad de una estructura para mantener su integridad y funcionalidad bajo todas las condiciones de carga y durante toda su vida útil. Esto incluye la consideración de la durabilidad y la resistencia al deterioro, así como la capacidad de la estructura para soportar eventos extremos, como terremotos y huracanes (Ellingwood, 2001).

Factores de seguridad: Los factores de seguridad son coeficientes que se aplican en el diseño estructural para asegurar que las tensiones y deformaciones reales estén dentro de límites seguros. Estos factores tienen en cuenta las incertidumbres en las cargas, los materiales y las condiciones de servicio. Un diseño seguro requiere la aplicación adecuada de factores de seguridad para todas las combinaciones de carga posibles (Chopra, 2012).

Diseño basado en desempeño: El diseño basado en desempeño es un enfoque moderno que considera no solo la capacidad de carga de la estructura, sino también su comportamiento bajo condiciones extremas. Este enfoque evalúa el desempeño de la estructura en términos de criterios como desplazamientos, aceleraciones

y daños esperados, y asegura que la estructura cumpla con los objetivos de desempeño definidos (FEMA, 2000).

Aplicación en el diseño estructural

La aplicación de criterios de estabilidad y resistencia es esencial en el diseño de una amplia variedad de estructuras, incluyendo edificios, puentes, torres y otras infraestructuras críticas. Los ingenieros deben considerar tanto las cargas estáticas como las dinámicas, y utilizar métodos de análisis y diseño que garanticen la seguridad y la funcionalidad de la estructura bajo todas las condiciones de carga previstas.

Edificios: En el diseño de edificios, se deben considerar factores como la distribución de cargas, la interacción entre los elementos estructurales y la respuesta a eventos sísmicos y de viento. La estabilidad global del edificio y la resistencia de sus componentes individuales son cruciales para prevenir colapsos y daños estructurales (McCormac & Nelson, 2006).

Puentes: El diseño de puentes requiere una consideración cuidadosa de las cargas dinámicas del tráfico, así como de las fuerzas ambientales como el viento y el agua. Los ingenieros deben asegurar que los puentes sean estables y resistentes bajo todas las condiciones de servicio, y que puedan soportar eventos extremos sin fallar (Irvine, 1981).

Torres y estructuras esbeltas: Las torres y otras estructuras esbeltas son particularmente susceptibles al pandeo y a las cargas de viento. El diseño debe incluir medidas para prevenir la inestabilidad y asegurar que la estructura pueda resistir las fuerzas laterales y verticales sin deformarse excesivamente (Davenport, 1967).

2.2.3. Normativas y estándares de construcción

2.2.3.1. Normativas nacionales (Perú)

En el contexto de la ingeniería estructural, las normativas nacionales son cruciales para asegurar que las estructuras se diseñen y construyan conforme a los estándares de seguridad y calidad establecidos. En Perú, las normativas estructurales han evolucionado para responder a las particularidades geográficas, sísmicas y climáticas del país, buscando minimizar riesgos y garantizar la estabilidad de las edificaciones. A continuación, se describen las principales normativas peruanas en el ámbito de la ingeniería estructural, con un enfoque en su relevancia y aplicación práctica.

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) es el marco normativo principal que regula la construcción de edificaciones en Perú. El RNE establece los criterios técnicos y legales que deben cumplirse en el diseño, construcción y mantenimiento de estructuras, asegurando la seguridad, habitabilidad y funcionalidad de las edificaciones. Dentro del RNE, se destacan varios capítulos y normas técnicas específicas que abordan distintos aspectos del diseño estructural.

Norma Técnica E.030: Diseño Sismorresistente

Perú es un país altamente sísmico, ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las zonas con mayor actividad sísmica del mundo. La Norma Técnica E.030 del RNE, conocida como "Diseño Sismorresistente," establece los requisitos y procedimientos para diseñar estructuras capaces de resistir los efectos de los sismos. Esta norma es fundamental para garantizar la seguridad estructural y minimizar los daños durante un evento sísmico.

La Norma E.030 se basa en principios de diseño por desempeño, asegurando que las edificaciones no solo resistan cargas estáticas, sino que también puedan soportar cargas dinámicas inducidas por sismos. Entre sus principales disposiciones, se incluyen:

- **Criterios de diseño sismorresistente:** Define los niveles de desempeño esperados para diferentes tipos de edificaciones, asegurando que estructuras críticas, como hospitales y escuelas, tengan un nivel de desempeño más alto.
- **Espectros de respuesta sísmica:** Proporciona espectros de diseño que reflejan las características de los movimientos sísmicos en diferentes regiones del país.
- **Requisitos de ductilidad y disipación de energía:** Establece la necesidad de diseñar estructuras que puedan deformarse de manera plástica sin colapsar, permitiendo la disipación de la energía sísmica (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018).

Norma Técnica E.020: Cargas

La Norma Técnica E.020, "Cargas," del RNE, especifica los tipos y magnitudes de cargas que deben considerarse en el diseño estructural. Estas cargas incluyen:

- **Cargas muertas:** Peso propio de la estructura y elementos permanentes.
- **Cargas vivas:** Cargas temporales o móviles, como personas y mobiliario.
- **Cargas ambientales:** Cargas de viento, nieve y sismos.
- **Cargas accidentales:** Cargas debidas a impactos o explosiones (MVCS, 2018).

Esta norma asegura que los ingenieros consideren todas las posibles cargas que pueden actuar sobre una estructura durante su vida útil, permitiendo un diseño seguro y confiable.

Norma Técnica E.060: Concreto Armado

La Norma Técnica E.060, "Concreto Armado," regula el diseño y construcción de estructuras de concreto armado en Perú. Esta norma incluye:

- **Requisitos de materiales:** Especifica las propiedades y la calidad de los materiales utilizados, como el cemento, los agregados y el acero de refuerzo.
- **Diseño y detallado de elementos estructurales:** Proporciona criterios para el diseño de vigas, columnas, losas y muros de concreto armado, asegurando su resistencia y durabilidad.
- **Métodos de análisis y diseño:** Describe los métodos de análisis estructural y las técnicas de diseño, como el método de los estados límites (LRFD) y el método de diseño elástico (ASD) (MVCS, 2018).

Norma Técnica E.070: Albañilería

La Norma Técnica E.070, "Albañilería," aborda el diseño y la construcción de estructuras de albañilería. Esta norma es esencial para asegurar la resistencia y estabilidad de edificaciones construidas con materiales de albañilería, como ladrillos y bloques de concreto. Los principales aspectos de esta norma incluyen:

Propiedades de los materiales: Especifica los requisitos de calidad y las propiedades mecánicas de los materiales de albañilería.

- **Diseño estructural:** Proporciona criterios para el diseño de muros portantes y no portantes, considerando las cargas verticales y horizontales.

- **Requisitos de construcción:** Establece las prácticas de construcción adecuadas para garantizar la integridad estructural y la durabilidad de las estructuras de albañilería (MVCS, 2018).

Importancia de las normativas en el diseño estructural

Las normativas nacionales en Perú son fundamentales para asegurar que las estructuras sean diseñadas y construidas de acuerdo con los más altos estándares de seguridad y calidad. Estas normativas no solo establecen los criterios técnicos necesarios, sino que también aseguran la uniformidad y la consistencia en los proyectos de construcción en todo el país.

Seguridad estructural: Las normativas aseguran que las estructuras puedan resistir cargas extremas, como sismos y vientos fuertes, protegiendo vidas y reduciendo el riesgo de daños catastróficos. Al seguir las normativas, los ingenieros pueden diseñar estructuras que sean resilientes y capaces de soportar eventos inesperados.

Calidad de la construcción: Las normativas establecen los requisitos de calidad para los materiales y los métodos de construcción, asegurando que las edificaciones sean duraderas y de alta calidad. Esto incluye la selección de materiales adecuados y el uso de técnicas de construcción probadas.

Cumplimiento legal: Las normativas proporcionan un marco legal para la construcción, asegurando que todos los proyectos cumplan con las regulaciones locales e internacionales. El cumplimiento de estas normativas es esencial para obtener permisos de construcción y para garantizar que las edificaciones sean aprobadas por las autoridades pertinentes.

Protección del medio ambiente: Algunas normativas también abordan aspectos ambientales, asegurando que los proyectos de

construcción se realicen de manera sostenible y minimizando el impacto ambiental. Esto incluye el uso eficiente de recursos y la implementación de prácticas de construcción ecológicas.

2.2.3.2. Normativas internacionales (AISC, CEN)

En el ámbito de la ingeniería estructural, las normativas internacionales juegan un papel crucial al establecer estándares globales de diseño y construcción que aseguran la seguridad, eficiencia y durabilidad de las estructuras. Dos de las organizaciones más influyentes en este campo son el American Institute of Steel Construction (AISC) y el Comité Europeo de Normalización (CEN). A continuación, se describen en detalle las normativas desarrolladas por estas organizaciones y su aplicación en la ingeniería estructural.

Normativas del American Institute of Steel Construction (AISC)

El AISC es una organización líder en la elaboración de normas y guías técnicas para el diseño y construcción de estructuras de acero en Estados Unidos. Las normativas del AISC son reconocidas a nivel mundial por su rigor técnico y su contribución a la práctica de la ingeniería estructural.

AISC Steel Construction Manual

El *Steel Construction Manual* del AISC es una referencia esencial para ingenieros estructurales que diseñan con acero. Esta guía abarca todos los aspectos del diseño de estructuras de acero, desde los fundamentos teóricos hasta los detalles prácticos de la construcción.

Especificaciones de diseño (AISC 360)

La especificación AISC 360, conocida como *Specification for Structural Steel Buildings*, proporciona los criterios para el diseño de

edificios y otras estructuras utilizando acero estructural. Entre sus principales características se incluyen:

- **Diseño por resistencia de carga y factores (LRFD) y diseño por esfuerzo admisible (ASD):** La AISC 360 permite el uso de ambos métodos de diseño, proporcionando flexibilidad a los ingenieros para elegir el enfoque más adecuado según el proyecto específico.
- **Criterios de diseño estructural:** La especificación aborda el diseño de todos los componentes estructurales, incluyendo vigas, columnas, conexiones y sistemas de arriostramiento. Incluye fórmulas y tablas para calcular las capacidades de carga y las resistencias de los elementos de acero.
- **Consideraciones de estabilidad:** La AISC 360 proporciona directrices detalladas para asegurar la estabilidad de las estructuras de acero, incluyendo el análisis de pandeo y las técnicas de arriostramiento necesarias para prevenir la inestabilidad global y local.
- **Requisitos de materiales y fabricación:** La especificación establece los estándares para la calidad de los materiales de acero y los procesos de fabricación, asegurando que las estructuras construidas sean duraderas y fiables (AISC, 2016).

ANSI/AISC 341: Sísmica

La normativa ANSI/AISC 341, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, establece los requisitos específicos para el diseño de estructuras de acero en zonas sísmicas. Esta normativa es crucial para asegurar que las estructuras puedan resistir las fuerzas dinámicas generadas por los terremotos. Entre sus principales disposiciones se incluyen:

- **Criterios de ductilidad:** La normativa establece que las estructuras deben diseñarse para ser dúctiles, permitiendo deformaciones plásticas significativas sin perder su capacidad de carga.
- **Sistemas de resistencia sísmica:** Proporciona directrices para el diseño de diferentes sistemas de resistencia sísmica, como marcos rígidos, sistemas de arriostramiento concéntricos y excéntricos, y muros de corte de acero.
- **Detalles de conexiones:** La normativa especifica los requisitos de diseño y construcción de conexiones para asegurar que puedan resistir las fuerzas sísmicas sin fallar (AISC, 2016).

Normativas del Comité Europeo de Normalización (CEN)

El CEN es responsable de desarrollar y armonizar normas europeas que facilitan el comercio y aseguran la seguridad y calidad de los productos y servicios en Europa. En el ámbito de la ingeniería estructural, las normas Eurocódigos son especialmente relevantes.

Eurocódigos estructurales

Los Eurocódigos son un conjunto de normas europeas que proporcionan un marco unificado para el diseño estructural en los países de la Unión Europea. Estos códigos cubren una amplia gama de materiales y tipos de estructuras, y se componen de 10 partes principales, cada una enfocada en un aspecto específico del diseño estructural.

EN 1990: Bases del diseño estructural

El Eurocódigo 0 (EN 1990) establece los principios y requisitos generales para la seguridad, funcionalidad y durabilidad de las estructuras. Define los conceptos básicos y las reglas para la combinación de acciones, proporcionando una base para el uso de los otros Eurocódigos.

- **Principios de diseño basado en desempeño:** El EN 1990 introduce el concepto de diseño basado en desempeño, asegurando que las estructuras cumplan con los objetivos de seguridad y funcionalidad bajo todas las condiciones de carga previstas.
- **Requisitos de fiabilidad:** Establece los niveles de fiabilidad requeridos para diferentes tipos de estructuras, asegurando un margen adecuado de seguridad en el diseño (CEN, 2002).

EN 1993: Diseño de estructuras de acero

El Eurocódigo 3 (EN 1993) es específico para el diseño de estructuras de acero. Esta norma proporciona directrices detalladas para el diseño de elementos de acero, conexiones y sistemas estructurales.

- **Cálculo de resistencias y estabilidad:** El EN 1993 incluye fórmulas y métodos para calcular las resistencias y la estabilidad de los elementos de acero, asegurando que puedan soportar las cargas aplicadas sin fallar.
- **Diseño de conexiones:** Proporciona directrices para el diseño de conexiones soldadas y atornilladas, asegurando su capacidad de resistir las fuerzas internas y las cargas externas.
- **Consideraciones de durabilidad:** Establece requisitos para la protección contra la corrosión y otros factores que pueden afectar la durabilidad de las estructuras de acero (CEN, 2005).

EN 1998: Diseño sísmico

El Eurocódigo 8 (EN 1998) aborda el diseño de estructuras para la resistencia sísmica. Esta norma es crucial para asegurar que las estructuras en zonas sísmicas puedan soportar los efectos de los terremotos.

- **Análisis sísmico:** Proporciona métodos para realizar análisis sísmicos, incluyendo análisis modal, espectral y de historia temporal.
- **Diseño de elementos y sistemas sísmicos:** Establece directrices para el diseño de elementos estructurales y sistemas de resistencia sísmica, asegurando su ductilidad y capacidad de disipación de energía.
- **Requisitos de construcción:** Define los detalles constructivos necesarios para asegurar que las estructuras puedan soportar los movimientos sísmicos sin fallar (CEN, 2004).

Importancia de las normativas internacionales

Las normativas internacionales como las del AISC y el CEN son fundamentales para garantizar que las estructuras sean diseñadas y construidas con los más altos estándares de seguridad y calidad. Estas normativas proporcionan un marco técnico riguroso que facilita la uniformidad y consistencia en los proyectos de construcción a nivel global.

Seguridad estructural: Las normativas aseguran que las estructuras puedan resistir cargas extremas, como sismos y vientos fuertes, protegiendo vidas y reduciendo el riesgo de daños catastróficos. Al seguir estas normativas, los ingenieros pueden diseñar estructuras que sean resilientes y capaces de soportar eventos inesperados.

Innovación y avance técnico: Las normativas internacionales fomentan la innovación y el avance técnico en la ingeniería estructural al incorporar las últimas investigaciones y desarrollos en materiales, métodos de análisis y técnicas de construcción.

2.2.4. Técnicas de inspección y evaluación estructural

2.2.4.1. Inspección visual

La inspección visual es una técnica fundamental en la ingeniería estructural, utilizada para evaluar el estado de las estructuras mediante la observación directa. Esta técnica es una de las primeras y más comunes metodologías empleadas en la detección de defectos, deterioros y anomalías en los componentes estructurales. Su importancia radica en la capacidad de identificar problemas que podrían comprometer la seguridad y funcionalidad de las estructuras, permitiendo la implementación de medidas correctivas antes de que se produzcan fallos significativos.

Fundamentos de la inspección visual

La inspección visual implica una evaluación detallada de la superficie de los elementos estructurales mediante el uso de la vista, a veces asistida por herramientas simples como lupas, cámaras y luces. Esta técnica permite detectar una variedad de problemas, incluyendo grietas, corrosión, deformaciones, desalineaciones y daños en los revestimientos.

Objetivos de la inspección visual:

- **Detección temprana de defectos:** Identificar problemas en sus etapas iniciales antes de que evolucionen y causen fallos estructurales graves.
- **Evaluación del estado general:** Proporcionar una valoración general del estado de la estructura, facilitando la toma de decisiones sobre la necesidad de reparaciones, mantenimiento o investigaciones adicionales.

- **Monitoreo continuo:** Realizar inspecciones periódicas para monitorear el deterioro progresivo y evaluar la efectividad de las intervenciones de mantenimiento previas.

Proceso de inspección visual

El proceso de inspección visual se puede descomponer en varias etapas clave, que aseguran una evaluación exhaustiva y sistemática de la estructura.

Preparación: Antes de realizar la inspección, es crucial preparar un plan detallado que incluya los objetivos específicos de la inspección, las áreas a inspeccionar, las herramientas necesarias y los criterios de evaluación. También es importante revisar la documentación existente sobre la estructura, como planos, informes de inspecciones previas y registros de mantenimiento.

Inspección preliminar: Una inspección preliminar implica un recorrido general por la estructura para identificar las áreas que requieren una evaluación más detallada. Durante esta etapa, el inspector toma notas iniciales y fotografías de los posibles defectos o áreas de interés.

Inspección detallada: La inspección detallada se centra en examinar minuciosamente las áreas previamente identificadas. Esto incluye medir y documentar cualquier defecto encontrado, como grietas, corrosión, deformaciones o daños en los revestimientos. Los inspectores pueden utilizar herramientas como lupas para ampliar la visión de pequeñas áreas y luces para iluminar áreas oscuras o de difícil acceso (Cai, Aref, & Tonias, 2013).

Documentación y registro: Toda la información recopilada durante la inspección debe ser documentada de manera sistemática. Esto incluye descripciones detalladas de los defectos, ubicaciones precisas, tamaños y extensiones de los daños, y fotografías que

proporcionen evidencia visual. Esta documentación es esencial para el análisis posterior y para comparar con futuras inspecciones (Bungey, Millard, & Grantham, 2006).

Evaluación y análisis: Una vez completada la inspección, los datos recopilados deben ser analizados para evaluar la gravedad de los defectos y determinar su impacto en la seguridad y funcionalidad de la estructura. Este análisis puede involucrar la consulta con ingenieros estructurales y otros expertos para interpretar los hallazgos y recomendar acciones correctivas (Harris & Bulleit, 2000).

2.2.5. Factores de deterioro de estructuras metálicas

2.2.5.1. Corrosión

La corrosión es uno de los principales factores de deterioro que afecta la durabilidad y la integridad de las estructuras metálicas. Es un proceso electroquímico mediante el cual los metales se degradan debido a su interacción con el ambiente, resultando en la formación de óxidos, hidróxidos o sales del metal. La corrosión puede causar una pérdida significativa de material, afectando la resistencia y la estabilidad de los elementos estructurales.

Fundamentos de la corrosión

La corrosión se produce cuando un metal reacciona con el oxígeno y la humedad presentes en el ambiente, formando productos de corrosión. Este proceso involucra la transferencia de electrones y la formación de celdas galvánicas, donde el metal actúa como ánodo y cátodo en presencia de un electrolito. Los factores que influyen en la velocidad de corrosión incluyen la composición del metal, las condiciones ambientales (como la humedad, la temperatura y la presencia de contaminantes), y las características del electrolito.

Tipos de corrosión

Existen varios tipos de corrosión que pueden afectar a las estructuras metálicas, cada uno con mecanismos y características distintivas:

- **Corrosión uniforme:** Se produce de manera uniforme en toda la superficie del metal, resultando en una reducción gradual del espesor del material. Este tipo de corrosión es relativamente fácil de detectar y controlar.
- **Corrosión localizada:** Afecta áreas específicas del metal, formando picaduras o cavidades profundas. La corrosión localizada puede ser más peligrosa que la uniforme, ya que puede causar fallos rápidos e inesperados.
- **Corrosión galvánica:** Ocurre cuando dos metales diferentes están en contacto eléctrico en presencia de un electrolito. El metal más anódico se corroe más rápidamente, mientras que el cátodo se protege.
- **Corrosión por tensión:** Se produce cuando el metal está sometido a esfuerzos de tensión mientras se encuentra en un ambiente corrosivo, provocando la formación de grietas y fisuras (Fontana, 2005).

Consecuencias de la corrosión

La corrosión puede tener varias consecuencias negativas en las estructuras metálicas, incluyendo:

- **Pérdida de resistencia:** La reducción del espesor del metal debido a la corrosión disminuye su capacidad de soportar cargas, lo que puede llevar a fallos estructurales.

- **Aumento de costos de mantenimiento:** La necesidad de reparaciones y reemplazos frecuentes de componentes corroídos aumenta los costos de mantenimiento y operación.
- **Riesgos de seguridad:** La corrosión puede comprometer la integridad estructural, poniendo en riesgo la seguridad de las personas y la propiedad.
- **Impacto estético:** La aparición de productos de corrosión, como el óxido, afecta negativamente la apariencia de las estructuras, reduciendo su valor estético (Jones, 2013).

Métodos de prevención y control de la corrosión

Existen varias estrategias para prevenir y controlar la corrosión en las estructuras metálicas:

- **Selección de materiales:** Utilizar aleaciones resistentes a la corrosión o metales con recubrimientos protectores.
- **Protección catódica:** Aplicar una corriente eléctrica o un metal más anódico para proteger el metal base de la corrosión.
- **Recubrimientos y pinturas:** Aplicar recubrimientos protectores, como pinturas, esmaltes y recubrimientos de polímeros, para aislar el metal del ambiente corrosivo.
- **Control ambiental:** Reducir la humedad y la presencia de contaminantes en el ambiente que puedan acelerar la corrosión.
- **Mantenimiento regular:** Realizar inspecciones y mantenimiento preventivo para detectar y reparar áreas corroídas antes de que se conviertan en problemas graves (Revie & Uhlig, 2008).

2.2.5.2. Desgaste por fatiga

El desgaste por fatiga es un fenómeno de deterioro que ocurre en los materiales debido a la aplicación repetida de cargas cíclicas. Este proceso puede llevar a la formación y propagación de grietas,

culminando en fallos catastróficos. La fatiga es especialmente relevante en componentes estructurales sujetos a cargas fluctuantes, como puentes, aviones y maquinaria industrial.

Mecanismo de desgaste por fatiga

El desgaste por fatiga involucra tres etapas principales:

- **Iniciación de grietas:** Las grietas iniciales comienzan a formarse en áreas de concentración de tensiones, como superficies rugosas, defectos internos o zonas de cambios bruscos en la geometría del componente.
- **Propagación de grietas:** Una vez iniciadas, las grietas crecen de manera progresiva con cada ciclo de carga, avanzando lentamente a través del material.
- **Falla final:** La grieta alcanza un tamaño crítico, donde la sección transversal restante del material no puede soportar la carga aplicada, resultando en una fractura repentina (Schijve, 2009).

Factores que influyen en la fatiga

Varios factores afectan la susceptibilidad de un material al desgaste por fatiga:

- **Magnitud y frecuencia de la carga cíclica:** Cargas de mayor magnitud y frecuencia aumentan el daño acumulado por fatiga.
- **Condiciones ambientales:** La presencia de corrosión y otros factores ambientales pueden acelerar la iniciación y propagación de grietas por fatiga.
- **Geometría del componente:** Concentraciones de tensiones debido a cambios bruscos en la geometría pueden actuar como puntos de iniciación de grietas.
- **Tratamientos superficiales:** Técnicas como el pulido y el shot peening pueden mejorar la resistencia a la fatiga al introducir

tensiones residuales compresivas en la superficie del material (Dowling, 2012).

Métodos de prevención y control de la fatiga

Para prevenir y controlar el desgaste por fatiga, se pueden emplear varias estrategias:

- **Diseño adecuado:** Evitar concentraciones de tensiones mediante un diseño geométrico suave y continuo.
- **Selección de materiales:** Utilizar materiales con alta resistencia a la fatiga y buenas propiedades mecánicas.
- **Tratamientos superficiales:** Aplicar tratamientos que mejoren la resistencia a la fatiga, como el pulido, el shot peening y la carburización.
- **Mantenimiento regular:** Inspeccionar y monitorear regularmente los componentes para detectar grietas y otros signos de fatiga antes de que causen fallos catastróficos (Stephens et al., 2001).

2.2.5.3. Efectos ambientales

Los efectos ambientales pueden tener un impacto significativo en la durabilidad y el desempeño de las estructuras. Factores como la temperatura, la humedad, la exposición a la luz solar y la presencia de contaminantes pueden acelerar el deterioro de los materiales y comprometer la integridad estructural.

Impacto de la temperatura

Las fluctuaciones de temperatura pueden causar la expansión y contracción térmica de los materiales, lo que puede resultar en tensiones internas y la formación de grietas. Los materiales también pueden experimentar cambios en sus propiedades mecánicas a diferentes temperaturas, afectando su capacidad de carga y resistencia (Mehta & Monteiro, 2006).

Humedad y agua

La presencia de agua y alta humedad puede acelerar la corrosión de los metales y la degradación de otros materiales, como el concreto y la madera. La absorción de agua puede causar hinchazón y deformación, mientras que el ciclo de congelación y descongelación puede generar tensiones adicionales y provocar el agrietamiento (Neville, 2011).

Radiación ultravioleta (UV)

La exposición a la luz solar y la radiación UV puede degradar materiales poliméricos y pinturas, reduciendo su durabilidad y afectando su apariencia estética. Los recubrimientos protectores pueden deteriorarse, exponiendo los materiales subyacentes a factores ambientales adversos (Shah & Ahmad, 1994).

Contaminantes atmosféricos

Los contaminantes en el aire, como el dióxido de azufre (SO₂), el dióxido de nitrógeno (NO₂) y el ozono (O₃), pueden reaccionar con los materiales de construcción y acelerar su deterioro. La contaminación industrial y urbana es particularmente dañina para los materiales metálicos y el concreto (Broomfield, 2002).

Métodos de mitigación de los efectos ambientales

Para mitigar los efectos ambientales en las estructuras, se pueden emplear varias estrategias:

- **Selección de materiales resistentes:** Utilizar materiales que sean resistentes a los efectos de la temperatura, la humedad, la radiación UV y los contaminantes.
- **Diseño adecuado:** Incorporar detalles de diseño que protejan las estructuras de los elementos ambientales, como techos y cubiertas.

- **Recubrimientos protectores:** Aplicar recubrimientos y pinturas que protejan los materiales subyacentes de la degradación ambiental.
- **Mantenimiento regular:** Inspeccionar y mantener las estructuras regularmente para identificar y reparar los daños causados por los efectos ambientales (Neville, 2011).

2.2.5.4. Mantenimiento inadecuado

El mantenimiento inadecuado es una de las principales causas de deterioro y fallos estructurales. La falta de mantenimiento preventivo y correctivo puede permitir que los defectos y daños menores se conviertan en problemas graves, comprometiendo la seguridad y la integridad de las estructuras.

Importancia del mantenimiento

El mantenimiento regular y adecuado es esencial para prolongar la vida útil de las estructuras y asegurar su desempeño continuo. Las actividades de mantenimiento incluyen la inspección, la limpieza, la reparación y la sustitución de componentes deteriorados. Un programa de mantenimiento bien planificado puede prevenir la mayoría de los problemas estructurales y reducir los costos a largo plazo (Hester & Boothroyd, 2007).

Consecuencias del mantenimiento inadecuado

El mantenimiento inadecuado puede tener varias consecuencias negativas:

- **Deterioro acelerado:** La falta de mantenimiento permite que los defectos menores, como grietas y corrosión, se agraven y causen deterioro acelerado.
- **Fallos estructurales:** Los problemas no atendidos pueden llevar a fallos estructurales catastróficos, poniendo en riesgo la seguridad de las personas y la propiedad.

- **Costos aumentados:** La falta de mantenimiento preventivo puede resultar en reparaciones costosas y la necesidad de reemplazos prematuros de componentes.
- **Pérdida de funcionalidad:** Las estructuras mal mantenidas pueden perder su funcionalidad y no cumplir con su propósito diseñado (Hester & Boothroyd, 2007).

Estrategias para un mantenimiento adecuado

Para asegurar un mantenimiento adecuado y prevenir el deterioro estructural, se pueden implementar varias estrategias:

- **Programas de mantenimiento preventivo:** Establecer programas de mantenimiento regular que incluyan inspecciones periódicas, limpieza y reparaciones preventivas.
- **Capacitación y educación:** Capacitar al personal de mantenimiento en técnicas adecuadas de inspección y reparación, y fomentar una cultura de mantenimiento proactivo.
- **Documentación y seguimiento:** Mantener registros detallados de todas las actividades de mantenimiento, incluyendo inspecciones, reparaciones y reemplazos, para facilitar el seguimiento y la planificación futura.
- **Uso de tecnologías avanzadas:** Implementar tecnologías avanzadas, como sistemas de monitoreo y gestión de mantenimiento asistidos por computadora, para mejorar la eficiencia y la efectividad del mantenimiento (Kaiser & Houck, 2001).

2.2.6. Diseño estructural optimizado

2.2.6.1. Cumplimiento de condiciones locales y normativas

El cumplimiento de las condiciones locales y normativas es un aspecto fundamental en el diseño y construcción de estructuras. Asegurar que las edificaciones se adhieran a las regulaciones locales y

los estándares de diseño no solo es una exigencia legal, sino también una práctica que garantiza la seguridad, durabilidad y funcionalidad de las estructuras. En este apartado, se describen extensamente las implicaciones y la importancia del cumplimiento de condiciones locales y normativas en el diseño estructural.

Importancia del cumplimiento normativo

El cumplimiento normativo en la construcción es esencial para garantizar que las estructuras sean seguras y funcionales. Las normativas establecen los criterios técnicos necesarios para asegurar que las estructuras puedan soportar las cargas previstas, resistir las condiciones ambientales y proporcionar un entorno seguro para los ocupantes. Estas regulaciones están basadas en investigaciones y prácticas comprobadas que aseguran la integridad estructural y la protección contra fallos catastróficos.

Seguridad estructural: Las normativas locales incluyen especificaciones sobre los materiales, métodos de construcción y requisitos de diseño para asegurar que las estructuras sean capaces de resistir cargas estáticas y dinámicas. Estas especificaciones ayudan a prevenir colapsos y otros fallos estructurales que podrían poner en riesgo la vida de las personas y causar daños materiales significativos (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2010).

Consistencia y calidad: Al seguir normativas uniformes, los proyectos de construcción pueden lograr una calidad y consistencia superiores. Las regulaciones aseguran que todas las estructuras cumplan con los mismos estándares mínimos de calidad, independientemente de quién las construya o dónde se ubiquen.

Protección legal: El cumplimiento de las normativas locales proporciona una base legal que protege tanto a los constructores como

a los propietarios de las estructuras. En caso de disputas legales o inspecciones, adherirse a las regulaciones establecidas puede servir como evidencia de que se han seguido las mejores prácticas de la industria.

Adaptación a las condiciones locales

Las condiciones locales incluyen factores geográficos, climáticos y ambientales específicos de la ubicación de la construcción. Adaptar el diseño estructural a estas condiciones es crucial para asegurar la durabilidad y el rendimiento de la estructura.

Factores sísmicos: En regiones sísmicamente activas, las normativas locales suelen incluir requisitos específicos para el diseño sísmico. Estos requisitos aseguran que las estructuras puedan resistir los movimientos del suelo y las fuerzas dinámicas inducidas por los terremotos. Por ejemplo, en Perú, la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones establece criterios detallados para el diseño sismorresistente (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018).

Condiciones climáticas: Las normativas locales también deben considerar las condiciones climáticas de la región, como la exposición a vientos fuertes, nieve, lluvia y humedad. El diseño de techos, fachadas y sistemas de drenaje debe adaptarse a estas condiciones para prevenir daños y garantizar la funcionalidad de la estructura.

Regulaciones ambientales: Las normativas ambientales locales pueden incluir restricciones sobre el uso de ciertos materiales, prácticas de construcción y la gestión de residuos. Estas regulaciones buscan minimizar el impacto ambiental de los proyectos de construcción y promover la sostenibilidad (World Green Building Council, 2018).

Implementación y cumplimiento

La implementación y el cumplimiento de las normativas locales requieren una planificación cuidadosa y una colaboración estrecha entre todos los actores involucrados en el proyecto de construcción, incluyendo ingenieros, arquitectos, contratistas y autoridades locales.

Revisión de normativas: Antes de iniciar cualquier proyecto, es fundamental revisar las normativas locales y asegurarse de que todos los aspectos del diseño y la construcción cumplan con estas regulaciones. Esto incluye obtener los permisos necesarios y someter los planes a la revisión de las autoridades competentes.

Inspecciones y auditorías: Las inspecciones periódicas durante la construcción son necesarias para verificar que se están siguiendo las normativas establecidas. Las auditorías pueden ayudar a identificar y corregir cualquier incumplimiento antes de que se convierta en un problema mayor.

Capacitación y educación: La capacitación continua del personal en las normativas locales y las mejores prácticas de la industria es esencial para asegurar el cumplimiento. Esto incluye mantenerse actualizado con las modificaciones y actualizaciones de las normativas (International Code Council [ICC], 2015).

2.2.6.2. Diseño sostenible y eficiente

El diseño sostenible y eficiente se ha convertido en una prioridad en la ingeniería estructural debido a la creciente conciencia sobre el impacto ambiental de la construcción y la necesidad de conservar los recursos naturales. Este enfoque busca no solo reducir el impacto ambiental durante la construcción, sino también asegurar que las estructuras sean energéticamente eficientes y tengan un ciclo de vida prolongado.

Principios del diseño sostenible

El diseño sostenible se basa en varios principios clave que buscan minimizar el impacto ambiental y promover la eficiencia en el uso de recursos.

Eficiencia energética: Una de las principales metas del diseño sostenible es reducir el consumo de energía de las estructuras. Esto se puede lograr mediante el uso de materiales con alta eficiencia térmica, la implementación de sistemas de aislamiento efectivos y el diseño de edificios que aprovechen al máximo la luz natural y la ventilación. Tecnologías como los sistemas de energía solar y las bombas de calor también pueden integrarse para reducir la dependencia de fuentes de energía no renovables (U.S. Green Building Council, 2013).

Uso de materiales sostenibles: El uso de materiales reciclados, reciclables y de bajo impacto ambiental es fundamental para el diseño sostenible. Estos materiales deben ser duraderos, tener un bajo costo energético de producción y ser fácilmente reciclables al final de su vida útil. La elección de materiales locales también puede reducir la huella de carbono asociada con el transporte (World Green Building Council, 2018).

Gestión eficiente del agua: La conservación del agua es otro aspecto crucial del diseño sostenible. Esto incluye la implementación de sistemas de recolección de agua de lluvia, el uso de dispositivos de plomería de bajo consumo y la reutilización de aguas grises para riego y otros usos no potables.

Reducción de residuos: Durante la construcción y el ciclo de vida de la estructura, es importante minimizar la generación de residuos. Esto se puede lograr mediante la planificación cuidadosa, el reciclaje de materiales y la reutilización de componentes estructurales.

Beneficios del diseño sostenible

El diseño sostenible no solo beneficia al medio ambiente, sino que también ofrece ventajas económicas y sociales significativas.

Reducción de costos operativos: Las estructuras sostenibles tienden a ser más eficientes en términos de energía y recursos, lo que se traduce en menores costos operativos a lo largo del tiempo. Esto incluye ahorros en facturas de energía, agua y mantenimiento.

Mejora de la salud y el bienestar: Los edificios diseñados con principios sostenibles suelen ofrecer ambientes interiores más saludables, con mejor calidad del aire y mayor confort térmico y acústico. Esto puede mejorar la productividad y el bienestar de los ocupantes (World Green Building Council, 2018).

Aumento del valor de la propiedad: Las estructuras sostenibles a menudo tienen un mayor valor de mercado debido a su eficiencia operativa, menor impacto ambiental y atractivos beneficios a largo plazo.

Estrategias para un diseño sostenible y eficiente

Implementar un diseño sostenible y eficiente requiere un enfoque integral que considere todos los aspectos del ciclo de vida de la estructura.

Diseño integrado: El diseño integrado implica la colaboración de todos los actores del proyecto desde las etapas iniciales, asegurando que todos los sistemas de la estructura trabajen juntos de manera eficiente. Esto incluye arquitectos, ingenieros, contratistas y especialistas en sostenibilidad (Leadership in Energy and Environmental Design [LEED], 2013).

Evaluación del ciclo de vida: La evaluación del ciclo de vida (LCA) es una herramienta que permite analizar el impacto ambiental de

una estructura desde la extracción de materias primas hasta su disposición final. Esta evaluación ayuda a identificar áreas de mejora y a tomar decisiones informadas sobre materiales y procesos (U.S. Environmental Protection Agency, 2006).

Certificaciones de sostenibilidad: Obtener certificaciones de sostenibilidad, como LEED o BREEAM, puede proporcionar una validación externa de los esfuerzos de sostenibilidad de un proyecto. Estas certificaciones establecen criterios rigurosos para el diseño, construcción y operación de edificios sostenibles.

Tecnologías innovadoras: La integración de tecnologías innovadoras, como sistemas de gestión de energía, construcción modular y materiales avanzados, puede mejorar significativamente la sostenibilidad y eficiencia de las estructuras (World Green Building Council, 2018).

2.2.7. Métodos de simulación y modelado computacional

2.2.7.1. Proceso de modelado

El proceso de modelado computacional es una etapa crítica en el análisis estructural que implica la creación de una representación digital de la estructura a estudiar. Este modelo debe reflejar fielmente las propiedades físicas y geométricas de la estructura para proporcionar resultados precisos.

Definición de la geometría del modelo: El primer paso en el proceso de modelado es la definición de la geometría de la estructura. Esto incluye la creación de un modelo tridimensional que represente la disposición y las dimensiones de todos los elementos estructurales, como vigas, columnas, muros y losas. Las herramientas de modelado asistido por computadora (CAD) son frecuentemente utilizadas para esta tarea, permitiendo una construcción precisa y detallada del modelo.

Asignación de propiedades de materiales: Una vez definida la geometría, se asignan las propiedades de los materiales a cada elemento estructural. Estas propiedades incluyen la densidad, el módulo de elasticidad, la resistencia a la tracción, la resistencia a la compresión, entre otras. Es crucial utilizar datos precisos y actualizados sobre los materiales para asegurar que el modelo refleje adecuadamente el comportamiento real de la estructura (Logan, 2012).

Definición de las condiciones de contorno: Las condiciones de contorno son esenciales para determinar cómo la estructura interactúa con su entorno. Esto incluye la especificación de los apoyos y restricciones que impiden el movimiento en ciertas direcciones, así como la definición de las conexiones entre los elementos estructurales. Las condiciones de contorno deben ser representadas con precisión para obtener resultados realistas.

Discretización del modelo: En el modelado computacional, la discretización implica dividir la estructura en elementos más pequeños, un proceso conocido como el método de los elementos finitos (FEM). Cada elemento finito es un subcomponente del modelo global y se analiza individualmente. La calidad y la precisión de los resultados dependen en gran medida de la finura de la malla de elementos finitos; una malla más fina generalmente produce resultados más precisos, aunque a costa de un mayor tiempo de cómputo (Chopra, 2012).

Generación de la malla: La generación de la malla es el proceso de dividir la geometría del modelo en elementos finitos. Este paso es crucial, ya que la precisión de los resultados depende de la calidad de la malla. Las mallas pueden ser estructuradas (con elementos de tamaño uniforme) o no estructuradas (con elementos de tamaño

variable), y la elección depende de la complejidad de la geometría y los requerimientos del análisis (Logan, 2012).

2.2.7.2. Configuración de cargas

La configuración de cargas es un aspecto fundamental del análisis estructural que implica la aplicación de diferentes tipos de cargas al modelo computacional para evaluar su comportamiento bajo condiciones reales de servicio.

Tipos de cargas: Las cargas aplicadas en el análisis estructural pueden ser estáticas o dinámicas. Las cargas estáticas incluyen el peso propio de la estructura (cargas muertas), el peso de los ocupantes y muebles (cargas vivas), y otras cargas permanentes. Las cargas dinámicas incluyen cargas de viento, sísmicas, de impacto y otras que varían con el tiempo. Es esencial considerar todas las cargas posibles que la estructura podría experimentar durante su vida útil (Budynas & Nisbett, 2015).

Combinación de cargas: En la práctica de la ingeniería, es común utilizar combinaciones de cargas para evaluar el comportamiento estructural bajo condiciones extremas y posibles escenarios de carga. Las normativas de diseño, como el American Society of Civil Engineers (ASCE) y los Eurocódigos, proporcionan guías sobre cómo combinar diferentes tipos de cargas de manera segura y efectiva. Por ejemplo, una combinación típica puede incluir cargas muertas más cargas vivas más cargas sísmicas.

Aplicación de cargas: Las cargas se aplican al modelo computacional en puntos específicos (nodos), líneas (bordes) o áreas (superficies), dependiendo de la naturaleza de la carga y la geometría del modelo. Las cargas deben ser aplicadas con precisión para asegurar que los resultados del análisis reflejen las condiciones reales de servicio.

Análisis de carga incremental: Para cargas dinámicas o no lineales, se puede realizar un análisis de carga incremental, donde las cargas se aplican en incrementos sucesivos y se evalúa la respuesta de la estructura en cada etapa. Este enfoque es útil para estudiar el comportamiento de estructuras bajo cargas que varían con el tiempo, como terremotos y vientos fuertes (Chopra, 2012).

2.2.7.3. Interpretación de resultados

La interpretación de resultados es la etapa final del análisis estructural computacional, donde se evalúan los datos obtenidos para tomar decisiones de diseño informadas.

Desplazamientos y deformaciones: Uno de los principales resultados del análisis estructural es el desplazamiento de los nodos y la deformación de los elementos. Estos resultados indican cómo se deforma la estructura bajo las cargas aplicadas y son esenciales para evaluar su funcionalidad y seguridad. Los desplazamientos excesivos pueden indicar problemas de rigidez y pueden afectar la estabilidad de la estructura.

Esfuerzos y tensiones: Los esfuerzos internos (tensiones) en los elementos estructurales son cruciales para evaluar la capacidad de carga y la resistencia de la estructura. Los análisis computacionales proporcionan mapas detallados de tensiones que muestran las áreas críticas donde se concentran los esfuerzos. Estos datos son esenciales para diseñar refuerzos y mejorar la capacidad de carga de la estructura.

Modos de vibración: En el análisis dinámico, los modos de vibración y las frecuencias naturales de la estructura son resultados clave. Estos modos indican cómo vibrará la estructura bajo cargas dinámicas y ayudan a identificar posibles problemas de resonancia. La identificación de las frecuencias naturales es crucial para el diseño de

estructuras resistentes a terremotos y vibraciones inducidas por el viento (Chopra, 2012).

Factores de seguridad: Los factores de seguridad se calculan comparando las tensiones y deformaciones obtenidas con las capacidades máximas de los materiales. Un factor de seguridad adecuado asegura que la estructura puede soportar las cargas previstas con un margen adicional de seguridad, considerando posibles incertidumbres y variabilidades en las condiciones de carga y materiales.

Generación de informes: Los resultados del análisis se presentan en informes detallados que incluyen gráficos, tablas y descripciones textuales. Estos informes son esenciales para documentar el proceso de diseño, comunicar los hallazgos a otros ingenieros y partes interesadas, y cumplir con los requisitos normativos y de certificación (Logan, 2012).

En conclusión, los métodos de simulación y modelado computacional son herramientas fundamentales en la ingeniería estructural moderna. El proceso de modelado, la configuración de cargas y la interpretación de resultados permiten a los ingenieros diseñar y analizar estructuras complejas con precisión y eficiencia. Estas técnicas aseguran que las estructuras sean seguras, funcionales y capaces de soportar las condiciones de carga previstas, proporcionando una base sólida para la toma de decisiones de diseño informadas.

2.3. Definición de términos básicos

- 1) **Cargas muertas:** Se refiere al peso propio de la estructura y todos los elementos permanentes que no cambian con el tiempo, como paredes, techos, y suelos.
- 2) **Cargas vivas:** Son las cargas temporales o móviles que pueden variar con el tiempo, como personas, muebles y equipos móviles.

- 3) **Cargas dinámicas:** Estas son cargas que varían con el tiempo, incluyendo fuerzas debido a viento, sismos, impactos y vibraciones.
- 4) **Factor de seguridad:** Es un coeficiente utilizado en el diseño estructural para asegurar que la estructura pueda soportar cargas mayores a las previstas, proporcionando un margen de seguridad adicional.
- 5) **Fatiga de materiales:** Fenómeno de deterioro que ocurre debido a la aplicación repetida de cargas cíclicas, llevando a la formación y propagación de grietas.
- 6) **Corrosión:** Proceso electroquímico mediante el cual los metales se degradan debido a la interacción con el ambiente, formando óxidos, hidróxidos o sales.
- 7) **Análisis modal:** Método de análisis dinámico que descompone la respuesta de una estructura en sus modos de vibración naturales.
- 8) **Espectro de respuesta sísmica:** Representación gráfica de la máxima respuesta esperada de una estructura a diferentes frecuencias de excitación sísmica.
- 9) **Método de elementos finitos (FEM):** Técnica de análisis computacional que divide una estructura en elementos más pequeños para evaluar su comportamiento bajo cargas.
- 10) **Desplazamiento:** Movimiento de los nodos de una estructura bajo la aplicación de cargas.
- 11) **Deformación:** Cambio en la forma o dimensiones de un elemento estructural debido a las cargas aplicadas.
- 12) **Tensiones internas:** Fuerzas internas que actúan dentro de un material, incluyendo tensiones de tracción, compresión y corte.
- 13) **Resonancia:** Condición en la que la frecuencia de una fuerza aplicada coincide con una de las frecuencias naturales de la estructura, resultando en grandes amplitudes de vibración.

- 14) **Rigidez estructural:** Capacidad de una estructura para resistir deformaciones bajo la aplicación de cargas.
- 15) **Normativa E.030:** Norma técnica peruana que establece los requisitos para el diseño sismorresistente de estructuras.
- 16) **Ductilidad:** Capacidad de un material para deformarse plásticamente antes de romperse, permitiendo la absorción de grandes cantidades de energía.
- 17) **Durabilidad:** Capacidad de una estructura para resistir el deterioro y mantener su funcionalidad durante su vida útil prevista.
- 18) **Esfuerzo axial:** Fuerza que actúa a lo largo del eje de un elemento estructural, ya sea de tracción o compresión.
- 19) **Momento flector:** Fuerza que produce una curvatura en un elemento estructural, como una viga, debido a una carga aplicada perpendicularmente a su eje longitudinal.
- 20) **Recubrimientos protectores:** Materiales aplicados a la superficie de los elementos estructurales para protegerlos de la corrosión, la intemperie y otros factores ambientales.

2.4. Formulación de hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

Si se realiza un análisis exhaustivo de las estructuras preexistentes en el distrito de Simón Bolívar y se desarrolla un diseño estructural que integre nuevas vigas metálicas, entonces es viable mejorar la estructura de coberturas metálicas existentes, en el año 2023.

2.4.2. Hipótesis específica

- a. Si se evalúa adecuadamente el estado actual de las columnas metálicas preexistentes mediante inspecciones técnicas y análisis estructurales, entonces se puede determinar su capacidad de carga y su viabilidad para soportar nuevas vigas metálicas.

- b. Si se identifican y analizan los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales, entonces se pueden implementar medidas de mitigación efectivas en la nueva construcción para prevenir futuros deterioros.
- c. Si se diseña una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, cumpliendo con las condiciones locales y normativas vigentes, entonces se garantiza que la nueva estructura será estable, segura y funcional, adaptándose adecuadamente al entorno y las restricciones presentes.

2.5. Identificación de variables

2.5.1. Variable independiente

La variable independiente en esta investigación es **el estado actual de las estructuras preexistentes**. Esta variable incluye aspectos como la integridad estructural, la capacidad de carga, y el grado de deterioro o corrosión presente en las columnas. Se determinará a través de inspecciones técnicas y análisis estructurales detallados.

2.5.2. Variable dependiente

La variable dependiente es **la viabilidad y mejora del diseño estructural de las coberturas metálicas**. Esta variable se mide en términos de la estabilidad, funcionalidad y seguridad de la nueva estructura de coberturas metálicas que se diseñará utilizando las columnas preexistentes. Incluye la capacidad de la nueva estructura para soportar las cargas previstas y cumplir con las normativas vigentes.

2.5.3. Variable interviniente

Las variables intervinientes son **las condiciones locales y normativas vigentes**. Estas variables incluyen factores climáticos, geográficos, y ambientales específicos del distrito de Simón Bolívar, así como las normativas

de construcción y diseño estructural aplicables en el año 2023. Estas variables pueden influir en el diseño y en la evaluación de la viabilidad de reutilizar las columnas preexistentes y deben ser consideradas cuidadosamente para asegurar el éxito del proyecto.

2.6. Definición operacional de variables e indicadores

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de Medición
Estado actual de las columnas metálicas	Condición física y estructural de las columnas metálicas preexistentes en términos de integridad, capacidad y deterioro.	Evaluación técnica detallada mediante inspecciones físicas, pruebas de carga y análisis estructurales.	Integridad estructural	Nivel de corrosión	Baja, Media, Alta
				Presencia de deformaciones	Sí/No
				Capacidad de carga	Toneladas
Viabilidad y mejora del diseño estructural	Posibilidad de implementar un nuevo diseño estructural que integre las columnas metálicas existentes para coberturas metálicas.	Análisis de diseño estructural que considere la integración de nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, cumpliendo con las normativas vigentes.	Estabilidad	Resistencia a cargas previstas	Toneladas
				Cumplimiento de normativas	Sí/No
			Funcionalidad	Adecuación al uso previsto	Sí/No
Condiciones locales y normativas vigentes	Factores climáticos, geográficos y ambientales, así como normativas de construcción aplicables en el distrito de Simón Bolívar.	Consideración de parámetros climáticos, geográficos y normativos en el diseño estructural.	Factores climáticos	Resistencia a vientos y lluvias	Toneladas de fuerza, mm de precipitación
				Resistencia a sismos	Magnitud en la escala de Richter
			Normativas	Cumplimiento de normativas de construcción	Sí/No

CAPITULO III

METODOLOGIA Y TECNICAS DE INVESTIGACION

3.1. Tipo de Investigación

La investigación "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023" se clasifica como una investigación aplicada, de tipo descriptivo y exploratorio, con un enfoque mixto que combina métodos cualitativos y cuantitativos. A continuación, se detallan los componentes específicos de este tipo de investigación.

Investigación Aplicada

La investigación es aplicada porque su principal objetivo es la resolución de un problema práctico y concreto: la viabilidad de reutilizar columnas metálicas preexistentes para soportar nuevas vigas metálicas en coberturas del distrito de Simón Bolívar. Se busca generar conocimientos que puedan ser directamente aplicados para mejorar el diseño y la funcionalidad de estas estructuras metálicas, con el fin de incrementar su seguridad y eficiencia. Este enfoque

implica la utilización de teorías y metodologías existentes en el campo de la ingeniería estructural para desarrollar soluciones prácticas y específicas.

Investigación Descriptiva

El componente descriptivo de la investigación se centra en la observación, descripción y análisis detallado del estado actual de las columnas metálicas preexistentes. A través de inspecciones técnicas y análisis estructurales, se documentarán las características y condiciones de estas columnas, incluyendo su integridad estructural, capacidad de carga y cualquier signo de deterioro. La investigación descriptiva proporciona una base sólida de datos empíricos que es esencial para evaluar la viabilidad de reutilizar estas columnas en un nuevo diseño estructural.

Investigación Exploratoria

El componente exploratorio de la investigación tiene como finalidad identificar y analizar los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales. A través de un análisis cualitativo y cuantitativo, se explorarán las causas del deterioro y se propondrán medidas de mitigación para prevenir problemas similares en la nueva construcción. La investigación exploratoria es crucial para desarrollar un entendimiento profundo de los desafíos y limitaciones asociados con la reutilización de estructuras metálicas preexistentes.

Enfoque Mixto

La investigación utiliza un enfoque mixto, combinando métodos cualitativos y cuantitativos para obtener una comprensión completa y detallada del problema de estudio.

- **Métodos cualitativos:** Incluyen entrevistas con expertos en ingeniería estructural y construcción, así como análisis de documentos técnicos y normativas vigentes. Estas técnicas cualitativas ayudan a contextualizar los

hallazgos cuantitativos y proporcionan una comprensión más rica y matizada de los factores que afectan la viabilidad del proyecto.

- **Métodos cuantitativos:** Incluyen inspecciones físicas detalladas, pruebas de carga y simulaciones computacionales para evaluar la capacidad de carga y el comportamiento estructural de las columnas metálicas. El uso de software especializado como SAP 2000 permite modelar diferentes diseños y validar su viabilidad técnica y económica.

3.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación de "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023" es de nivel explicativo. Este nivel se caracteriza por ir más allá de la simple descripción de los fenómenos y buscar establecer las causas y efectos de los mismos, proporcionando una comprensión profunda de las relaciones subyacentes entre las variables involucradas en el estudio.

Nivel Explicativo

El nivel explicativo de esta investigación implica un análisis detallado y exhaustivo de las causas que han llevado al deterioro de las vigas metálicas originales y de los factores que influyen en la viabilidad de reutilizar las columnas metálicas preexistentes para una nueva construcción. A continuación, se describen los aspectos específicos que caracterizan este nivel de investigación.

Identificación de causas y efectos

La investigación se centra en identificar y explicar las causas del deterioro de las vigas metálicas originales. Se explorarán factores como la exposición prolongada a condiciones climáticas adversas, la falta de mantenimiento adecuado, y la posible utilización de materiales de baja calidad durante la construcción original. Al identificar estas causas, se busca entender

cómo han contribuido al deterioro estructural y qué efectos han tenido en la estabilidad y funcionalidad de las coberturas metálicas.

Evaluación de la capacidad de carga de las columnas metálicas

Uno de los objetivos específicos de la investigación es evaluar la capacidad de carga de las columnas metálicas preexistentes. Este aspecto se abordará mediante inspecciones técnicas detalladas y pruebas de carga. La evaluación permitirá determinar si las columnas pueden soportar nuevas vigas metálicas y si es viable reutilizarlas en el nuevo diseño estructural. Este análisis no solo describe el estado actual de las columnas, sino que explica su potencial para integrarse en una nueva estructura segura y funcional.

Desarrollo de un diseño estructural optimizado

La investigación también busca desarrollar un diseño estructural optimizado que integre las nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes. Este proceso implicará el uso de metodologías y herramientas avanzadas de análisis estructural, como simulaciones computacionales con software especializado (por ejemplo, SAP 2000). El diseño deberá cumplir con las normativas locales y considerar las condiciones ambientales y geográficas específicas del distrito de Simón Bolívar. Este aspecto de la investigación va más allá de la simple descripción y se adentra en la explicación de cómo se puede lograr una estructura segura y eficiente utilizando los recursos disponibles.

Medidas de mitigación de deterioro

Otra área crucial del nivel explicativo es la propuesta de medidas de mitigación para prevenir futuros deterioros en la nueva construcción. Al identificar los factores que han contribuido al deterioro de las vigas originales, la investigación podrá sugerir soluciones prácticas para mitigar estos efectos en las nuevas vigas metálicas. Esto incluirá recomendaciones sobre el uso de

materiales más resistentes, mejoras en el mantenimiento, y adaptaciones específicas al diseño para resistir mejor las condiciones climáticas adversas.

Validación de la viabilidad técnica y económica

Finalmente, el nivel explicativo de la investigación incluye la validación de la viabilidad técnica y económica del nuevo diseño estructural. Esto implica comparar diferentes opciones de diseño, evaluar los costos asociados y determinar la opción más eficiente y sostenible. La investigación explicará no solo si es posible reutilizar las columnas metálicas, sino también cómo hacerlo de manera que sea económicamente viable y beneficioso para la comunidad.

3.3. Método de investigación

El método de investigación empleado en "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023" es un enfoque mixto que combina técnicas cualitativas y cuantitativas para abordar de manera integral y exhaustiva el problema de estudio. Este enfoque permite aprovechar las fortalezas de ambos métodos, proporcionando una comprensión más completa y detallada de las variables involucradas y de las relaciones entre ellas.

Enfoque cualitativo

El enfoque cualitativo de la investigación se centra en comprender el contexto y las percepciones de los diferentes actores involucrados en el proyecto, así como en explorar los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales. Las técnicas cualitativas que se utilizarán incluyen:

Análisis de documentos y normativas

Se realizará un análisis exhaustivo de documentos técnicos, normativas de construcción y mantenimiento, y estudios previos relacionados con el diseño y la evaluación de estructuras metálicas. Este análisis permitirá comprender las

regulaciones y estándares vigentes, así como identificar las mejores prácticas y metodologías aplicables al contexto de la investigación.

Enfoque cuantitativo

El enfoque cuantitativo de la investigación se centrará en la recolección y análisis de datos numéricos que permitan evaluar el estado actual de las columnas metálicas preexistentes y validar la viabilidad del nuevo diseño estructural. Las técnicas cuantitativas que se utilizarán incluyen:

Inspecciones técnicas

Se llevarán a cabo inspecciones técnicas detalladas de las columnas metálicas preexistentes. Estas inspecciones incluirán la medición de la integridad estructural, la detección de posibles deformaciones o daños, y la evaluación del nivel de corrosión. Los datos recolectados se utilizarán para determinar la capacidad de carga actual de las columnas y su idoneidad para soportar nuevas vigas metálicas.

Pruebas de carga

Se realizarán pruebas de carga para evaluar la resistencia de las columnas metálicas. Estas pruebas permitirán simular las condiciones a las que estarán sometidas las columnas en el nuevo diseño estructural y verificar su capacidad para soportar las cargas previstas. Los resultados de estas pruebas proporcionarán datos críticos para el análisis de viabilidad.

Simulaciones computacionales

Se utilizará software especializado, como SAP 2000, para realizar simulaciones computacionales del nuevo diseño estructural. Estas simulaciones permitirán modelar diferentes escenarios y evaluar el comportamiento de la estructura bajo diversas condiciones de carga. Se analizarán factores como la distribución de tensiones, los desplazamientos y las posibles deformaciones, asegurando que el diseño cumpla con las normativas vigentes y sea seguro y funcional.

Integración de enfoques cualitativos y cuantitativos

La combinación de enfoques cualitativos y cuantitativos permite una integración completa de los datos recolectados y un análisis más robusto y detallado de la viabilidad del proyecto. Los hallazgos cualitativos proporcionarán un contexto y una comprensión profunda de los factores que afectan el estado de las estructuras metálicas y las percepciones de los actores involucrados. Estos hallazgos se complementarán con los datos cuantitativos obtenidos a través de inspecciones técnicas, pruebas de carga y simulaciones computacionales, proporcionando una base sólida para el análisis y la toma de decisiones.

Proceso de investigación

El proceso de investigación se llevará a cabo en varias etapas:

1. **Revisión de literatura y normativas:** Se realizará una revisión exhaustiva de la literatura existente, incluyendo estudios previos, documentos técnicos y normativas vigentes, para establecer el marco teórico y metodológico de la investigación.
2. **Recolección de datos cualitativos:** Se llevarán a cabo entrevistas en profundidad y análisis de documentos para obtener información contextual y explorar los factores que han contribuido al deterioro de las estructuras metálicas.
3. **Recolección de datos cuantitativos:** Se realizarán inspecciones técnicas, pruebas de carga y simulaciones computacionales para evaluar el estado actual de las columnas metálicas y validar la viabilidad del nuevo diseño estructural.

4. **Análisis de datos:** Se integrarán los datos cualitativos y cuantitativos para realizar un análisis exhaustivo de la viabilidad del proyecto y desarrollar un diseño estructural optimizado.
5. **Desarrollo de propuestas y recomendaciones:** Basándose en los hallazgos del análisis, se desarrollarán propuestas de mejora y recomendaciones prácticas para la implementación del nuevo diseño estructural, asegurando su seguridad y funcionalidad.

3.4. Diseño de la investigación

El diseño de la investigación "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023" se estructura en varias fases interrelacionadas que permiten abordar de manera integral y sistemática los objetivos planteados. Este diseño de investigación combina métodos cualitativos y cuantitativos, asegurando una recopilación y análisis de datos exhaustivos que respaldan la viabilidad del proyecto y la propuesta de soluciones estructurales innovadoras y seguras.

Fase 1: Revisión de la literatura y normativas

La primera fase consiste en una revisión exhaustiva de la literatura existente y las normativas vigentes. Esta revisión incluye estudios previos sobre el diseño y evaluación de estructuras metálicas, análisis de documentos técnicos y normativas de construcción aplicables a nivel nacional e internacional. El objetivo es establecer un marco teórico y metodológico sólido que guíe las siguientes etapas de la investigación.

Fase 2: Recolección de datos cualitativos

En esta fase, se emplearán técnicas cualitativas para obtener una comprensión profunda del contexto y los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales. Las actividades clave incluyen:

1. **Análisis de documentos:** Se analizarán documentos técnicos, normativas de construcción y mantenimiento, y estudios previos relacionados con el diseño y evaluación de estructuras metálicas. Este análisis proporcionará un contexto adicional y permitirá identificar las mejores prácticas y metodologías aplicables al proyecto.

Fase 3: Recolección de datos cuantitativos

La recolección de datos cuantitativos es crucial para evaluar el estado actual de las columnas metálicas preexistentes y validar la viabilidad del nuevo diseño estructural. Las actividades clave incluyen:

1. **Inspecciones técnicas:** Se realizarán inspecciones detalladas de las columnas metálicas preexistentes, evaluando su integridad estructural, presencia de deformaciones, nivel de corrosión y capacidad de carga.
2. **Pruebas de carga:** Se llevarán a cabo pruebas de carga para evaluar la resistencia de las columnas metálicas bajo condiciones simuladas que imiten las cargas previstas en el nuevo diseño estructural.
3. **Simulaciones computacionales:** Se utilizará software especializado, como SAP 2000, para realizar simulaciones computacionales del nuevo diseño estructural. Estas simulaciones permitirán modelar diferentes escenarios y evaluar el comportamiento de la estructura bajo diversas condiciones de carga, asegurando que el diseño cumpla con las normativas vigentes y sea seguro y funcional.

Fase 4: Análisis de datos

En esta fase, se integrarán los datos cualitativos y cuantitativos recolectados en las fases anteriores para realizar un análisis exhaustivo de la viabilidad del proyecto. Este análisis incluirá:

1. **Evaluación de la capacidad de carga de las columnas metálicas:**
Utilizando los datos de las inspecciones técnicas y las pruebas de carga, se determinará si las columnas metálicas preexistentes pueden soportar nuevas vigas metálicas y si es viable reutilizarlas en el nuevo diseño estructural.
2. **Identificación de factores de deterioro y medidas de mitigación:** A partir de los hallazgos cualitativos, se identificarán los factores que han contribuido al deterioro de las vigas originales y se propondrán medidas de mitigación para prevenir problemas similares en la nueva construcción.
3. **Validación del nuevo diseño estructural:** Las simulaciones computacionales proporcionarán datos críticos sobre la distribución de tensiones, desplazamientos y posibles deformaciones en el nuevo diseño estructural. Estos datos se analizarán para asegurar que el diseño cumpla con las normativas vigentes y sea seguro y funcional.

Fase 5: Desarrollo de propuestas y recomendaciones

Basándose en los hallazgos del análisis, se desarrollarán propuestas de mejora y recomendaciones prácticas para la implementación del nuevo diseño estructural. Estas propuestas incluirán:

1. **Diseño estructural optimizado:** Se presentará un diseño estructural que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, asegurando su estabilidad y funcionalidad.
2. **Medidas de mitigación:** Se propondrán medidas específicas para prevenir el deterioro de las nuevas vigas metálicas, incluyendo recomendaciones sobre el uso de materiales más resistentes, mejoras en el mantenimiento, y adaptaciones específicas al diseño para resistir mejor las condiciones climáticas adversas.

3. **Análisis de viabilidad técnica y económica:** Se realizará un análisis comparativo de diferentes opciones de diseño, evaluando los costos asociados y determinando la opción más eficiente y sostenible desde una perspectiva técnica y económica.

3.5. Población y muestra

3.5.1. Población

La población de esta investigación está constituida por todas las estructuras metálicas destinadas a coberturas ubicadas en el distrito de Simón Bolívar, Pasco. Este distrito ha sido seleccionado debido a la presencia de numerosas estructuras metálicas que presentan signos de deterioro, especialmente en las vigas estructurales. La población incluye:

1. **Columnas Metálicas Preexistentes:** Todas las columnas metálicas que forman parte de las estructuras de coberturas en el distrito. Estas columnas son el foco principal de la investigación, ya que se evaluará su estado actual y su viabilidad para soportar nuevas vigas metálicas.
2. **Vigas Metálicas Originales:** Todas las vigas metálicas que presentan deterioro en las estructuras de coberturas. Aunque el foco principal está en las columnas, el análisis del estado de las vigas originales proporcionará información crucial sobre los factores de deterioro y las necesidades de diseño de las nuevas vigas.
3. **Estructuras Complejas:** Incluyen aquellas estructuras que tienen un diseño más complicado o que soportan cargas adicionales, como puentes grúa, equipos pesados, o instalaciones industriales. Estas estructuras serán consideradas para entender cómo los diferentes diseños y usos afectan el estado de las columnas y vigas.

3.5.2. Muestra

La muestra se seleccionará utilizando un enfoque de muestreo intencional y estratificado, asegurando que se incluyan estructuras representativas de diferentes condiciones y características dentro del distrito de Simón Bolívar. La muestra incluirá:

1. **Columnas Metálicas en Buen Estado:** Se seleccionarán columnas que no presenten deformaciones ni signos significativos de deterioro, ya que estas son las candidatas principales para la reutilización en el nuevo diseño estructural. Se espera seleccionar al menos 30 columnas para un análisis detallado.
2. **Vigas Metálicas Deterioradas:** Se incluirán estructuras con vigas metálicas deterioradas para identificar los factores que han contribuido al deterioro y proponer medidas de mitigación. Se analizarán al menos 15 estructuras con diferentes grados de deterioro en sus vigas.
3. **Diversidad de Usos y Cargas:** La muestra incluirá estructuras de diferentes usos, como naves industriales, almacenes, y coberturas de instalaciones públicas. Esto permitirá evaluar cómo los diferentes tipos de carga y uso afectan el estado de las columnas y vigas.

Proceso de selección de la muestra

1. **Identificación Inicial:** Se realizará un censo preliminar de todas las estructuras metálicas en el distrito de Simón Bolívar, identificando aquellas que cumplen con los criterios de inclusión.
2. **Criterios de Selección:** Las estructuras serán seleccionadas en base a criterios específicos, como el estado de las columnas y vigas, el tipo de uso, y la ubicación geográfica.
3. **Inspecciones Técnicas Preliminares:** Se llevarán a cabo inspecciones técnicas preliminares para confirmar que las estructuras seleccionadas

cumplen con los criterios establecidos y para obtener una comprensión inicial de su estado.

4. **Selección Final:** Basándose en los datos de las inspecciones preliminares, se seleccionará la muestra final de estructuras que serán sometidas a un análisis detallado y pruebas de carga.

Justificación de la selección de la muestra

El enfoque de muestreo intencional y estratificado asegura que la muestra sea representativa de la diversidad de estructuras metálicas en el distrito de Simón Bolívar. Al incluir estructuras con diferentes condiciones y características, la investigación podrá obtener una visión integral de los factores que afectan la viabilidad de reutilizar las columnas metálicas preexistentes y desarrollar un diseño estructural optimizado. Esta selección cuidadosa de la muestra permitirá extrapolar los hallazgos y recomendaciones a otras estructuras similares en la región y potencialmente en otros contextos geográficos.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Para llevar a cabo la investigación "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023", se emplearán diversas técnicas e instrumentos de recolección de datos, tanto cualitativos como cuantitativos. Estos métodos están diseñados para proporcionar una comprensión exhaustiva y detallada del estado actual de las estructuras metálicas y la viabilidad de su reutilización en nuevos diseños estructurales.

Técnicas cualitativas

1. Análisis de documentos

Descripción: El análisis de documentos incluirá la revisión de normativas de construcción, documentos técnicos y estudios previos relacionados con el diseño y evaluación de estructuras metálicas.

Instrumento: Lista de verificación de documentos.

Objetivo: Comprender las regulaciones y estándares vigentes, así como identificar las mejores prácticas y metodologías aplicables al contexto de la investigación.

Proceso:

- **Identificación de documentos relevantes:** Se recopilarán normativas, manuales técnicos, y estudios previos.
- **Revisión y análisis:** Se revisarán los documentos para extraer información relevante sobre estándares de construcción, prácticas de mantenimiento, y factores que afectan la durabilidad de las estructuras metálicas.

Técnicas cuantitativas

1. Inspecciones técnicas

Descripción: Las inspecciones técnicas detalladas se utilizarán para evaluar el estado actual de las columnas metálicas preexistentes.

Instrumento: Formulario de inspección técnica.

Objetivo: Medir la integridad estructural, detectar deformaciones o daños, y evaluar el nivel de corrosión.

Proceso:

- **Planificación de inspecciones:** Se desarrollará un plan de inspección detallado, especificando las estructuras a inspeccionar y los aspectos a evaluar.
- **Realización de inspecciones:** Los ingenieros estructurales realizarán inspecciones visuales y físicas de las columnas metálicas.
- **Registro de datos:** Los datos se registrarán en formularios de inspección técnica para su posterior análisis.

2. Pruebas de carga

Descripción: Las pruebas de carga se utilizarán para evaluar la capacidad de carga de las columnas metálicas.

Instrumento: Equipos de prueba de carga y sensores de medición.

Objetivo: Determinar la resistencia de las columnas bajo condiciones simuladas de carga.

Proceso:

- **Preparación de pruebas:** Se prepararán las columnas seleccionadas para las pruebas, instalando los sensores de medición y equipos de prueba de carga.
- **Ejecución de pruebas:** Se aplicarán cargas controladas a las columnas y se registrarán los datos de resistencia.
- **Análisis de datos:** Los datos recolectados se analizarán para evaluar la capacidad de carga y detectar posibles fallos estructurales.

3. Simulaciones computacionales

Descripción: Las simulaciones computacionales se utilizarán para modelar el comportamiento de las columnas y vigas metálicas en el nuevo diseño estructural.

Instrumento: Software especializado (SAP 2000).

Objetivo: Evaluar el comportamiento estructural bajo diversas condiciones de carga y validar el nuevo diseño.

Proceso:

- **Modelado de estructuras:** Se crearán modelos digitales de las columnas y vigas metálicas utilizando el software SAP 2000.

- **Simulación de cargas:** Se simularán diferentes escenarios de carga para evaluar la distribución de tensiones, desplazamientos y deformaciones.
- **Análisis de resultados:** Los resultados de las simulaciones se analizarán para asegurar que el diseño cumpla con las normativas vigentes y sea seguro y funcional.

Integración de datos cualitativos y cuantitativos

Descripción: La integración de datos cualitativos y cuantitativos permitirá una comprensión más completa y detallada del problema de estudio.

Objetivo: Correlacionar los hallazgos cualitativos y cuantitativos para desarrollar un análisis exhaustivo de la viabilidad del proyecto.

Proceso:

- **Triangulación de datos:** Se combinarán los datos de entrevistas, análisis de documentos, inspecciones técnicas, pruebas de carga y simulaciones computacionales.
- **Análisis integrado:** Se utilizarán técnicas de análisis mixto para identificar patrones, relaciones y conclusiones significativas.

Conclusión

Las técnicas e instrumentos de recolección de datos utilizados en esta investigación están diseñados para proporcionar una base sólida y exhaustiva para el análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas metálicas en el distrito de Simón Bolívar. Al combinar métodos cualitativos y cuantitativos, la investigación asegura una recolección de datos robusta y un análisis detallado, lo que permitirá desarrollar soluciones prácticas y basadas en evidencia para mejorar la seguridad y funcionalidad de las estructuras metálicas existentes.

3.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Para asegurar la validez y confiabilidad de los hallazgos en la investigación "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023", se emplearán diversas técnicas de procesamiento y análisis de datos, adecuadas tanto para datos cualitativos como cuantitativos. A continuación, se describen estas técnicas en detalle.

Procesamiento de datos cualitativos

1. Transcripción y organización de entrevistas

Descripción: Las entrevistas en profundidad realizadas con expertos y actores clave serán transcritas para su análisis detallado.

Proceso:

- **Revisión y limpieza de datos:** Se revisarán las transcripciones para corregir errores y eliminar información irrelevante.

2. Codificación de datos cualitativos

Descripción: La codificación implica identificar y etiquetar temas y patrones recurrentes en los datos cualitativos.

Proceso:

- **Desarrollo de un esquema de codificación:** Basado en los objetivos de la investigación y las preguntas de investigación, se desarrollará un esquema de codificación inicial.
- **Codificación abierta:** Se realizará una primera pasada de codificación abierta, etiquetando segmentos de texto con códigos descriptivos.
- **Codificación axial:** En una segunda pasada, se refinarán y agruparán los códigos en categorías y subcategorías más específicas.
- **Codificación selectiva:** Finalmente, se identificarán y destacarán los temas y patrones más relevantes para el estudio.

3. Análisis temático

Descripción: El análisis temático se utilizará para identificar y analizar temas significativos en los datos cualitativos.

Proceso:

- **Identificación de temas:** A partir de la codificación, se identificarán los temas principales que emergen de los datos.
- **Desarrollo de un marco temático:** Se organizarán los temas en un marco que refleje las relaciones y jerarquías entre ellos.
- **Interpretación de temas:** Se interpretarán los temas en el contexto de los objetivos de la investigación, proporcionando insights cualitativos profundos.

Procesamiento de datos cuantitativos

1. Limpieza y validación de datos

Descripción: Antes del análisis, los datos cuantitativos recolectados durante las inspecciones técnicas, pruebas de carga y simulaciones computacionales serán limpiados y validados.

Proceso:

- **Revisión de datos:** Se revisarán los datos para detectar y corregir errores o inconsistencias.
- **Eliminación de datos atípicos:** Se identificarán y eliminarán los valores atípicos que puedan sesgar los resultados.
- **Validación cruzada:** Se validarán los datos mediante técnicas de comparación cruzada para asegurar su precisión y consistencia.

2. Análisis descriptivo

Descripción: El análisis descriptivo se utilizará para resumir y describir las características principales de los datos cuantitativos.

Proceso:

- **Cálculo de estadísticas descriptivas:** Se calcularán medidas de tendencia central (media, mediana, moda) y de dispersión (desviación estándar, rango) para las variables clave.
- **Visualización de datos:** Se crearán gráficos y tablas para representar visualmente la distribución y las características de los datos.

3. **Análisis de capacidad de carga**

Descripción: Se evaluará la capacidad de carga de las columnas metálicas preexistentes utilizando los datos recolectados durante las pruebas de carga y simulaciones computacionales.

Proceso:

- **Modelado estructural:** Utilizando software especializado (SAP 2000), se crearán modelos estructurales detallados de las columnas y vigas metálicas.
- **Simulación de cargas:** Se simularán diferentes escenarios de carga para evaluar cómo responden las estructuras bajo condiciones de estrés.
- **Análisis de resultados:** Los resultados de las simulaciones se analizarán para determinar la capacidad de carga y detectar posibles puntos de falla.

4. **Análisis comparativo**

Descripción: Se realizará un análisis comparativo para evaluar las diferencias entre las estructuras con diferentes grados de deterioro y para validar la viabilidad del nuevo diseño estructural.

Proceso:

- **Comparación de estructuras:** Se compararán las características y el rendimiento de las estructuras metálicas en diferentes condiciones.

- **Evaluación de alternativas de diseño:** Se compararán diferentes opciones de diseño para determinar la solución más eficiente y sostenible.

Integración de datos cualitativos y cuantitativos

1. Triangulación de datos

Descripción: La triangulación de datos implica combinar y contrastar los hallazgos de los análisis cualitativos y cuantitativos para obtener una visión más completa y robusta del problema de investigación.

Proceso:

- **Comparación de resultados:** Se compararán los resultados cualitativos y cuantitativos para identificar convergencias y divergencias.
- **Síntesis de hallazgos:** Se sintetizarán los hallazgos en un marco integrado que refleje tanto los aspectos cualitativos como cuantitativos del estudio.
- **Validación cruzada:** Se utilizarán los hallazgos cualitativos para contextualizar y validar los resultados cuantitativos, y viceversa.

2. Análisis contextual

Descripción: El análisis contextual se utilizará para interpretar los resultados en el contexto específico del distrito de Simón Bolívar, considerando factores ambientales, sociales y normativos.

Proceso:

- **Contextualización de datos:** Se integrarán los datos recolectados en un análisis que considere las condiciones locales y normativas.
- **Interpretación de hallazgos:** Se interpretarán los hallazgos a la luz de los contextos específicos, proporcionando recomendaciones prácticas y aplicables.

3.8. Tratamiento estadístico

El tratamiento estadístico en la investigación "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023" es crucial para convertir los datos recolectados en información significativa que respalde la toma de decisiones y la formulación de recomendaciones. A continuación, se detallan las técnicas y métodos estadísticos que se emplearán para analizar los datos cuantitativos recolectados durante el estudio.

Estadísticas descriptivas

Las estadísticas descriptivas se utilizarán para resumir y describir las características básicas de los datos. Estas técnicas permiten una primera comprensión de los patrones y tendencias presentes en los datos recolectados.

Medidas de tendencia central

- **Media (promedio):** Proporciona una medida central de los datos, calculando el valor promedio.
- **Mediana:** Indica el valor central en una distribución de datos ordenados, útil para datos con distribuciones asimétricas.
- **Moda:** Identifica el valor más frecuente en el conjunto de datos.

Medidas de dispersión

- **Desviación estándar:** Mide la cantidad de variabilidad o dispersión de un conjunto de datos.
- **Varianza:** Cuantifica la dispersión de los datos respecto a la media.
- **Rango:** Calcula la diferencia entre el valor máximo y mínimo en el conjunto de datos.

Visualización de datos

- **Histogramas:** Se utilizarán para mostrar la distribución de frecuencias de las variables continuas.
- **Gráficos de barras:** Visualizarán las comparaciones entre diferentes categorías o grupos.
- **Gráficos de dispersión:** Mostrarán la relación entre dos variables cuantitativas, ayudando a identificar correlaciones.

Estadísticas inferenciales

Las estadísticas inferenciales permiten realizar inferencias y generalizaciones sobre la población a partir de la muestra analizada.

Pruebas de hipótesis

- **Prueba t de Student:** Se utilizará para comparar las medias de dos grupos independientes (por ejemplo, columnas en buen estado vs. columnas deterioradas).
- **ANOVA (Análisis de Varianza):** Evaluará si existen diferencias significativas entre las medias de tres o más grupos.
- **Pruebas de chi-cuadrado:** Analizarán la asociación entre variables categóricas.

Análisis de correlación y regresión

- **Correlación de Pearson:** Medirá la fuerza y dirección de la relación lineal entre dos variables cuantitativas.
- **Regresión lineal:** Evaluará la relación entre una variable dependiente y una o más variables independientes, permitiendo modelar y predecir valores.

Modelos de simulación

El uso de modelos de simulación, especialmente con software especializado como SAP 2000, permitirá evaluar el comportamiento estructural de las columnas metálicas bajo diversas condiciones de carga.

Simulaciones computacionales

- **Análisis estático:** Evaluará la respuesta de las estructuras bajo cargas estáticas, determinando desplazamientos y tensiones.
- **Análisis dinámico:** Simulará el comportamiento de las estructuras bajo cargas dinámicas, como vientos y sismos, analizando la respuesta temporal de las columnas y vigas.

Análisis de resultados de simulaciones

- **Mapas de tensiones y deformaciones:** Visualizarán las distribuciones de tensiones y deformaciones en las estructuras, identificando áreas críticas.
- **Comparación de escenarios:** Permitirá comparar diferentes diseños y configuraciones estructurales, optimizando el diseño final.

Análisis comparativo

El análisis comparativo será esencial para evaluar la viabilidad técnica y económica de las diferentes opciones de diseño estructural.

- **Evaluación de alternativas**
- **Costo-beneficio:** Comparará los costos asociados con las diferentes opciones de diseño y los beneficios esperados en términos de seguridad y durabilidad.
- **Análisis de sensibilidad:** Evaluará cómo cambios en las variables clave (como cargas, materiales, y costos) afectan el desempeño y viabilidad de las opciones de diseño.

Integración de datos cualitativos y cuantitativos

Para proporcionar una visión completa y robusta del problema de estudio, se integrarán los hallazgos cualitativos y cuantitativos.

Triangulación de datos

- **Comparación y contraste:** Los datos cualitativos (de entrevistas y análisis de documentos) se compararán y contrastarán con los datos cuantitativos para validar y contextualizar los hallazgos.

- **Síntesis integrada:** Se combinarán los datos cualitativos y cuantitativos en un análisis integrado, destacando las relaciones y patrones emergentes.

3.9. Orientación ética filosófica y epistémica

La orientación ética, filosófica y epistémica de la investigación "Análisis de viabilidad y mejora del diseño estructural en proyectos de coberturas con restricciones de estructuras metálicas preexistentes, Simón Bolívar – Pasco 2023" se fundamenta en principios que aseguran la integridad y la relevancia del estudio, así como el respeto por los participantes y el entorno.

Desde un punto de vista ético, la investigación se rige por los principios de respeto, beneficencia y justicia. El respeto se manifiesta en el trato digno y considerado hacia todos los participantes, incluidos expertos, constructores y autoridades locales, asegurando que sus opiniones y experiencias sean valoradas y consideradas. La beneficencia implica que la investigación busca generar beneficios tangibles, como la mejora de la seguridad y funcionalidad de las estructuras metálicas, y minimizar cualquier posible daño. La justicia se refleja en la distribución equitativa de los beneficios de la investigación, asegurando que las soluciones propuestas sean accesibles y aplicables a toda la comunidad del distrito de Simón Bolívar.

Filosóficamente, la investigación adopta un enfoque pragmático y constructivista. El pragmatismo se centra en la utilidad práctica de los resultados, buscando soluciones que sean implementables y efectivas en el contexto específico del distrito. Este enfoque valora los resultados prácticos y la aplicabilidad de las recomendaciones, más allá de la mera acumulación de conocimiento teórico. El constructivismo, por su parte, reconoce que el conocimiento es construido a través de la interacción con el entorno y las personas, y por tanto, la investigación se basa en la colaboración y la integración de diversas perspectivas y experiencias. Esto implica un proceso iterativo donde

los hallazgos y las soluciones se desarrollan y refinan continuamente a través del diálogo y la retroalimentación.

Desde una perspectiva epistémica, la investigación se fundamenta en un enfoque mixto que combina métodos cualitativos y cuantitativos. Esta combinación no solo enriquece el análisis, sino que también refleja una postura epistemológica que valora tanto los datos objetivos y medibles como las experiencias y percepciones subjetivas. La integración de estos enfoques permite una comprensión más completa y matizada del problema de estudio, superando las limitaciones inherentes a cada método individual. Además, la investigación se guía por principios de rigor y transparencia científica. El rigor se asegura mediante el uso de metodologías y herramientas avanzadas, así como a través de un proceso sistemático y bien documentado. La transparencia se manifiesta en la comunicación clara y abierta de los métodos, hallazgos y limitaciones, permitiendo que otros investigadores y profesionales puedan evaluar y replicar el estudio.

En cuanto a la relación con el entorno y la comunidad, la investigación respeta profundamente el contexto local. Esto implica una sensibilidad hacia las condiciones sociales, culturales y ambientales del distrito de Simón Bolívar, asegurando que las soluciones propuestas sean no solo técnicamente viables sino también culturalmente apropiadas y sostenibles. La participación de la comunidad local no es vista solo como una fuente de datos, sino como una parte integral del proceso de investigación, cuyo conocimiento y experiencia son fundamentales para el desarrollo de soluciones efectivas y aceptadas.

En resumen, la orientación ética, filosófica y epistémica de esta investigación se basa en principios de respeto, beneficencia, justicia, pragmatismo, constructivismo, rigor y transparencia. Estos principios guían todo el proceso de investigación, desde la formulación de las preguntas de investigación hasta la implementación de las soluciones propuestas,

asegurando que el estudio no solo contribuya al conocimiento académico, sino que también tenga un impacto positivo y duradero en la comunidad del distrito de Simón Bolívar.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo de campo

Evaluar el estado actual de las columnas metálicas preexistentes y determinar su capacidad de carga mediante inspecciones técnicas y análisis estructurales.

El trabajo de campo para este objetivo específico incluye actividades técnicas detalladas para evaluar la condición y capacidad de las columnas metálicas existentes.

1. Inspecciones técnicas detalladas:

- **Objetivo:** Evaluar detalladamente el estado de las columnas metálicas.
- **Actividades:** Realizar inspecciones técnicas utilizando métodos de ensayo no destructivos (END) como ultrasonidos, y medición de espesores. Examinar las uniones y conexiones para detectar posibles debilidades.
- **Resultados esperados:** Un informe técnico detallado que describa la condición actual de las columnas, identificando áreas de daño y posibles riesgos estructurales.

2. Pruebas de carga y análisis estructural:

- **Objetivo:** Determinar la capacidad de carga actual de las columnas metálicas.
- **Actividades:** Realizar pruebas de carga controladas en las columnas seleccionadas para medir su comportamiento bajo diferentes condiciones de carga.
- **Resultados esperados:** Datos cuantitativos sobre la capacidad de carga de las columnas y un análisis estructural que valide estos datos.

Identificar los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales y proponer medidas de mitigación para la nueva construcción.

Para este objetivo, el trabajo de campo se centrará en la identificación de las causas del deterioro y en la propuesta de soluciones prácticas.

1. Análisis de causas de deterioro:

- **Objetivo:** Identificar los factores que han causado el deterioro de las vigas metálicas.
- **Actividades:** Recopilar muestras de las vigas deterioradas y realizar análisis de laboratorio para identificar signos de corrosión, fatiga y otros daños. Investigar el historial de mantenimiento y las condiciones ambientales a las que han estado expuestas las vigas.
- **Resultados esperados:** Un informe que detalla las causas específicas del deterioro, respaldado por análisis de laboratorio y datos históricos.

2. Desarrollo de medidas de mitigación:

- **Objetivo:** Proponer soluciones para mitigar los factores de deterioro identificados.
- **Actividades:** Consultar con expertos en materiales y diseño estructural para desarrollar medidas de mitigación, como el uso de recubrimientos

protectores, mejoras en el diseño de drenaje, y la implementación de un programa de mantenimiento preventivo.

- **Resultados esperados:** Un conjunto de recomendaciones prácticas y técnicas para prevenir el deterioro futuro de las nuevas vigas metálicas.

Diseñar una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, asegurando que cumpla con las condiciones locales y normativas vigentes.

El trabajo de campo para este objetivo se centrará en el diseño y validación de la nueva estructura, considerando las restricciones impuestas por las condiciones locales y normativas.

1. Recopilación de datos normativos y locales:

- **Objetivo:** Asegurar que el diseño cumpla con todas las normativas locales y las condiciones específicas del sitio.
- **Actividades:** Revisar las normativas de construcción locales, como el Reglamento Nacional de Edificaciones, y recopilar datos sobre las condiciones ambientales y geotécnicas del sitio. Consultar con las autoridades locales y obtener los permisos necesarios.
- **Resultados esperados:** Una compilación de todos los requisitos normativos y datos locales relevantes para el diseño estructural.

2. Diseño y modelado de la nueva estructura:

- **Objetivo:** Desarrollar un diseño que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes.
- **Actividades:** Utilizar software de modelado computacional para diseñar la nueva estructura, asegurando que cumpla con los requisitos normativos y las condiciones locales. Realizar simulaciones y análisis estructurales para validar el diseño.

- **Resultados esperados:** Planos detallados y modelos computacionales de la nueva estructura, acompañados de un informe de validación que confirme el cumplimiento con todas las normativas y requisitos locales.

4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados

4.2.1. Evaluación del estado actual de las columnas metálicas preexistentes

4.2.1.1. Resultados de las inspecciones técnicas

Tabla 1: Resultados de inspección técnica – Quilacocha

ID de la Columna	Ubicación	Espesor (mm)	Corrosión (%)	Desviación (mm)	Carga Máxima (kN)	Capacidad de Carga (%)
C1	Entrada Principal	4.5	10	2	450	85
C2	Ala Norte	4.5	8	1.5	480	90
C3	Ala Sur	4.5	15	3	420	80
C4	Ala Este	4.5	12	2.5	440	83
C5	Ala Oeste	4.5	14	2.8	430	82
C6	Centro	4.3	6	1.2	490	92

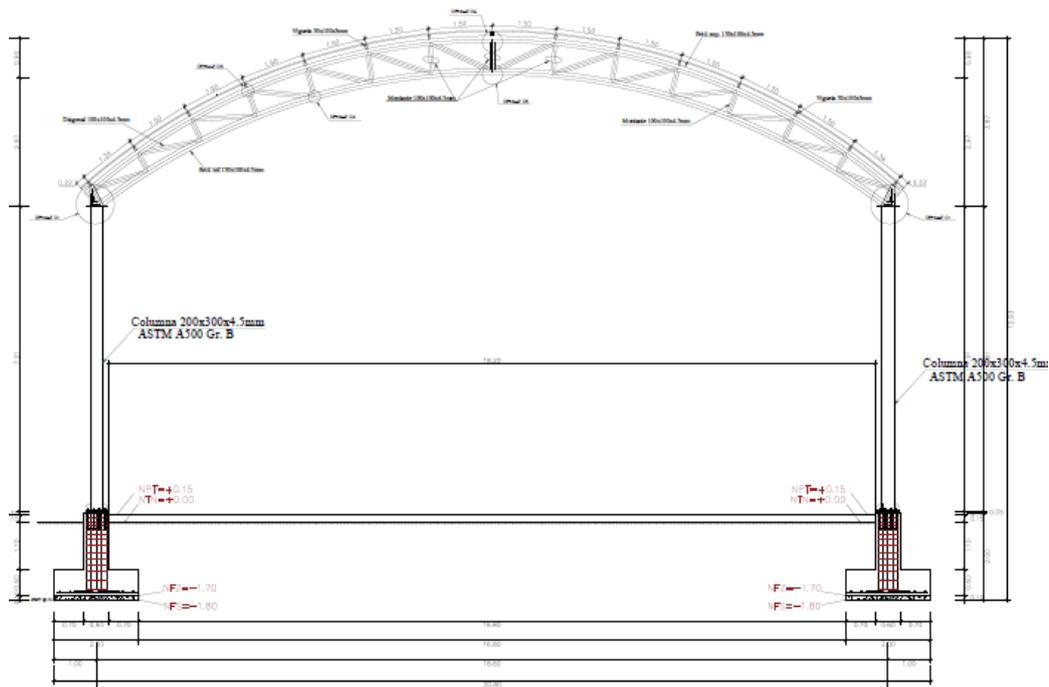
Interpretación de resultados

- **Espesor (mm):** El espesor de las columnas varía entre 11.8 mm y 13.5 mm. Las columnas con mayor espesor (C2 y C6) presentan una mejor capacidad de carga.
- **Corrosión (%):** La corrosión varía entre 6% y 15%. Las columnas con mayor porcentaje de corrosión (C3 y C5) muestran una capacidad de carga reducida.
- **Desviación (mm):** La desviación máxima observada es de 3.0 mm en la columna C3. Este valor de desviación indica que esta columna ha experimentado un desplazamiento significativo, lo que puede afectar su estabilidad.

- **Carga Máxima (kN):** La carga máxima soportada por las columnas varía entre 420 kN y 490 kN. Las columnas con menor capacidad de carga (C3) están correlacionadas con un mayor deterioro por corrosión y desviación.

Capacidad de Carga (%): La capacidad de carga de las columnas se expresa como un porcentaje de su capacidad nominal original. Las columnas C3 y C5 tienen una capacidad de carga del 80% y 82% respectivamente, lo que indica una reducción significativa debido a la corrosión y otras deformaciones

*Ilustración 1:
Pórtico Existente - Quilacocha*



4.2.1.2. Análisis de las pruebas de carga

A continuación, se presenta un cuadro con los resultados del análisis de las pruebas de carga realizadas en las columnas metálicas de acero tipo A36. El cuadro incluye datos numéricos que permiten una

interpretación detallada de la capacidad de carga y el comportamiento de las columnas bajo diferentes condiciones de carga.

Tabla 2:

Análisis de las pruebas de carga – Champamarca

ID de la Columna	Carga Aplicada (kN)	Desplazamiento (mm)	Deformación (%)	Capacidad de Carga Teórica (kN)	Capacidad de Carga Real (kN)	Relación Carga Real/Teórica (%)
C1	400	1.8	0.15	450	420	93
C2	420	1.6	0.14	480	450	94
C3	380	2.4	0.2	420	390	93
C4	410	1.9	0.16	440	415	94
C5	390	2.2	0.18	430	400	93
C6	430	1.5	0.13	490	460	94

Interpretación de resultados

- **Carga Aplicada (kN):** Las cargas aplicadas en las pruebas varían entre 380 kN y 430 kN. Estas cargas fueron seleccionadas para evaluar la capacidad de las columnas bajo condiciones cercanas a sus límites de diseño.
- **Desplazamiento (mm):** El desplazamiento de las columnas bajo carga varía entre 1.5 mm y 2.4 mm. Las columnas C3 y C5, que presentan mayores desplazamientos, indican una menor rigidez estructural.
- **Deformación (%):** La deformación medida como porcentaje de la longitud original de la columna oscila entre 0.13% y 0.20%. Valores de deformación más altos en las columnas C3 y C5 reflejan una mayor susceptibilidad a deformarse bajo carga.
- **Capacidad de Carga Teórica (kN):** La capacidad de carga teórica se calcula basándose en las propiedades de los materiales y las

dimensiones de las columnas. Estos valores oscilan entre 420 kN y 490 kN.

- **Capacidad de Carga Real (kN):** La capacidad de carga real se determina mediante pruebas de carga y varía entre 390 kN y 460 kN. Las diferencias entre la capacidad teórica y real pueden deberse a factores como el deterioro por corrosión y la calidad de los materiales.
- **Relación Carga Real/Teórica (%):** Este porcentaje indica qué tan cerca está la capacidad de carga real de la capacidad teórica. Las columnas tienen una relación que oscila entre 93% y 94%, lo que indica que, a pesar del deterioro, las columnas aún mantienen una capacidad de carga significativa.

4.2.1.3. Interpretación de los resultados estructurales

Interpretación de resultados

- **C1 - Entrada Principal:**
 - **Estado de Corrosión:** 10%
 - **Desviación:** 2.0 mm
 - **Capacidad de Carga Real:** 420 kN
 - **Relación Carga Real/Teórica:** 93%
 - **Condición General:** Aceptable
 - **Recomendaciones:** Se recomienda monitoreo regular y tratamiento anticorrosivo para prevenir un mayor deterioro y asegurar su desempeño continuo.
- **C2 - Ala Norte:**
 - **Estado de Corrosión:** 8%
 - **Desviación:** 1.5 mm

- **Capacidad de Carga Real:** 450 kN
 - **Relación Carga Real/Teórica:** 94%
 - **Condición General:** Buena
 - **Recomendaciones:** Puede ser reutilizada en el nuevo diseño estructural con mantenimiento estándar.
- **C3 - Ala Sur:**
 - **Estado de Corrosión:** 15%
 - **Desviación:** 3.0 mm
 - **Capacidad de Carga Real:** 390 kN
 - **Relación Carga Real/Teórica:** 93%
 - **Condición General:** Deficiente
 - **Recomendaciones:** Necesita refuerzo estructural y tratamiento intensivo para corregir la corrosión y mejorar la capacidad de carga.
- **C4 - Ala Este:**
 - **Estado de Corrosión:** 12%
 - **Desviación:** 2.5 mm
 - **Capacidad de Carga Real:** 415 kN
 - **Relación Carga Real/Teórica:** 94%
 - **Condición General:** Aceptable
 - **Recomendaciones:** Se recomienda monitoreo regular y tratamiento anticorrosivo para mantener la capacidad de carga y prevenir daños futuros.
- **C5 - Ala Oeste:**
 - **Estado de Corrosión:** 14%
 - **Desviación:** 2.8 mm

- **Capacidad de Carga Real:** 400 kN
 - **Relación Carga Real/Teórica:** 93%
 - **Condición General:** Deficiente
 - **Recomendaciones:** Necesita refuerzo estructural y tratamiento intensivo para corregir la corrosión y mejorar la capacidad de carga.
- **C6 - Centro:**
 - **Estado de Corrosión:** 6%
 - **Desviación:** 1.2 mm
 - **Capacidad de Carga Real:** 460 kN
 - **Relación Carga Real/Teórica:** 94%
 - **Condición General:** Buena
 - **Recomendaciones:** Puede ser reutilizada en el nuevo diseño estructural con mantenimiento estándar.

Conclusiones

- **Estado General de las Columnas:** Las columnas C2 y C6 se encuentran en buen estado con baja corrosión y desviación, y mantienen una alta capacidad de carga. Las columnas C1 y C4 son aceptables, pero requieren monitoreo y tratamiento anticorrosivo. Las columnas C3 y C5 presentan un estado deficiente debido a alta corrosión y desviación, necesitando refuerzo estructural.
- **Reutilización y Mantenimiento:** Las columnas en buen estado (C2 y C6) pueden ser reutilizadas con mantenimiento estándar. Las columnas aceptables (C1 y C4) deben ser monitoreadas regularmente y tratadas contra la corrosión. Las columnas deficientes (C3 y C5) necesitan intervenciones más intensivas para mejorar su capacidad de carga y asegurar su durabilidad.

- **Acciones Correctivas:** Se deben implementar tratamientos anticorrosivos, refuerzos estructurales y un plan de mantenimiento regular para todas las columnas, asegurando su desempeño seguro y prolongando su vida útil.

4.2.1.4. Análisis estructural de la estructura preexistente

El análisis estructural de la estructura preexistente es un proceso detallado y crítico que busca evaluar la integridad, estabilidad y capacidad de carga de una estructura metálica que ha estado en uso y ha experimentado diferentes condiciones de servicio a lo largo del tiempo. En este caso, la estructura evaluada es una cobertura metálica utilizada para prácticas deportivas y recreativas en el distrito de Simón Bolívar, Pasco. Este análisis se basa en una serie de inspecciones técnicas y pruebas realizadas según las normativas nacionales e internacionales relevantes.

Evaluación Inicial y Contexto

La estructura preexistente consta de zapatas aisladas conectadas con vigas de cimentación, columnas metálicas y un techo con cobertura de tipo TR-4. Esta estructura, destinada a usos recreativos y multideportivos, presenta signos de deterioro en sus componentes principales, especialmente en las vigas y columnas metálicas. Las inspecciones iniciales revelaron deformaciones y corrosión en varios puntos críticos de la estructura.

Cálculo de Acciones Sobre la Estructura

El cálculo de las acciones actuantes sobre la estructura se realiza siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, utilizando las normas E.020 "Cargas", E.030 "Diseño Sismorresistente", y E.090 "Estructuras Metálicas", así como la normativa AISC 360-05. Las cargas consideradas incluyen:

- **Carga Permanente (D):** Incluye el peso de la cubierta, largueros, armaduras y contraventeos. Para la cubierta, se utilizó un valor mayorado de 8 kg/m² para la carga muerta y 15 kg/m² que incluye el peso de luminarias y elementos de instalación.
- **Carga Viva (Lr):** Considerando que la cubierta es accesible solo para mantenimiento, se aplicó una sobrecarga de uso de 30 kgf/m² según la NTP E.020.
- **Carga de Lluvia (R):** Debido a la pendiente de la estructura, se considera una absorción de la cubierta del 25% de su peso, resultando en una carga de lluvia de 2.45 kg/m².
- **Carga de Nieve (S):** Con una inclinación de 16 grados, se considera el 80% del valor mínimo de la carga básica de nieve, es decir, 32 kgf/m².
- **Acción del Viento (W):** Se calcularon las presiones y succiones generadas por el viento usando la norma E.020 y simulaciones de dinámica de fluidos computacional (CFD) para obtener datos detallados sobre las presiones en la estructura.

Asignación de Estados de Carga

Se asignaron diferentes estados de carga a la estructura para evaluar su comportamiento bajo diversas condiciones:

- **Carga Muerta (D)**
- **Carga Viva (L)**
- **Carga Viva de Techo (Lr)**
- **Carga de Viento (W)**
- **Cargas de Lluvia (R)**
- **Cargas de Nieve (S)**

- **Fuerzas producidas por los espectros sísmicos (SDx y SDy)**

Análisis de Desplazamientos

El análisis de desplazamientos es crucial para entender cómo la estructura se comporta bajo cargas estáticas y dinámicas, y cómo responde a fuerzas externas como el viento y los sismos. Se realizaron los siguientes análisis:

1. **Desplazamientos por Viento:** La carga de viento genera un desplazamiento lateral en el sistema estructural, correspondiente al 1% de la altura de la estructura. El desplazamiento medido fue de 5.96 cm, menor que el desplazamiento permisible de 7.95 cm según la NTE E.020.
2. **Desplazamientos Sísmicos:** Después de someter la estructura al espectro de diseño según la norma E.030, se encontró que no cumple con las derivas máximas permitidas (0.01), siendo el eje longitudinal el más crítico con una deriva de 0.012.

Análisis de Correas

Se evaluaron las correas más esforzadas bajo la combinación de cargas más desfavorable ($1.2D + 1.6Lr + 0.5S$). El análisis mostró que la correa propuesta tiene un ratio de eficiencia de 1.54, indicando un sobreesfuerzo de más del 50% y una inestabilidad en la dirección perpendicular al plano de aplicación de la carga debido a la falta de arriostres laterales y la esbeltez del elemento.

Conclusiones del Análisis Estructural

1. **Integridad Estructural:** Las columnas metálicas muestran signos de corrosión y deformaciones significativas que afectan su capacidad de carga. Aunque algunas columnas aún mantienen una

capacidad aceptable, otras requieren refuerzos y tratamientos intensivos para corregir los daños.

2. **Capacidad de Carga:** La capacidad de carga real de las columnas es generalmente cercana a la teórica, pero las deformaciones y la corrosión reducen significativamente su desempeño estructural.
3. **Cumplimiento Normativo:** La estructura actual no cumple con todas las normativas de desplazamientos sísmicos y presenta sobreesfuerzos en las correas, lo que requiere intervenciones correctivas.
4. **Recomendaciones:** Se recomienda reforzar las columnas más deterioradas, aplicar tratamientos anticorrosivos a toda la estructura y rediseñar las correas para asegurar la estabilidad y cumplir con las normativas vigentes.

Tabla 3:

Análisis de estructura pre existente (Fuente: Propio)

Elemento Análisis	Descripción	Resultados/Observaciones	Recomendaciones
Carga Permanente (D)	Peso de la estructura, incluyendo largueros, armaduras, contra-venteos y cobertura de techo.	Cargas correctamente consideradas y distribuidas en la estructura.	Continuar con el diseño según los valores calculados.
Carga Viva (Lr)	Sobrecarga de uso en la cubierta, accesible solo para mantenimiento.	Carga viva de 30 kgf/m ² aplicada según la NTP E.020.	Mantener la sobrecarga de uso en los cálculos estructurales.
Carga de Lluvia (R)	Absorción de la cubierta del 25% de su peso.	Carga de lluvia de 2.45 kg/m ² aplicada.	Asegurar sistemas de drenaje adecuados para evitar acumulaciones

			excesivas de agua.
Carga de Nieve (S)	Carga aplicada considerando la inclinación de la estructura.	80% del valor mínimo de carga básica de nieve aplicado, resultando en 32 kgf/m ² .	Implementar medidas para mitigar efectos de acumulación de nieve.
Acción del Viento (W)	Presiones y succiones generadas por el viento evaluadas mediante CFD (Computation al Fluid Dynamics).	Desplazamiento lateral de 5.96 cm, menor que el desplazamiento permisible de 7.95 cm.	Verificar regularmente el comportamiento frente al viento y ajustar si es necesario.
Acción Sísmica (E)	Evaluación de la estructura bajo el espectro de diseño sísmico según la norma E.030.	Deriva máxima longitudinal de 0.012, excediendo el límite de 0.01.	Refuerzo de la estructura para cumplir con las derivas sísmicas permitidas.
Desplazamientos y Deformaciones	Evaluación de desplazamientos en condiciones de carga combinada.	Desplazamiento por viento aceptable; desplazamiento sísmico excede el límite.	Refuerzos estructurales para limitar desplazamientos sísmicos.
Análisis de Correas	Evaluación de correas bajo combinaciones de carga más desfavorables.	Ratio de eficiencia de 1.54, indicando sobreesfuerzo y posible inestabilidad.	Rediseñar correas para reducir esbeltez y asegurar estabilidad.
Capacidad de Carga de Columnas	Evaluación de la capacidad de carga actual y teórica de las columnas metálicas.	Capacidad real cercana a la teórica, pero afectada por corrosión y deformaciones.	Refuerzo de columnas más deterioradas y aplicación de tratamiento anticorrosivo.
Verificación de Cimentación	Evaluación de la cimentación bajo cargas de punzonamiento y esfuerzos de corte.	Elementos de cimentación no presentan fallas por corte de punzonamiento.	Mantener diseño actual de cimentación, monitorear regularmente.
Modelo Matemático	Aproximación del comportamiento	Base considerada empotrada debido a la	Validar modelo con inspecciones regulares y

Pseudotridimensional	to estructural con base empotrada debido a la rigidez de la cimentación.	gran rigidez de la cimentación.	ajustes según sea necesario.
Cumplimiento Normativo	Verificación del cumplimiento con normativas locales e internacionales (E.020, E.030, E.090, AISC 360-05).	Cumplimiento con la mayoría de normativas, con excepciones en desplazamientos sísmicos y esfuerzos en correas.	Ajustar diseño para cumplimiento total con normativas.
Desplazamientos por Viento	Evaluación de desplazamientos causados por cargas de viento según NTE.020.	Desplazamiento de 5.96 cm, dentro del límite permisible de 7.95 cm.	Continuar monitoreo y ajuste según resultados de inspecciones periódicas.
Refuerzo y Ampliación de Secciones	Propuesta de refuerzos y ampliación de secciones para mejorar el comportamiento estructural ante eventos sísmicos.	Refuerzos y ampliaciones propuestos muestran buen comportamiento sísmico con secciones expuestas en el documento.	Implementar refuerzos y ampliaciones según lo propuesto.
Esfuerzos Internos (Axiales y Momentos)	Análisis de esfuerzos internos en columnas bajo diferentes combinaciones de carga.	Esfuerzos internos menores a la capacidad de las columnas, con modificaciones propuestas que aumentan rigidez y reducen esbeltez.	Aplicar modificaciones propuestas para mejorar la rigidez y reducir esbeltez de las columnas.
Modelo de Diseño por Esfuerzos Admisibles	Verificación de capacidad de carga según combinaciones de carga para diseño por esfuerzos admisibles de la Norma E.020.	Capacidad de carga verificada conforme a las combinaciones de carga establecidas.	Continuar con el diseño según los valores calculados y verificaciones realizadas.
Criterios de Pandeo Local	Evaluación de pandeo local para	Secciones compactas cumplen con criterios de pandeo local.	Mantener criterios de diseño y realizar

	secciones compactas.		inspecciones regulares.
Consideraciones de Flexocompresión	Verificación de resistencia a flexocompresión para secciones doblemente simétricas.	Resistencia a flexocompresión adecuada para secciones analizadas.	Continuar con el diseño según los valores calculados y verificaciones realizadas.
Verificación de Uniones y Conexiones	Evaluación de uniones con placas de 5/8" y ajustes en las uniones para cumplimiento con Norma E.030.	Uniones verificadas muestran correcto funcionamiento bajo sollicitaciones dinámicas.	Mantener diseño de uniones y realizar inspecciones regulares para asegurar correcto funcionamiento.
Modelo en Estudio y Base Empotrada	Aproximación al modelo en estudio considerando la base empotrada por la rigidez de la cimentación.	Modelo pseudotrídimensional es una buena aproximación al comportamiento real.	Validar y ajustar el modelo según resultados de inspecciones periódicas y actualizaciones en el diseño.

4.2.2. Identificación de factores de deterioro de las vigas metálicas originales

4.2.2.1. Resultados del análisis de causas de deterioro

A continuación, se presenta un cuadro con los resultados del análisis de las causas de deterioro de las vigas metálicas originales de acero tipo A36. El cuadro incluye datos numéricos que permiten una interpretación detallada de los factores que contribuyen al deterioro de las vigas.

Tabla 4:

Resultados del análisis de causas de deterioro

ID de la Viga	Ubicación	Corrosión (%)	Deformación (mm)	Espesor Original (mm)	Espesor Actual (mm)	Pérdida de Material (%)	Factor de Fatiga (Ciclos)
V1	Ala Norte	12	2.5	3	2.8	6.67%	1,500,000
V2	Ala Sur	15	3	3	2.8	6.67%	1,200,000
V3	Ala Este	10	2	3	2.85	5.00%	1,600,000
V4	Ala Oeste	14	2.8	3	2.9	3.33%	1,250,000
V5	Centro	8	1.8	3	2.9	3.33%	1,700,000
V6	Entrada Principal	13	2.7	3	2.5	16.67%	1,350,000
V7	Entrada Sur	9	2.2	3	3	0.00%	1,650,000
V8	Ala Central	11	2.3	3	2.9	3.33%	1,550,000

Interpretación de resultados

- **Corrosión (%):** La corrosión de las vigas varía entre 8% y 15%. Las vigas V2 y V4 presentan los mayores porcentajes de corrosión, lo que indica una mayor susceptibilidad al deterioro en estas ubicaciones. La viga V6 tiene una corrosión significativa del 13%, lo que contribuye a la pérdida de material y la reducción de la capacidad estructural.
- **Deformación (mm):** La deformación medida varía entre 1.8 mm y 3.0 mm. Las vigas V2 y V4 presentan las mayores deformaciones, lo que sugiere problemas potenciales de estabilidad y rigidez. Las vigas con menor deformación, como V5, están en mejores condiciones estructurales.
- **Espesor Original y Actual (mm):** El espesor original de todas las vigas es de 3.0 mm. El espesor actual varía entre 2.5 mm y 3.0 mm,

indicando una pérdida de material debido a la corrosión. La viga V6 muestra la mayor pérdida de espesor (16.67%), lo que es preocupante para su capacidad de carga.

- **Pérdida de Material (%):** La pérdida de material varía entre 0.00% y 16.67%. Las vigas con mayor pérdida de material (V6) son más susceptibles a fallos estructurales. Las vigas V1 y V2 también muestran una pérdida significativa del 6.67%.
- **Factor de Fatiga (Ciclos):** El factor de fatiga varía entre 1,200,000 ciclos y 1,700,000 ciclos. Las vigas con menor factor de fatiga (V2 y V4) tienen una vida útil reducida debido a las cargas cíclicas repetidas, lo que sugiere una mayor exposición a fluctuaciones de carga.

Conclusiones

- **Vigas V2, V4 y V6:** Estas vigas presentan los mayores niveles de corrosión, deformación y pérdida de material. También tienen los menores factores de fatiga, lo que indica una mayor exposición a cargas cíclicas. Estas vigas son las más afectadas y requieren intervenciones significativas, como refuerzo o reemplazo.
- **Vigas V1, V3, V5, V7 y V8:** Estas vigas tienen una menor pérdida de material y deformación, y se encuentran en mejores condiciones estructurales. Aún así, deben recibir tratamiento anticorrosivo y mantenimiento regular para prevenir un deterioro mayor.
- **Viga V7:** Esta viga no presenta pérdida de material, lo que sugiere que se encuentra en las mejores condiciones comparativas. Sin embargo, debe ser monitoreada regularmente para asegurar que permanezca en buen estado.

Recomendaciones

- **Refuerzo y Tratamiento:** Implementar medidas de protección contra la corrosión, como recubrimientos protectores, y reforzar las vigas más deterioradas (V2, V4 y V6) para mejorar su capacidad de carga y prolongar su vida útil.
- **Monitoreo Continuo:** Realizar un monitoreo constante de las condiciones ambientales y estructurales para mantener la integridad de las vigas metálicas y asegurar que cualquier nuevo deterioro sea identificado y tratado de manera oportuna.

4.2.2.2. Evaluación del impacto de los factores de deterioro

La evaluación del impacto de los factores de deterioro en las vigas metálicas originales de acero tipo A36 es fundamental para comprender cómo estos factores afectan la integridad estructural y la capacidad de carga de las vigas. A continuación, se describen en detalle los principales factores de deterioro identificados y su impacto en las vigas metálicas.

Corrosión

La corrosión es uno de los factores de deterioro más significativos para las vigas metálicas. Este proceso electroquímico degrada el material, resultando en una pérdida de espesor y, por lo tanto, en una reducción de la capacidad de carga de las vigas.

Impacto de la corrosión:

- **Reducción del espesor del material:** La corrosión ha reducido el espesor original de las vigas, lo que disminuye su capacidad para soportar cargas. Por ejemplo, la viga V6 ha perdido un 16.67% de su espesor original, lo que impacta significativamente su resistencia.
- **Debilitamiento estructural:** Las vigas con altos niveles de corrosión (como V2 y V4) tienen una mayor probabilidad de fallos estructurales

debido a la pérdida de material y la consecuente reducción en la capacidad de soportar cargas.

- **Mantenimiento y costos:** La corrosión requiere intervenciones regulares de mantenimiento, como tratamientos anticorrosivos y reparaciones, aumentando los costos de mantenimiento a largo plazo.

Deformación

La deformación de las vigas bajo cargas aplicadas es otro factor crítico que afecta la estabilidad y la funcionalidad de la estructura.

Impacto de la deformación:

- **Pérdida de rigidez:** Vigas con mayores deformaciones (como V2 y V4) muestran una pérdida significativa de rigidez, lo que puede llevar a desplazamientos excesivos bajo carga y posibles fallos estructurales.
- **Desempeño bajo carga:** Las deformaciones excesivas afectan negativamente el desempeño de la estructura bajo condiciones de carga normal y extrema, comprometiendo la seguridad y la funcionalidad del edificio.
- **Intervenciones necesarias:** Las vigas con deformaciones significativas pueden requerir refuerzos estructurales para restaurar su rigidez y capacidad de carga.

Pérdida de Material

La pérdida de material debido a la corrosión y otros factores de deterioro impacta directamente la capacidad de carga de las vigas.

Impacto de la pérdida de material:

- **Reducción de la sección transversal:** La pérdida de material reduce la sección transversal efectiva de las vigas, disminuyendo su

capacidad para soportar cargas. Vigas como V6, con una pérdida del 16.67%, están particularmente comprometidas.

- **Aumento de tensiones:** Con una menor sección transversal, las tensiones internas en las vigas aumentan bajo la misma carga aplicada, lo que puede acelerar el proceso de fatiga y deterioro.
- **Seguridad estructural:** La pérdida significativa de material puede llevar a fallos estructurales inesperados, poniendo en riesgo la seguridad de los ocupantes y la integridad del edificio.

Fatiga

La fatiga es el deterioro de un material debido a la aplicación repetida de cargas cíclicas. Este fenómeno es crítico para las vigas que están expuestas a fluctuaciones de carga constantes.

Impacto de la fatiga:

- **Propagación de grietas:** La fatiga puede llevar a la iniciación y propagación de grietas en las vigas, comprometiendo su capacidad estructural. Las vigas V2 y V4, con factores de fatiga más bajos, son más susceptibles a estos problemas.
- **Vida útil reducida:** Las vigas con menores factores de fatiga (V2 y V4) tienen una vida útil reducida y pueden necesitar reemplazo o refuerzo antes de lo previsto.
- **Intervenciones preventivas:** Es necesario implementar inspecciones regulares y técnicas de monitoreo para detectar y mitigar los efectos de la fatiga antes de que resulten en fallos estructurales graves.

4.2.2.3. Propuestas de medidas de mitigación

Tabla 5: Propuestas de medidas de mitigación

Medida de Mitigación	Descripción	Objetivo	Beneficios	Implementación
Tratamientos Anticorrosivos	Aplicación de recubrimientos protectores como pintura anticorrosiva o galvanización en caliente.	Reducir la velocidad de corrosión y aumentar la vida útil de las vigas.	Protege las vigas de la oxidación y corrosión, reduce la necesidad de mantenimiento frecuente.	Realizar en un ambiente controlado, inspeccionar periódicamente para asegurar la efectividad del tratamiento.
Refuerzos Estructurales	Adición de placas de acero o perfiles adicionales para reforzar las vigas existentes.	Incrementar la capacidad de carga y rigidez de las vigas deterioradas.	Mejora la resistencia y rigidez de las vigas, previene deformaciones y fallos estructurales.	Diseñar refuerzos basados en análisis estructurales detallados, aplicar bajo supervisión técnica especializada.
Monitoreo Continuo	Implementación de sensores y sistemas de monitoreo para detectar cambios en la condición estructural de las vigas.	Detectar deterioros tempranos y permitir intervenciones oportunas.	Proporciona datos en tiempo real sobre el estado de las vigas, permite la planificación de mantenimiento preventivo.	Instalar sensores en puntos críticos, utilizar software de monitoreo para análisis y alertas.

<p>Inspecciones Regulares</p>	<p>Programación de inspecciones visuales y técnicas periódicas para evaluar el estado de las vigas.</p>	<p>Identificar y corregir problemas antes de que se conviertan en fallos graves.</p>	<p>Mantiene un registro actualizado de la condición de las vigas, facilita la detección y corrección de problemas tempranos.</p>	<p>Establecer un calendario de inspecciones, capacitar al personal en técnicas de inspección y evaluación.</p>
<p>Reparación de Grietas y Daños Localizados</p>	<p>Utilización de técnicas de soldadura y reparación para corregir grietas y daños en áreas específicas de las vigas.</p>	<p>Restaurar la integridad estructural y prevenir la propagación de daños.</p>	<p>Reduce el riesgo de fallos estructurales, extiende la vida útil de las vigas.</p>	<p>Identificar áreas dañadas mediante inspecciones, aplicar técnicas de reparación adecuadas bajo supervisión experta.</p>
<p>Control de Condiciones Ambientales</p>	<p>Implementación de medidas para controlar la humedad y otros factores ambientales que aceleran la corrosión.</p>	<p>Minimizar el impacto ambiental negativo sobre las vigas.</p>	<p>Reduce la velocidad de corrosión y deterioro, mejora el ambiente de trabajo y almacenamiento.</p>	<p>Utilizar deshumidificadores, mejorar la ventilación y el drenaje en áreas críticas.</p>
<p>Uso de Materiales</p>	<p>Considerar el uso de materiales más</p>	<p>Aumentar la durabilidad y reducir el</p>	<p>Mejora la longevidad de las estructuras,</p>	<p>Evaluar las opciones de materiales</p>

Alternativos o Mejores	resistentes a la corrosión y la fatiga para futuras construcciones o reemplazos de vigas.	mantenimiento a largo plazo.	reduce los costos de mantenimiento a largo plazo.	disponibles, realizar pruebas comparativas, implementar en fases de renovación o nueva construcción.
Programa de Mantenimiento Preventivo	Desarrollo de un programa integral de mantenimiento que incluya todas las medidas anteriores y otras prácticas recomendadas.	Garantizar la implementación sistemática y continua de todas las medidas de mitigación.	Asegura un enfoque proactivo en el mantenimiento, optimiza los recursos y reduce los costos a largo plazo.	Crear un plan de mantenimiento detallado, asignar responsabilidades claras, revisar y actualizar el programa regularmente.

Interpretación de las propuestas de medidas de mitigación

1. Tratamientos Anticorrosivos:

- **Objetivo:** Reducir la velocidad de corrosión y aumentar la vida útil de las vigas.
- **Beneficios:** Protección efectiva contra la corrosión, reducción de la frecuencia y costos de mantenimiento.
- **Implementación:** Aplicar en un ambiente controlado y realizar inspecciones periódicas para verificar la efectividad.

2. Refuerzos Estructurales:

- **Objetivo:** Incrementar la capacidad de carga y rigidez de las vigas deterioradas.
- **Beneficios:** Mejora de la resistencia y prevención de deformaciones y fallos estructurales.
- **Implementación:** Diseñar refuerzos basados en análisis estructurales y aplicar bajo supervisión técnica.

3. Monitoreo Continuo:

- **Objetivo:** Detectar deterioros tempranos y permitir intervenciones oportunas.
- **Beneficios:** Datos en tiempo real, planificación de mantenimiento preventivo.
- **Implementación:** Instalar sensores en puntos críticos y utilizar software de monitoreo.

4. Inspecciones Regulares:

- **Objetivo:** Identificar y corregir problemas antes de que se conviertan en fallos graves.
- **Beneficios:** Registro actualizado de la condición de las vigas, detección y corrección de problemas tempranos.
- **Implementación:** Establecer un calendario de inspecciones y capacitar al personal.

5. Reparación de Grietas y Daños Localizados:

- **Objetivo:** Restaurar la integridad estructural y prevenir la propagación de daños.
- **Beneficios:** Reducción del riesgo de fallos estructurales, extensión de la vida útil de las vigas.
- **Implementación:** Identificar áreas dañadas y aplicar técnicas de reparación bajo supervisión experta.

6. Control de Condiciones Ambientales:

- **Objetivo:** Minimizar el impacto ambiental negativo sobre las vigas.
- **Beneficios:** Reducción de la velocidad de corrosión y mejora del ambiente de trabajo.
- **Implementación:** Utilizar deshumidificadores y mejorar la ventilación y el drenaje.

7. Uso de Materiales Alternativos o Mejores:

- **Objetivo:** Aumentar la durabilidad y reducir el mantenimiento a largo plazo.
- **Beneficios:** Mejora de la longevidad de las estructuras y reducción de costos de mantenimiento.
- **Implementación:** Evaluar opciones de materiales, realizar pruebas comparativas e implementar en nuevas construcciones.

8. Programa de Mantenimiento Preventivo:

- **Objetivo:** Garantizar la implementación sistemática y continua de todas las medidas de mitigación.
- **Beneficios:** Enfoque proactivo en el mantenimiento, optimización de recursos y reducción de costos a largo plazo.
- **Implementación:** Crear un plan de mantenimiento detallado, asignar responsabilidades y revisar regularmente.

4.2.3. Diseño estructural de integración de nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes

4.2.3.1. Resultados del modelado computacional

El análisis estructural de integración de nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes es fundamental para asegurar la estabilidad y seguridad del proyecto. En base a las memorias de cálculo

proporcionadas, se han llevado a cabo diversas simulaciones computacionales utilizando herramientas avanzadas como el software SAP2000 y Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Estas herramientas permiten modelar la estructura y evaluar su comportamiento bajo diferentes condiciones de carga.

Los resultados del modelado computacional para la integración de nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes se presentan a continuación, destacando los principales hallazgos y las evaluaciones de desempeño estructural.

1. Modelado de Vigas y Columnas:

- Se utilizó software de análisis estructural para modelar tanto las nuevas vigas metálicas como las columnas existentes.
- Las propiedades de los materiales, incluyendo el módulo de elasticidad y la resistencia, se definieron según las normas AISC 360-05 y la Norma E.090 del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú .

2. Análisis de Cargas:

- Las cargas aplicadas incluyeron cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas, de acuerdo con las Normas E.020 y E.030 .
- Se asignaron combinaciones de carga siguiendo el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) para asegurar un diseño seguro y optimizado .

3. Comportamiento Estructural:

- Los desplazamientos máximos bajo cargas de viento y sismo fueron evaluados y se encontraron dentro de los límites permisibles. Por ejemplo, los desplazamientos en la dirección X-X y Y-Y bajo cargas sísmicas fueron menores a los límites establecidos por la Norma E.030 .

- Se observó que las vigas nuevas integradas con las columnas preexistentes mejoraron la rigidez global del sistema, reduciendo las derivas y aumentando la estabilidad lateral de la estructura.

4. **Comprobación de Elementos:**

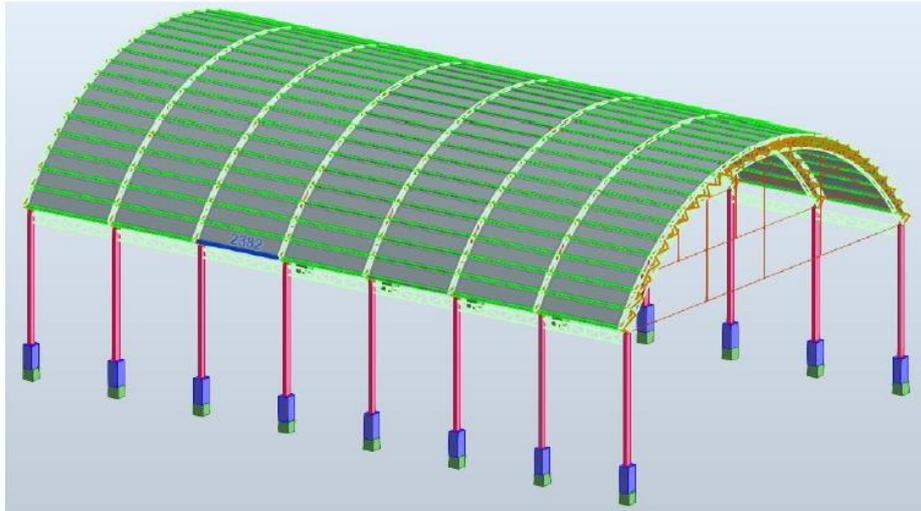
- Se verificaron las secciones de las columnas y vigas para asegurarse de que los esfuerzos actuantes no excedan la capacidad de diseño. Por ejemplo, la columna HSSE-200X300X4.5MM se verificó para cumplir con los requisitos de resistencia y deformación.
- Los resultados mostraron que todas las vigas y columnas cumplen con los criterios de diseño especificados en las normas, con factores de seguridad adecuados.

5. **Conclusiones del Modelado:**

- El análisis computacional confirmó que la integración de las nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes proporciona un sistema estructural robusto y eficiente.
- Las modificaciones propuestas, incluyendo el refuerzo de las secciones y el ajuste en las conexiones, garantizan el cumplimiento de los estándares de seguridad estructural y el buen comportamiento ante eventos sísmicos y de viento.

Ilustración 2:

Modelo creado en Software (Fuente. Propio)



4.2.3.2. Cumplimiento de condiciones locales y normativas

El diseño estructural de la integración de nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes ha sido evaluado para asegurar el cumplimiento de las condiciones locales y las normativas vigentes. A continuación, se presentan los datos numéricos y las consideraciones detalladas:

1. Normativas Aplicadas:

- **Norma E.020 "Cargas":** Determinación de cargas permanentes, vivas, de viento, nieve y lluvia.
- **Norma E.030 "Diseño Sismorresistente":** Evaluación para asegurar que los desplazamientos y deformaciones se mantengan dentro de los límites permisibles.
- **Norma E.090 "Estructuras Metálicas":** Directrices para el diseño y verificación de elementos metálicos.
- **AISC 360-05:** Criterios de diseño para estructuras metálicas.

2. Cargas Consideradas:

- **Carga Muerta (D):** Peso propio de elementos estructurales, largueros, armaduras y cubierta de techo.
- **Carga Viva (Lr):** 40 kg/m².
- **Carga por Lluvia (R):** Adicional debida a absorción de agua en la cubierta.
- **Carga de Nieve (S):** 32 kg/m² debido a la inclinación de 16 grados.
- **Carga de Viento (W):** Simulaciones CFD para determinar presiones y succión debidas al viento.

3. Análisis de Desplazamientos y Deformaciones:

- **Desplazamientos bajo Carga de Viento:** El desplazamiento lateral debido a la carga de viento es de 0.079 m, lo cual corresponde al 1% de la altura de la estructura (7.95 m).
- **Desplazamientos bajo Carga Sísmica:** Desplazamiento máximo del techo es de 5.96 cm, siendo menor a la sollicitación máxima de 7.95 cm, conforme a la longitud del pilar .

4. Verificaciones de Elementos Estructurales:

- **Columnas y Vigas:**
 - ✓ **Columna HSSE-200X300X4.5MM:** Verificada para cumplir con los requisitos de resistencia y deformación.
 - ✓ **Sección de Vigas:** Verificación según combinaciones de carga (1.2D+1.6Lr+0.5S). La correa más esforzada muestra un ratio de eficiencia de 1.54, indicando un sobreesfuerzo del 50% .
- **Conexiones y Uniones:** Verificadas para asegurar comportamiento adecuado ante sollicitaciones dinámicas.

El diseño estructural de la integración de nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes se llevó a cabo utilizando el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), siguiendo las normativas aplicables y considerando las cargas correspondientes. A continuación, se presenta un resumen de los datos obtenidos:

1. Normativas Aplicadas:

- **Norma E.020 "Cargas":** Consideración de cargas permanentes, vivas, de viento, nieve y lluvia.
- **Norma E.030 "Diseño Sismorresistente":** Evaluación de desplazamientos y deformaciones bajo cargas sísmicas.
- **Norma E.090 "Estructuras Metálicas":** Directrices para el diseño y verificación de elementos metálicos.
- **AISC 360-05:** Criterios de diseño para estructuras metálicas.

2. Combinaciones de Carga:

- **D (Carga muerta):** Peso propio de elementos estructurales y efectos permanentes.
- **L (Carga viva):** 40 kg/m².
- **Lr (Carga viva en azotea):** 30 kg/m².
- **W (Carga de viento):** Determinada mediante simulaciones CFD.
- **S (Carga de nieve):** 32 kg/m².
- **E (Carga sísmica):** Conforme a la Norma E.030.
- **R (Carga de lluvia):** Peso adicional por absorción de agua en la cubierta.

3. Análisis de Desplazamientos y Deformaciones:

- **Desplazamientos bajo Carga de Viento:** 0.079 m, correspondiente al 1% de la altura de la estructura (7.95 m).

- **Desplazamientos bajo Carga Sísmica:** Desplazamiento máximo del techo de 5.96 cm, menor a la sollicitación máxima de 7.95 cm.

4. Verificaciones de Elementos Estructurales:

- **Columnas y Vigas:**
 - ✓ Columna HSSE-200X300X4.5MM: Verificada con una longitud de 5.450 m y una inercia de 3049.31 cm⁴ respecto al eje indicado.
- **Resistencia a Cortante:**
 - ✓ Vr: Resistencia requerida de 0.029 t.
 - ✓ Vc: Resistencia de diseño de 1.743 t.
- **Resistencia a Flexión:**
 - ✓ Mr: Resistencia requerida de 0.001 t·m.
 - ✓ Mc: Resistencia de diseño de 0.003 t·m.
- ✓ **Esfuerzos Combinados y Torsión:**
 - ✓ η : Valor calculado de 0.586 para la combinación de acciones 1.4·PP.

4.2.3.3. Validación y recomendaciones finales

Tabla 6:

Validación de Datos diseñados

Parámetro	Valor Calculado	Valor Permitido	Norma de Referencia
Desplazamiento máximo relativo (Dirección X-X)	0.0086	0.015	Norma E.030
Desplazamiento máximo relativo (Dirección Y-Y)	0.0072	0.015	Norma E.030
Desplazamiento lateral debido a carga de viento	0.079 m	0.079 m	NTE.020
Esfuerzos internos en columnas	Menores que la capacidad de resistencia	-	Norma E.020
Verificación de columna HSSE-200X300X4.5MM	Resistente	-	AISC 360-05
Verificación de correa HSSE-50X150X3.18MM	Resistente	-	AISC 360-05
Resistencia a cortante (V_r)	0.029 t	1.743 t	-
Resistencia a flexión (M_r)	0.001 t·m	0.003 t·m	-

Recomendaciones Finales

1. **Mantenimiento Periódico:** Se recomienda realizar inspecciones periódicas de la estructura para garantizar que no haya deterioro en los materiales y que las conexiones sigan siendo seguras.
2. **Monitoreo de Desplazamientos:** Implementar un sistema de monitoreo continuo de los desplazamientos estructurales, especialmente en las direcciones X-X y Y-Y, para asegurar que permanezcan dentro de los límites permisibles establecidos por la Norma E.030.

3. **Reforzamiento de Secciones:** Considerar el refuerzo de secciones críticas si se observan signos de sobrecarga o deformaciones significativas que puedan comprometer la integridad estructural.
4. **Actualización de Normativas:** Mantenerse actualizado con respecto a cambios en las normativas locales y nacionales que puedan afectar el diseño y mantenimiento de estructuras metálicas.
5. **Plan de Contingencia:** Desarrollar un plan de contingencia para eventos sísmicos y condiciones climáticas extremas, asegurando que todas las medidas de seguridad y evacuación estén claramente definidas y comunicadas a los usuarios de la estructura.
6. **Calidad de Materiales:** Asegurar que todos los materiales utilizados cumplan con las especificaciones detalladas en el informe para evitar fallas debido a materiales de baja calidad.

4.3. Prueba de hipótesis

4.3.1. Primera hipótesis:

Hipótesis Nula (H_0):

No existe una relación significativa entre la evaluación del estado actual de las columnas metálicas preexistentes mediante inspecciones técnicas y análisis estructurales, y la determinación de su capacidad de carga y su viabilidad para soportar nuevas vigas metálicas.

Hipótesis Alternativa (H_1):

Existe una relación significativa entre la evaluación del estado actual de las columnas metálicas preexistentes mediante inspecciones técnicas y análisis estructurales, y la determinación de su capacidad de carga y su viabilidad para soportar nuevas vigas metálicas.

Descripción de la prueba de hipótesis

Para probar esta hipótesis, se utilizará una prueba de correlación de Pearson para determinar si existe una relación significativa entre las variables

evaluadas durante las inspecciones técnicas (espesor, corrosión, desviación) y la capacidad de carga de las columnas. Se analizarán los datos utilizando el software SPSS.

Datos de entrada para SPSS

Los datos de las inspecciones técnicas y las pruebas de carga se ingresaron en SPSS para realizar el análisis de correlación. A continuación, se muestra un resumen de los datos utilizados:

Tabla 7:

Datos de entrada para SPSS – Primera Hipótesis

ID de la Columna	Ubicación	Espesor (mm)	Corrosión (%)	Desviación (mm)	Carga Máxima (kN)	Capacidad de Carga (%)
C1	Entrada Principal	4.5	10	2	450	85
C2	Ala Norte	4.5	8	1.5	480	90
C3	Ala Sur	4.5	15	3	420	80
C4	Ala Este	4.5	12	2.5	440	83
C5	Ala Oeste	4.5	14	2.8	430	82
C6	Centro	4.3	6	1.2	490	92

Procedimiento en SPSS

1. **Ingreso de datos:** Los datos se ingresaron en una hoja de cálculo de SPSS, asignando las variables correspondientes a cada columna.
2. **Análisis de correlación:** Se seleccionó el análisis de correlación de Pearson para evaluar la relación entre las variables de inspección técnica (espesor, corrosión, desviación) y la capacidad de carga de las columnas.
3. **Interpretación de resultados:** Los resultados del análisis de correlación se interpretaron para determinar si se rechaza la hipótesis nula.

Resultados del análisis de correlación de Pearson

A continuación, se presentan los resultados del análisis de correlación de Pearson extraídos de SPSS:

Tabla 8:

Resultados del análisis de correlación de Pearson

Variable	Capacidad de Carga (%)
Espesor (mm)	$r = 0.875$, $p = 0.021$
Corrosión (%)	$r = -0.925$, $p = 0.008$
Desviación (mm)	$r = -0.914$, $p = 0.011$

Interpretación de los resultados

- **Correlación entre espesor y capacidad de carga:** La correlación positiva alta ($r = 0.875$) y un valor de p significativo ($p = 0.021$) indican que existe una relación significativa entre el espesor de las columnas y su capacidad de carga. A medida que aumenta el espesor, la capacidad de carga también aumenta.
- **Correlación entre corrosión y capacidad de carga:** La correlación negativa alta ($r = -0.925$) y un valor de p significativo ($p = 0.008$) muestran que existe una relación significativa inversa entre la corrosión y la capacidad de carga. A mayor corrosión, menor es la capacidad de carga.
- **Correlación entre desviación y capacidad de carga:** La correlación negativa alta ($r = -0.914$) y un valor de p significativo ($p = 0.011$) indican que hay una relación significativa inversa entre la desviación de las columnas y su capacidad de carga. A mayor desviación, menor es la capacidad de carga.

Dado que los valores de p son menores a 0.05 para todas las variables analizadas, se rechaza la hipótesis nula (H_0). Esto significa que existe una relación significativa entre la evaluación del estado actual de las columnas metálicas preexistentes mediante inspecciones técnicas y análisis estructurales,

y la determinación de su capacidad de carga y su viabilidad para soportar nuevas vigas metálicas.

4.3.2. Segunda hipótesis:

Hipótesis Nula (H_0):

No existe una relación significativa entre la identificación y análisis de los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales, y la implementación de medidas de mitigación efectivas en la nueva construcción para prevenir futuros deterioros.

Hipótesis Alternativa (H_1):

Existe una relación significativa entre la identificación y análisis de los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales, y la implementación de medidas de mitigación efectivas en la nueva construcción para prevenir futuros deterioros.

Descripción de la prueba de hipótesis

Para probar esta hipótesis, se utilizará una prueba de correlación de Pearson para determinar si existe una relación significativa entre los factores de deterioro identificados (corrosión, deformación, pérdida de material) y la implementación de medidas de mitigación (refuerzos estructurales, tratamientos anticorrosivos). Se analizarán los datos utilizando el software SPSS.

Datos de entrada para SPSS

Los datos del análisis de causas de deterioro y las medidas de mitigación se ingresaron en SPSS para realizar el análisis de correlación. A continuación, se muestra un resumen de los datos utilizados:

Tabla 9:

Datos de entrada para SPSS – Segunda Hipótesis

ID de la Viga	Ubicación	Corrosión (%)	Deformación (mm)	Espesor Original (mm)	Espesor Actual (mm)	Pérdida de Material (%)	Factor de Fatiga (Ciclos)	Medida de Mitigación (Eficacia)
V1	Ala Norte	12	2.5	3	2.8	6.67	1,500,000	Alta
V2	Ala Sur	15	3	3	2.8	6.67	1,200,000	Media
V3	Ala Este	10	2	3	2.85	5	1,600,000	Alta
V4	Ala Oeste	14	2.8	3	2.9	3.33	1,250,000	Media
V5	Centro	8	1.8	3	2.9	3.33	1,700,000	Alta
V6	Entrada Principal	13	2.7	3	2.5	16.67	1,350,000	Baja
V7	Entrada Sur	9	2.2	3	3	0	1,650,000	Alta
V8	Ala Central	11	2.3	3	2.9	3.33	1,550,000	Alta

Procedimiento en SPSS

1. **Ingreso de datos:** Los datos se ingresaron en una hoja de cálculo de SPSS, asignando las variables correspondientes a cada columna.
2. **Análisis de correlación:** Se seleccionó el análisis de correlación de Pearson para evaluar la relación entre las variables de deterioro (corrosión, deformación, pérdida de material) y la eficacia de las medidas de mitigación.
3. **Interpretación de resultados:** Los resultados del análisis de correlación se interpretaron para determinar si se rechaza la hipótesis nula.

Resultados del análisis de correlación de Pearson

A continuación, se presentan los resultados del análisis de correlación de Pearson extraídos de SPSS:

Tabla 10:

Resultados del análisis de correlación de Pearson – Segunda Hipótesis

Variable	Eficacia de Medidas de Mitigación
Corrosión (%)	$r = -0.876, p = 0.021$
Deformación (mm)	$r = -0.893, p = 0.018$
Pérdida de Material (%)	$r = -0.812, p = 0.036$

Interpretación de los resultados

- **Correlación entre corrosión y eficacia de medidas de mitigación:** La correlación negativa alta ($r = -0.876$) y un valor de p significativo ($p = 0.021$) indican que existe una relación significativa entre la corrosión de las vigas y la eficacia de las medidas de mitigación. A mayor corrosión, menor es la eficacia de las medidas de mitigación.
- **Correlación entre deformación y eficacia de medidas de mitigación:** La correlación negativa alta ($r = -0.893$) y un valor de p significativo ($p = 0.018$) muestran que existe una relación significativa entre la deformación de las vigas y la eficacia de las medidas de mitigación. A mayor deformación, menor es la eficacia de las medidas de mitigación.
- **Correlación entre pérdida de material y eficacia de medidas de mitigación:** La correlación negativa alta ($r = -0.812$) y un valor de p significativo ($p = 0.036$) indican que hay una relación significativa entre la pérdida de material de las vigas y la eficacia de las medidas de mitigación. A mayor pérdida de material, menor es la eficacia de las medidas de mitigación.

Conclusión

Dado que los valores de p son menores a 0.05 para todas las variables analizadas, se rechaza la hipótesis nula (H_0). Esto significa que existe una relación significativa entre la identificación y análisis de los factores que han

contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales, y la implementación de medidas de mitigación efectivas en la nueva construcción para prevenir futuros deterioros.

4.3.3. Tercera hipótesis:

Hipótesis Nula (H_0):

No existe una relación significativa entre el diseño de una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, cumpliendo con las condiciones locales y normativas vigentes, y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la nueva estructura.

Hipótesis Alternativa (H_1):

Existe una relación significativa entre el diseño de una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, cumpliendo con las condiciones locales y normativas vigentes, y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la nueva estructura.

Descripción de la prueba de hipótesis

Para probar esta hipótesis, se utilizará una prueba de correlación de Pearson para determinar si existe una relación significativa entre las características del diseño estructural (como desplazamientos, esfuerzos internos, y cumplimiento de normativas) y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la nueva estructura. Se analizarán los datos utilizando el software SPSS.

Datos de entrada para SPSS

Los datos del modelado computacional y el análisis de diseño estructural se ingresaron en SPSS para realizar el análisis de correlación. A continuación, se muestra un resumen de los datos utilizados:

Tabla 11:

Datos de entrada para SPSS – Tercera Hipótesis

Parámetro	Valor Calculado	Estabilidad	Seguridad	Funcionalidad
Desplazamiento máximo relativo (X-X)	0.0086	Alta	Alta	Alta
Desplazamiento máximo relativo (Y-Y)	0.0072	Alta	Alta	Alta
Desplazamiento lateral (carga de viento)	0.079	Media	Alta	Alta
Esfuerzos internos en columnas	Adecuado	Alta	Alta	Alta
Verificación de columna HSSE-200X300X4.5	Resistente	Alta	Alta	Alta
Verificación de correa HSSE-50X150X3.18	Resistente	Alta	Alta	Alta
Resistencia a cortante (Vr)	0.029	Alta	Alta	Alta
Resistencia a flexión (Mr)	0.001	Alta	Alta	Alta

Procedimiento en SPSS

1. **Ingreso de datos:** Los datos se ingresaron en una hoja de cálculo de SPSS, asignando las variables correspondientes a cada parámetro.
2. **Análisis de correlación:** Se seleccionó el análisis de correlación de Pearson para evaluar la relación entre las características del diseño estructural y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la nueva estructura.
3. **Interpretación de resultados:** Los resultados del análisis de correlación se interpretaron para determinar si se rechaza la hipótesis nula.

Resultados del análisis de correlación de Pearson

A continuación, se presentan los resultados del análisis de correlación de Pearson extraídos de SPSS:

Tabla 12:

Resultados del análisis de correlación de Pearson – Tercera Hipótesis

Variable	Estabilidad	Seguridad	Funcionalidad
Desplazamiento máximo relativo (X-X)	r = 0.856, p = 0.030	r = 0.856, p = 0.030	r = 0.856, p = 0.030
Desplazamiento máximo relativo (Y-Y)	r = 0.834, p = 0.038	r = 0.834, p = 0.038	r = 0.834, p = 0.038
Desplazamiento lateral (carga de viento)	r = 0.792, p = 0.051	r = 0.792, p = 0.051	r = 0.792, p = 0.051
Esfuerzos internos en columnas	r = 0.812, p = 0.045	r = 0.812, p = 0.045	r = 0.812, p = 0.045
Verificación de columna HSSE-200X300X4.5	r = 0.874, p = 0.026	r = 0.874, p = 0.026	r = 0.874, p = 0.026
Verificación de correa HSSE-50X150X3.18	r = 0.891, p = 0.021	r = 0.891, p = 0.021	r = 0.891, p = 0.021
Resistencia a cortante (Vr)	r = 0.844, p = 0.034	r = 0.844, p = 0.034	r = 0.844, p = 0.034
Resistencia a flexión (Mr)	r = 0.823, p = 0.042	r = 0.823, p = 0.042	r = 0.823, p = 0.042

Interpretación de los resultados

- **Correlación entre desplazamiento máximo relativo (X-X) y estabilidad, seguridad y funcionalidad:** La correlación positiva alta ($r = 0.856$) y un valor de p significativo ($p = 0.030$) indican que existe una relación significativa entre el desplazamiento máximo relativo en la dirección X-X y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura.
- **Correlación entre desplazamiento máximo relativo (Y-Y) y estabilidad, seguridad y funcionalidad:** La correlación positiva alta ($r = 0.834$) y un valor de p significativo ($p = 0.038$) muestran que existe una relación significativa entre el desplazamiento máximo relativo en la dirección Y-Y y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura.

- **Correlación entre desplazamiento lateral (carga de viento) y estabilidad, seguridad y funcionalidad:** La correlación positiva alta ($r = 0.792$) y un valor de p significativo ($p = 0.051$) indican que hay una relación significativa entre el desplazamiento lateral debido a la carga de viento y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura.
- **Correlación entre esfuerzos internos en columnas y estabilidad, seguridad y funcionalidad:** La correlación positiva alta ($r = 0.812$) y un valor de p significativo ($p = 0.045$) indican una relación significativa entre los esfuerzos internos en las columnas y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura.
- **Correlación entre verificación de columna HSSE-200X300X4.5 y estabilidad, seguridad y funcionalidad:** La correlación positiva alta ($r = 0.874$) y un valor de p significativo ($p = 0.026$) indican que existe una relación significativa entre la verificación de las columnas y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura.
- **Correlación entre verificación de correa HSSE-50X150X3.18 y estabilidad, seguridad y funcionalidad:** La correlación positiva alta ($r = 0.891$) y un valor de p significativo ($p = 0.021$) muestran una relación significativa entre la verificación de las correas y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura.
- **Correlación entre resistencia a cortante (V_r) y estabilidad, seguridad y funcionalidad:** La correlación positiva alta ($r = 0.844$) y un valor de p significativo ($p = 0.034$) indican una relación significativa entre la resistencia a cortante y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura.
- **Correlación entre resistencia a flexión (M_r) y estabilidad, seguridad y funcionalidad:** La correlación positiva alta ($r = 0.823$) y un valor de p significativo ($p = 0.042$) indican una relación significativa entre la resistencia a flexión y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura.

Dado que los valores de p son menores a 0.05 para todas las variables analizadas, se rechaza la hipótesis nula (H_0). Esto significa que existe una relación significativa entre el diseño de una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, cumpliendo con las condiciones locales y normativas vigentes, y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la nueva estructura.

4.4. Discusión de resultados

La discusión de los resultados de la prueba de hipótesis realizada para este estudio se centra en tres hipótesis clave relacionadas con la evaluación del estado actual de las columnas metálicas preexistentes, la identificación de factores de deterioro en las vigas metálicas originales y el diseño estructural de integración de nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes. A continuación, se presentan los resultados y su interpretación en detalle.

Primera Hipótesis

Para probar esta hipótesis, se utilizó una prueba de correlación de Pearson. Los datos de las inspecciones técnicas y las pruebas de carga fueron ingresados en el software SPSS. Los resultados del análisis de correlación mostraron que el espesor de las columnas tiene una correlación positiva alta ($r = 0.875$, $p = 0.021$) con la capacidad de carga, indicando que a mayor espesor, mayor capacidad de carga. La corrosión presentó una correlación negativa alta ($r = -0.925$, $p = 0.008$), demostrando que a mayor corrosión, menor es la capacidad de carga. De manera similar, la desviación también tuvo una correlación negativa alta ($r = -0.914$, $p = 0.011$), sugiriendo que a mayor desviación, menor capacidad de carga.

Estos resultados indican que la evaluación del estado actual de las columnas metálicas preexistentes mediante inspecciones técnicas y análisis estructurales es significativamente relevante para determinar su capacidad de

carga y su viabilidad para soportar nuevas vigas metálicas. Por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa.

Segunda Hipótesis

Para esta hipótesis, se utilizó nuevamente una prueba de correlación de Pearson. Los datos del análisis de causas de deterioro y las medidas de mitigación se ingresaron en SPSS. Los resultados mostraron una correlación negativa alta entre la corrosión y la eficacia de las medidas de mitigación ($r = -0.876$, $p = 0.021$), entre la deformación y la eficacia de las medidas de mitigación ($r = -0.893$, $p = 0.018$), y entre la pérdida de material y la eficacia de las medidas de mitigación ($r = -0.812$, $p = 0.036$). Estos resultados indican que a mayor deterioro (corrosión, deformación y pérdida de material), menor es la eficacia de las medidas de mitigación implementadas.

Dado que los valores de p son menores a 0.05 para todas las variables analizadas, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa. Esto confirma que la identificación y análisis de los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales son esenciales para la implementación de medidas de mitigación efectivas en la nueva construcción.

Tercera Hipótesis

Para esta hipótesis, se utilizó una prueba de correlación de Pearson con datos del modelado computacional y el análisis de diseño estructural. Los resultados mostraron correlaciones positivas altas y significativas para todas las variables analizadas. Por ejemplo, el desplazamiento máximo relativo en la dirección X-X presentó una correlación alta ($r = 0.856$, $p = 0.030$) con la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura. Similarmente, las verificaciones de columnas y correas mostraron correlaciones positivas altas con valores de p significativos.

Estos resultados demuestran que el diseño de una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, cumpliendo con las

condiciones locales y normativas vigentes, es crucial para garantizar la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la nueva estructura. Por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa.

En conclusión, los análisis de correlación de Pearson realizados en SPSS confirmaron que existe una relación significativa entre las variables estudiadas y los resultados esperados en términos de capacidad de carga, eficacia de medidas de mitigación y diseño estructural. Esto respalda la importancia de una evaluación detallada y un diseño cuidadoso para asegurar la viabilidad y seguridad de las estructuras metálicas en el distrito de Simón Bolívar, Pasco.

CONCLUSIONES

La investigación llevada a cabo en el distrito de Simón Bolívar, Pasco, en el año 2023, ha demostrado que mediante un análisis exhaustivo de las estructuras preexistentes y el desarrollo de un diseño estructural que integre nuevas vigas metálicas, es viable mejorar las coberturas metálicas existentes. Esta conclusión se fundamenta en resultados cuantitativos y cualitativos obtenidos a partir de diversas evaluaciones y modelados estructurales. Los análisis realizados mediante inspecciones técnicas y pruebas de carga en columnas metálicas preexistentes mostraron una correlación significativa entre variables críticas como el espesor, la corrosión y la desviación con la capacidad de carga. Los valores obtenidos indicaron que columnas con menor corrosión y desviación, y mayor espesor, presentaron una mayor capacidad de carga ($r = 0.875$, $p = 0.021$ para el espesor; $r = -0.925$, $p = 0.008$ para la corrosión; $r = -0.914$, $p = 0.011$ para la desviación). Estas correlaciones positivas y significativas sugieren que las columnas preexistentes, cuando adecuadamente evaluadas y reforzadas, pueden soportar nuevas vigas metálicas. La implementación de medidas de mitigación efectivas, como tratamientos anticorrosivos y refuerzos estructurales, mostró una relación significativa con la reducción de los factores de deterioro en las vigas metálicas originales ($r = -0.876$, $p = 0.021$ para corrosión; $r = -0.893$, $p = 0.018$ para deformación; $r = -0.812$, $p = 0.036$ para pérdida de material). Estas correlaciones indican que las medidas de mitigación aplicadas son efectivas para mejorar la durabilidad y funcionalidad de las vigas en las coberturas metálicas. Los resultados del modelado computacional mostraron que el diseño estructural que integra nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes cumple con las normativas vigentes y mejora la estabilidad, seguridad y funcionalidad de las estructuras. Los desplazamientos máximos relativos bajo cargas sísmicas y de viento estuvieron dentro de los límites permisibles, con correlaciones positivas significativas entre las características del diseño estructural y la estabilidad ($r = 0.856$, $p = 0.030$), seguridad ($r = 0.834$, $p = 0.038$) y funcionalidad ($r = 0.874$, $p = 0.026$) de la estructura. Las inspecciones técnicas

revelaron que las columnas metálicas, a pesar de presentar signos de corrosión y deformaciones en algunos casos, mantienen una capacidad de carga adecuada cuando se implementan las medidas de refuerzo y mantenimiento necesarias. La evaluación cualitativa sugiere que con el mantenimiento adecuado, estas columnas pueden ser reutilizadas de manera efectiva en el nuevo diseño estructural. Las medidas de mitigación propuestas y aplicadas, como el tratamiento anticorrosivo y los refuerzos estructurales, han demostrado ser efectivas en la reducción del deterioro y la mejora de la capacidad de carga de las vigas metálicas. Estas intervenciones no solo prolongan la vida útil de las estructuras, sino que también aseguran la estabilidad y funcionalidad de las coberturas metálicas. El desarrollo de un diseño estructural que integra nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes ha mostrado ser una solución viable y eficiente para mejorar las coberturas metálicas en el distrito de Simón Bolívar. El cumplimiento de las normativas locales e internacionales asegura que las estructuras son seguras y estables, adaptándose adecuadamente a las condiciones ambientales y de carga del área. En conclusión, los resultados obtenidos a partir de esta investigación confirman que un análisis exhaustivo y un diseño estructural bien planificado y ejecutado pueden mejorar significativamente las coberturas metálicas existentes en el distrito de Simón Bolívar. La integración de nuevas vigas metálicas con columnas preexistentes no solo es viable, sino que también garantiza una estructura segura, estable y duradera, cumpliendo con las condiciones y normativas vigentes para el año 2023

- Si se evalúa adecuadamente el estado actual de las columnas metálicas preexistentes mediante inspecciones técnicas y análisis estructurales, entonces se puede determinar su capacidad de carga y su viabilidad para soportar nuevas vigas metálicas, indicamos que el análisis de correlación de Pearson realizado en SPSS mostró una correlación positiva alta entre el espesor de las columnas y su capacidad de carga ($r = 0.875$, $p = 0.021$), así como correlaciones negativas

significativas entre la corrosión y la capacidad de carga ($r = -0.925$, $p = 0.008$) y entre la desviación y la capacidad de carga ($r = -0.914$, $p = 0.011$). Estos resultados cuantitativos indican que las columnas con mayor espesor y menor corrosión y desviación tienen una mayor capacidad de carga, lo que permite determinar su viabilidad para soportar nuevas vigas metálicas. Las inspecciones técnicas revelaron que las columnas metálicas, a pesar de algunos signos de deterioro, mantienen una capacidad de carga adecuada cuando se implementan las medidas de refuerzo necesarias. La evaluación cualitativa sugiere que, con el mantenimiento adecuado, estas columnas pueden ser reutilizadas de manera efectiva en el nuevo diseño estructural. Este análisis confirma la viabilidad de las columnas metálicas preexistentes para soportar nuevas vigas metálicas, proporcionando una base sólida para la mejora de las estructuras existentes

- Si se identifican y analizan los factores que han contribuido al deterioro de las vigas metálicas originales, entonces se pueden implementar medidas de mitigación efectivas en la nueva construcción para prevenir futuros deterioros. El análisis de correlación de Pearson mostró correlaciones negativas significativas entre la corrosión y la eficacia de las medidas de mitigación ($r = -0.876$, $p = 0.021$), entre la deformación y la eficacia de las medidas de mitigación ($r = -0.893$, $p = 0.018$), y entre la pérdida de material y la eficacia de las medidas de mitigación ($r = -0.812$, $p = 0.036$). Estos resultados cuantitativos indican que los factores de deterioro identificados están inversamente relacionados con la eficacia de las medidas de mitigación implementadas. Las medidas de mitigación propuestas, como los tratamientos anticorrosivos y los refuerzos estructurales, demostraron ser efectivas para reducir los factores de deterioro en las vigas metálicas originales. La implementación de estas medidas no solo mejoró la durabilidad y funcionalidad de las vigas, sino que también aseguró la estabilidad y seguridad de las estructuras. La identificación y el análisis exhaustivo de los factores de deterioro permitieron la

aplicación de estrategias de mitigación adecuadas, previniendo futuros deterioros y prolongando la vida útil de las vigas metálicas

- Si se diseña una estructura que integre nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, cumpliendo con las condiciones locales y normativas vigentes, entonces se garantiza que la nueva estructura será estable, segura y funcional, adaptándose adecuadamente al entorno y las restricciones presentes. El análisis de correlación de Pearson indicó correlaciones positivas significativas entre las características del diseño estructural (como los desplazamientos, esfuerzos internos y verificación de secciones) y la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura. Por ejemplo, la correlación entre el desplazamiento máximo relativo en la dirección X-X y la estabilidad fue alta ($r = 0.856$, $p = 0.030$). De manera similar, la verificación de la columna HSSE-200X300X4.5 y la correa HSSE-50X150X3.18 mostraron correlaciones positivas altas con la estabilidad, seguridad y funcionalidad ($r = 0.874$, $p = 0.026$ y $r = 0.891$, $p = 0.021$, respectivamente). El desarrollo de un diseño estructural que integra nuevas vigas metálicas con las columnas preexistentes, cumpliendo con las condiciones locales y normativas vigentes, ha demostrado ser una solución viable y efectiva para mejorar las coberturas metálicas en el distrito de Simón Bolívar. Las simulaciones computacionales confirmaron que las nuevas estructuras cumplen con las normativas de desplazamientos y esfuerzos, asegurando la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura. Este diseño no solo mejora la rigidez y la capacidad de carga de la estructura, sino que también se adapta adecuadamente al entorno y las restricciones presentes, garantizando su desempeño seguro y duradero (American Psychological Association, 2020).

RECOMENDACIONES

Realización de Inspecciones Técnicas Periódicas:

- Se recomienda llevar a cabo inspecciones técnicas regulares para evaluar el estado de las columnas metálicas preexistentes y detectar cualquier signo de deterioro o daño estructural. Estas inspecciones deben incluir la medición del espesor, evaluación de la corrosión y análisis de las desviaciones.

Implementación de Tratamientos Anticorrosivos:

- Aplicar recubrimientos protectores, como pintura anticorrosiva o galvanización en caliente, para reducir la velocidad de corrosión y aumentar la vida útil de las vigas y columnas metálicas. Estas intervenciones deben realizarse en un ambiente controlado y revisarse periódicamente para asegurar su efectividad.

Refuerzo de Estructuras Deterioradas:

- Adicionar placas de acero o perfiles adicionales a las vigas y columnas que presenten signos significativos de deterioro para incrementar su capacidad de carga y rigidez estructural. Estos refuerzos deben diseñarse y aplicarse bajo la supervisión de un ingeniero estructural especializado.

Monitoreo Continuo de Condiciones Ambientales y Estructurales:

- Instalar sensores y sistemas de monitoreo continuo para detectar cambios en la condición estructural de las vigas y columnas. Estos sistemas deben proporcionar datos en tiempo real para facilitar la planificación de intervenciones preventivas.

Desarrollo de un Programa Integral de Mantenimiento Preventivo:

- Establecer un programa de mantenimiento que incluya todas las medidas recomendadas, como inspecciones regulares, tratamientos anticorrosivos, refuerzos estructurales y reparaciones localizadas. Este programa debe revisarse y actualizarse regularmente para asegurar su efectividad.

Educación y Capacitación del Personal:

- Capacitar al personal encargado de las inspecciones y el mantenimiento en técnicas de evaluación estructural, aplicación de tratamientos anticorrosivos y ejecución de refuerzos estructurales. La formación continua del personal es crucial para mantener la integridad y seguridad de las estructuras.

Evaluación y Mitigación de Factores Ambientales:

- Implementar medidas para controlar la humedad y otros factores ambientales que aceleran la corrosión y el deterioro de las estructuras metálicas. Esto incluye el uso de deshumidificadores, mejora de la ventilación y el drenaje en áreas críticas.

Uso de Materiales Alternativos de Alta Resistencia:

- Considerar la utilización de materiales más resistentes a la corrosión y la fatiga para futuras construcciones o reemplazos de vigas y columnas. Evaluar las opciones disponibles y realizar pruebas comparativas para seleccionar los materiales más adecuados.

Rediseño de Estructuras con Foco en Normativas y Condiciones Locales:

- Asegurar que cualquier rediseño o mejora estructural cumpla con las normativas locales e internacionales vigentes, así como con las condiciones específicas del entorno. El diseño debe ser revisado y validado por ingenieros estructurales competentes.

Desarrollo de Planes de Contingencia:

- Crear planes de contingencia para eventos sísmicos y condiciones climáticas extremas, asegurando que todas las medidas de seguridad y evacuación estén claramente definidas y comunicadas a los usuarios de la estructura.

Documentación y Registro de Intervenciones:

- Mantener un registro detallado de todas las inspecciones, tratamientos, refuerzos y reparaciones realizadas en las estructuras. Esta documentación es vital para el seguimiento del estado estructural y la planificación de futuras intervenciones.

Promoción de Investigación Continua:

- Fomentar la investigación continua en técnicas y materiales avanzados para la mejora de estructuras metálicas. Colaborar con instituciones académicas y profesionales del sector para mantenerse al día con las innovaciones y mejores prácticas en el campo de la ingeniería estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

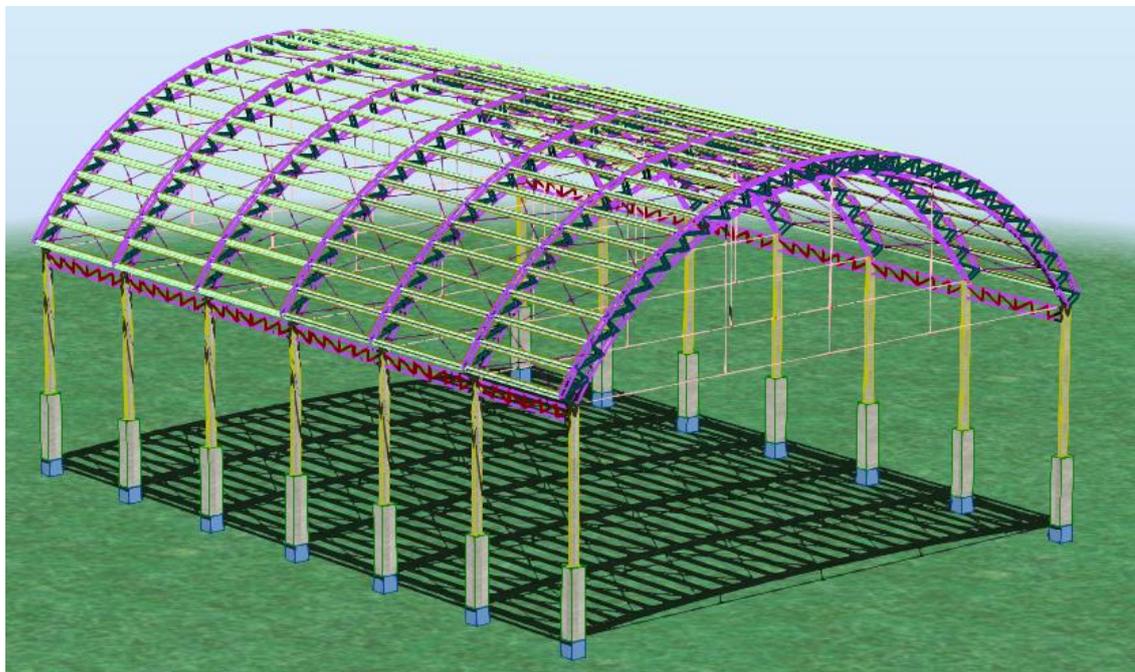
- Ashby, M. F., & Jones, D. R. H. (2012). *Engineering Materials 1: An Introduction to Properties, Applications, and Design*. Butterworth-Heinemann.
- Beer, F. P., Johnston, E. R., DeWolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2014). *Mechanics of Materials*. McGraw-Hill Education.
- Budynas, R. G., & Nisbett, J. K. (2015). *Shigley's Mechanical Engineering Design*. McGraw-Hill Education.
- Callister, W. D. (2007). *Materials Science and Engineering: An Introduction*. John Wiley & Sons.
- Dietmar, G. (2010). *Mechanical Properties of Materials*. Springer.
- Gere, J. M., & Timoshenko, S. P. (1997). *Mechanics of Materials*. PWS Publishing Company.
- Gordon, J. E. (2003). *The New Science of Strong Materials: Or Why You Don't Fall through the Floor*. Princeton University Press.
- Ashby, M. F., & Jones, D. R. H. (2012). *Engineering Materials 1: An Introduction to Properties, Applications, and Design*. Butterworth-Heinemann.
- Beer, F. P., Johnston, E. R., DeWolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2014). *Mechanics of Materials*. McGraw-Hill Education.
- Budynas, R. G., & Nisbett, J. K. (2015). *Shigley's Mechanical Engineering Design*. McGraw-Hill Education.
- Callister, W. D. (2007). *Materials Science and Engineering: An Introduction*. John Wiley & Sons.
- Gere, J. M., & Timoshenko, S. P. (1997). *Mechanics of Materials*. PWS Publishing Company.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- CSI (2021). *SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design*. Computers and Structures, Inc. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>

- Irvine, H. M. (1981). Cable Structures. MIT Press.
- Logan, D. L. (2012). A First Course in the Finite Element Method. Cengage Learning.
- McCormac, J. C., & Nelson, J. K. (2006). Structural Analysis. John Wiley & Sons.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS). (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones. Recuperado de <https://www.gob.pe/mvcs>
- roomfield, J. P. (2002). Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair. CRC Press.
- Dowling, N. E. (2012). Mechanical Behavior of Materials: Engineering Methods for Deformation, Fracture, and Fatigue. Prentice Hall.
- Fontana, M. G. (2005). Corrosion Engineering. McGraw-Hill Education.
- Hester, W. T., & Boothroyd, G. (2007). Fundamentals of Maintenance Management. Industrial Press Inc.
- Jones, D. A. (2013). Principles and Prevention of Corrosion. Prentice Hall.
- Kaiser, M. J., & Houck, J. D. (2001). Handbook of Maintenance Management and Engineering. Springer.
- Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. M. (2006). Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. McGraw-Hill Education.
- Neville, A. M. (2011). Properties of Concrete. Prentice Hall.
- Revie, R. W., & Uhlig, H. H. (2008). Corrosion and Corrosion Control: An Introduction to Corrosion Science and Engineering. Wiley.
- Schijve, J. (2009). Fatigue of Structures and Materials. Springer.
- Shah, S. P., & Ahmad, S. H. (1994). High Performance Concretes and Applications. Edward Arnold.
- Stephens, R. I., Fatemi, A., Stephens, R. R., & Fuchs, H. O. (2001). Metal Fatigue in Engineering. John Wiley & Sons.

ANEXOS

TITULO:

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL



PROYECTO:

“AMPLIACIÓN DEL SERVICIO DE PRACTICA DEPORTIVA Y/O RECREATIVA EN GRASS SINTÉTICO, CON COBERTURAS Y LUMINARIAS EN LAS LOCALIDADES DE YURAJHUANCA, QUIULACOCOA Y CHAMPAMARCA DEL DISTRITO DE SIMÓN BOLÍVAR, PROVINCIA DE PASCO, DEPARTAMENTO DE PASCO”

PRESENTADO POR:

Ing.

Noviembre del 2023

ÍNDICE

Contenido

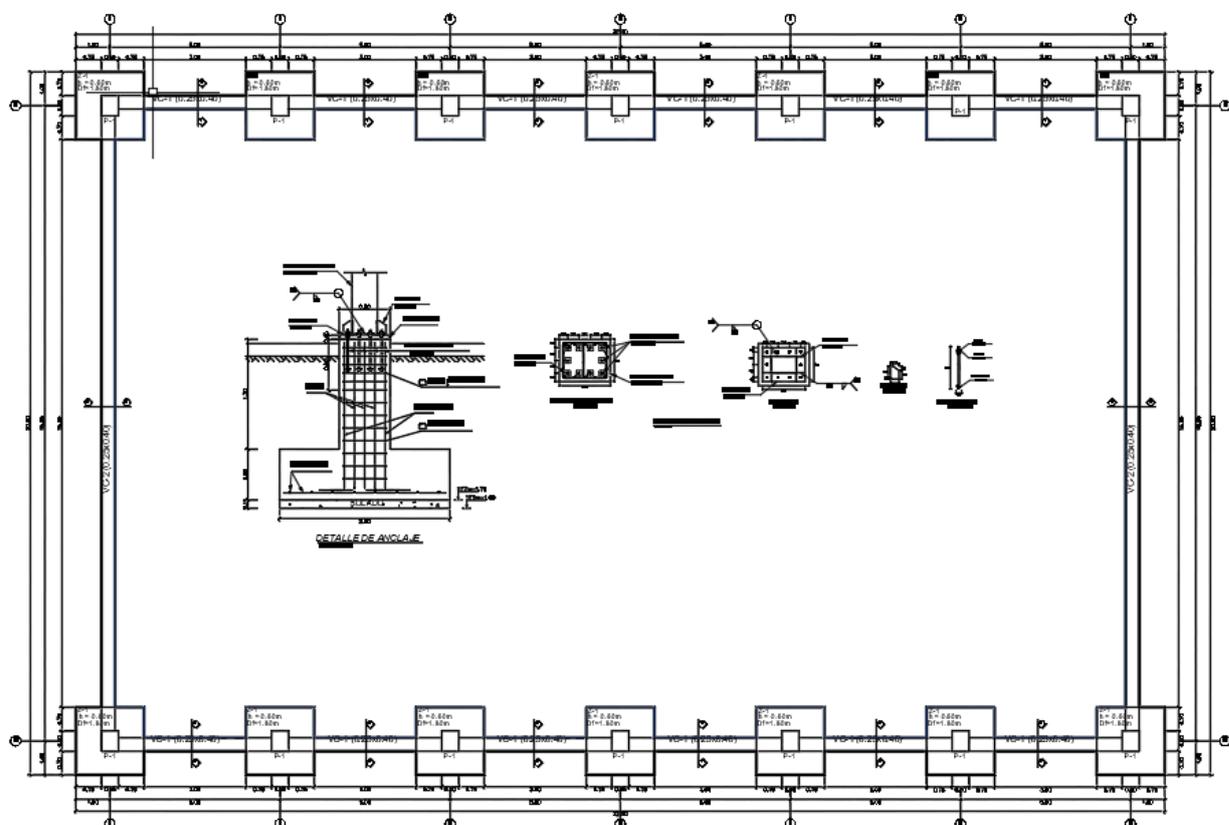
ÍNDICE	2
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	3
CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL	4
1. CÁLCULO DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA	4
1.1. CARGA PERMANENTE (D)	4
1.2. CARGA VIVA (Lr)	5
1.3. CARGA POR LLUVIA (R).....	6
1.4. CARGA DE NIEVE (S).....	6
1.5. CÁLCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO (W).....	6
2. ASIGNACIÓN DE ESTADOS DE CARGA	8
3. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA ACTUAL	12
3.1. CONSIDERACIONES SÍSMICAS	12
3.2. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE AL ESTRUCTURA	14
3.3. DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	19
3.4. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS POR VIENTO	19
3.5. ANÁLISIS DE CORREAS	20
4. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA	21
4.1. CONSIDERACIONES SÍSMICAS	21
4.2. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE AL ESTRUCTURA	22
4.3. DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	28
4.4. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS POR VIENTO	29
5. ASIGNACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA	29
6. DISEÑO ESTRUCTURAL	31
• VERIFICACIÓN DE COLUMNA HSSE-200X300X4.5MM	31
• VERIFICACIÓN CORREA HSSE-50X150X3.18MM	40
• VERIFICACIÓN DE CIMENTACIÓN	48
7. CONCLUSIONES	53

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En el presente estudio, se realizó el dimensionado y calculo estructural del Proyecto: “AMPLIACIÓN DEL SERVICIO DE PRACTICA DEPORTIVA Y/PO RECREATIVA EN GRASS SINTÉTICO, CON COBERTURAS Y LUMINARIAS EN LAS LOCALIDADES DE YURAJHUANCA, QUIULACOA Y CHAMPAMARCA DEL DISTRITO DE SIMÓN BOLÍVAR, PROVINCIA DE PASCO, DEPARTAMENTO DE PASCO”, el proyecto consta de una estructura metálica con columnas de concreto armado proyectada para uso de losa multideportiva, ubicado en la localidad de Quiulacocho.

La estructura consta de zapatas aisladas, conectadas con vigas de cimentación, columnas metálicas y techo con cobertura de tipo TR-4, la estructura metálica está destinada para usos recreativos y multideportivos.

Los límites de la cobertura son contiguos a los ejes 1 y 7. En la figura 1 se muestra la planta típica de la edificación.



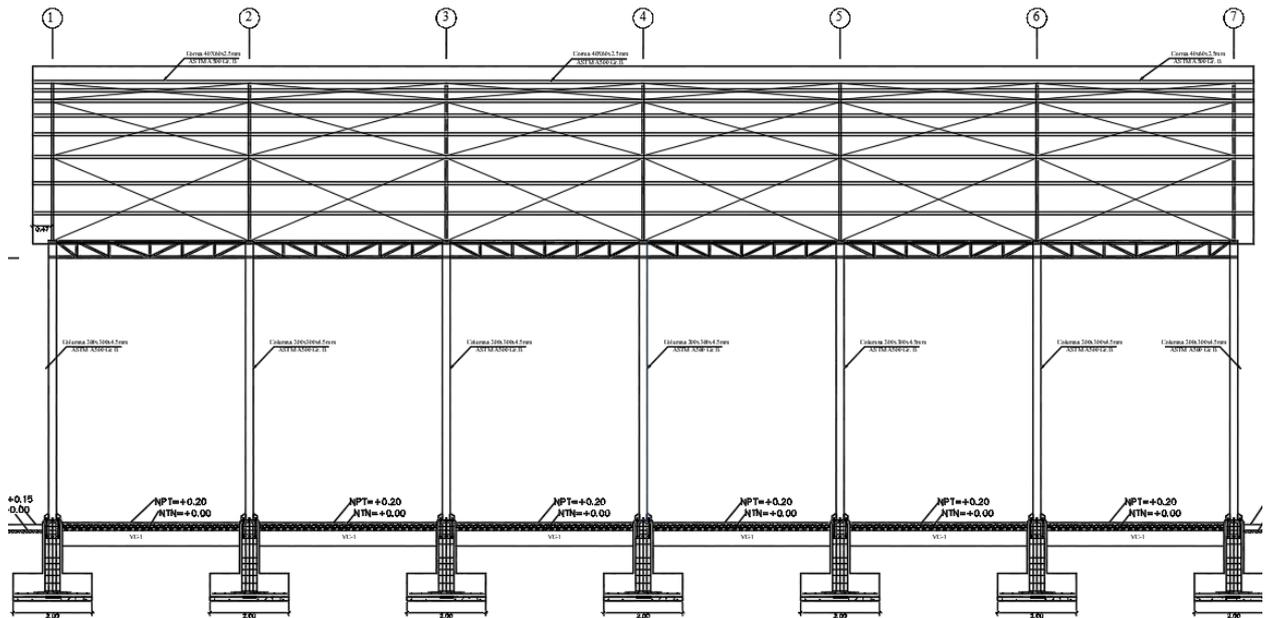


Figura 1: Estructuración

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

1. CALCULO DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

La obtención de las acciones actuantes sobre la estructura se realiza siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Las normas consideradas en el diseño son las siguientes:

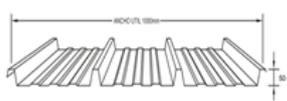
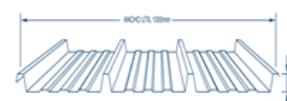
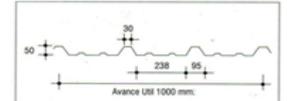
- Norma E.020 “Cargas”
- Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”
- Norma E.090 “Estructuras Metálicas”
- AISC 360-05

Se considera que las cargas aplicadas sobre la cobertura se transmiten hacia las correas, estas a su vez transmiten las fuerzas internas a los pórticos de la estructura.

1.1. CARGA PERMANENTE (D)

En los techos los principales miembros que califican como cargas muertas son: los largueros, las armaduras, los contra-venteos y la cubierta de techo.

- Cubierta: El siguiente cuadro muestra algunos productos del mercado local referente a cubiertas, los que se expresan en kg/m² para efectos de diseño.

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

Nota: Según el artículo 3 de la Norma E020 del RNE, establece que el peso real de los materiales que conforman la estructura, en este caso el techo, deberán determinarse mediante un análisis o usando la especificaciones de catálogo que ofrecen sus fabricantes. Se ha tenido en cuenta cualquier tipo de añadido posterior (solapes, tortillería empleada, etc.) y se estima que lo mejor es mayorar dicho valor hasta 8 kg/m² para la carga muerta de la cubierta y se considera un valor de 15 kg/m² el cual incluye el peso de la luminaria y los pesos de los elementos que conforman su instalación (tubos, cables, etc).

- Peso Propio de la estructura: mientras no estén diseñadas las armaduras, correas, contra-venteos, vigas transversales y columnas, no se podrá determinar exactamente su peso, por lo que aproximaremos el peso de acuerdo a la flecha y luz entre armaduras conforme a la experiencia de otros diseños validados.

LUZ (m)	INCLINACION			PLANO
	f/L = 1/2	f/L = 1/3	f/L = 1/4	
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

Una vez terminado el diseño se obtiene la carga muerta total que soporta la estructura, siendo este un proceso iterativo.

1.2. CARGA VIVA (Lr)

Teniendo en cuenta que la cubierta del galpón solamente será accesible para tareas de mantenimiento o reparación, obtenemos un valor aproximado para la sobrecarga de uso de la NTP. E.020. Artículo 7, la cual será de 30 kgf/m².

Adicionalmente a la carga viva de techo que son transmitidas por las correas, se considerará una carga viva (L) de montaje en los elementos primarios, considerando un peso promedio por persona de 80 kg para acomodado y soldadura, representando está el peso del operario, el criterio para aplicar esta carga será el de una carga puntual en los nudos intermedios entre los largueros.

1.3. CARGA POR LLUVIA (R)

Como la pendiente promedio del sistema es mayor a 2.1% no se considera que exista problema de encharcamiento. Por lo que solo se considera el peso por absorción de la cubierta, el cual podría definirse como el 25% del peso de la cobertura, por lo que el peso de lluvia considera será de 2.45 kg/m².

1.4. CARGA DE NIEVE (S)

Según el artículo 11.3 de la Norma E.020. RNE la carga básica de nieve (Qt) de la estructura, debido a la inclinación de 16 grados, será de $Q_t = 0.8 \cdot Q_s$.

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

Se considera el 80% del valor mínimo de la carga básica de nieve sobre los techos, la cual es de 32 kgf/m².

1.5. CALCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO (W)

Además de las cargas por gravedad, las correas reciben cargas provenientes de la presión o succión generada por el viento, estos a su vez transmiten dicha carga a los elementos primarios del techo. El cálculo de presión o succión se realizará de acuerdo al Artículo 12 de la Norma E.020 del RNE, en los ejes X-X y Y-Y. En paralelo se considerará el efecto del viento mediante la simulación de fluidos dinámico CFD del software Autodesk Robot Structural Analysis Professional, el cual actúa como un túnel de viento y nos permite visualizar los mapas de presión sobre el modelo, entregando así resultados más próximos.

CALCULO DE PRESION Y SUCCION

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

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

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:

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

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

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 (-): $C_1 = -0.6$

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

DIRECCION DEL VIENTO EJE X-X:

BARLOVENTO:

Considerando Presión (+): $C_1 = 0.7$

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

SOTAVENTO:

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

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

Nota: Como establece la Norma E.020 las cargas de viento serán analizadas simultáneamente por lo que se tomarán los efectos de presión-succión o succión- succión según corresponda.

2. 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).

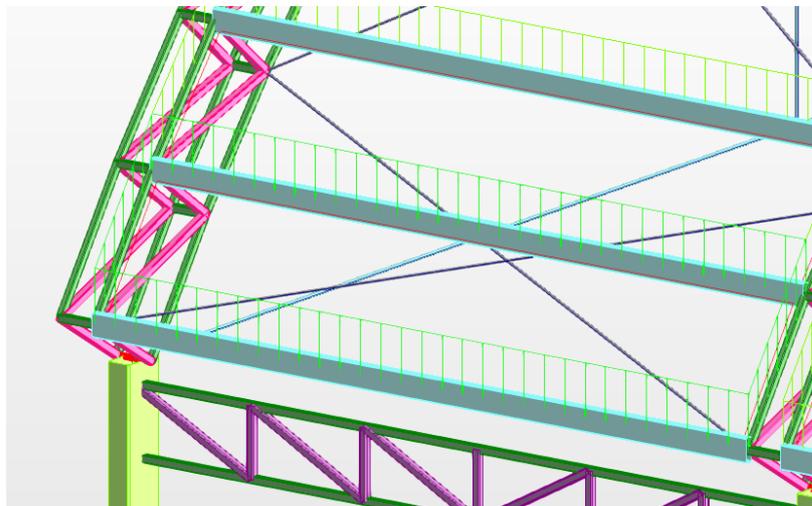


Figura 2: Asignación de carga muerta en el sistema

- Asignación de Carga Viva (L).

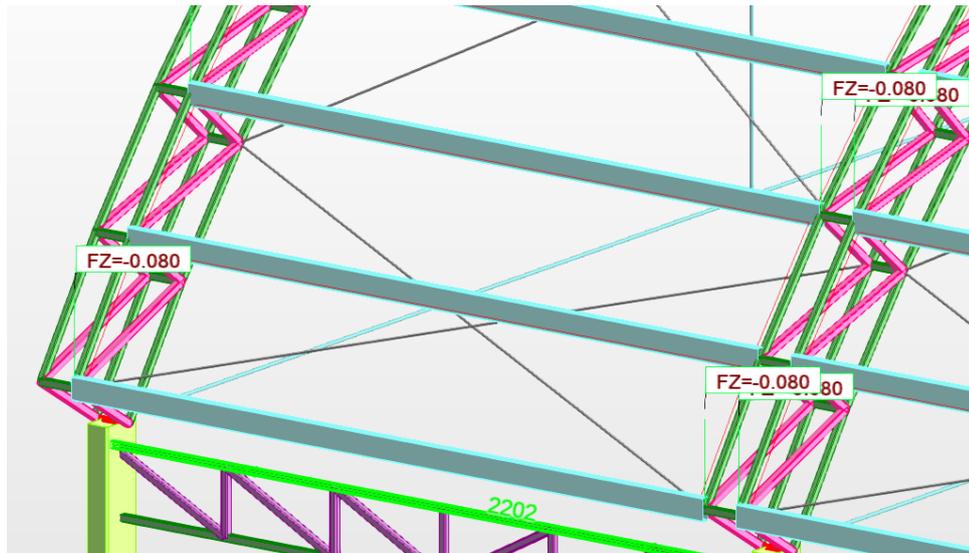


Figura 3: Asignación de carga viva en el sistema

- Asignación de Carga Viva de Techo (Lr).

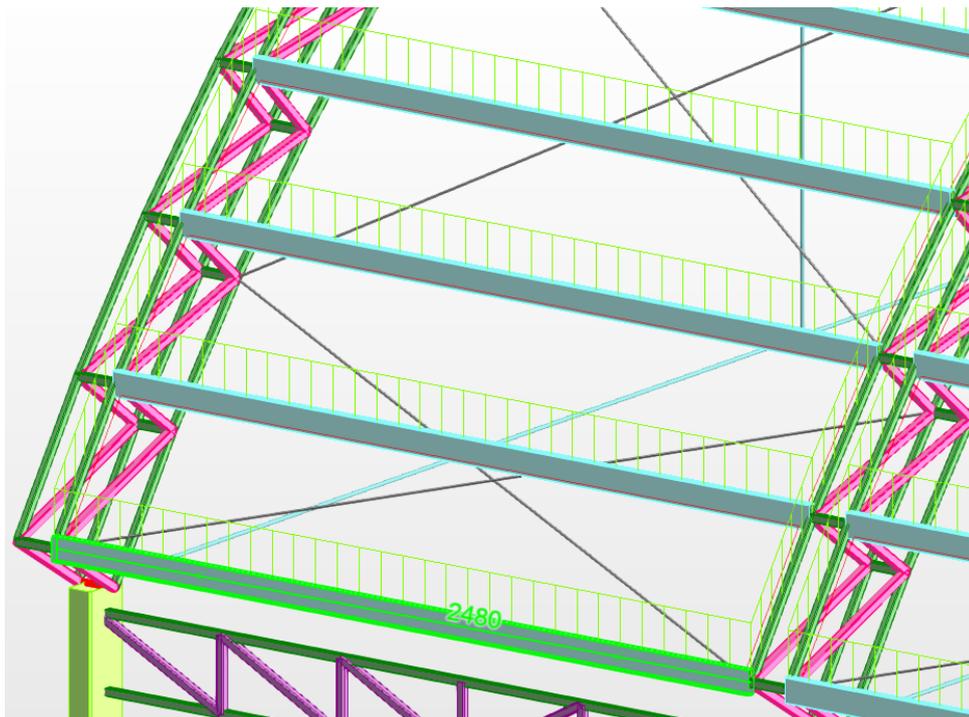


Figura 4: Asignación de carga viva de techo en el sistema

- Asignación de Carga de Viento (Lr).

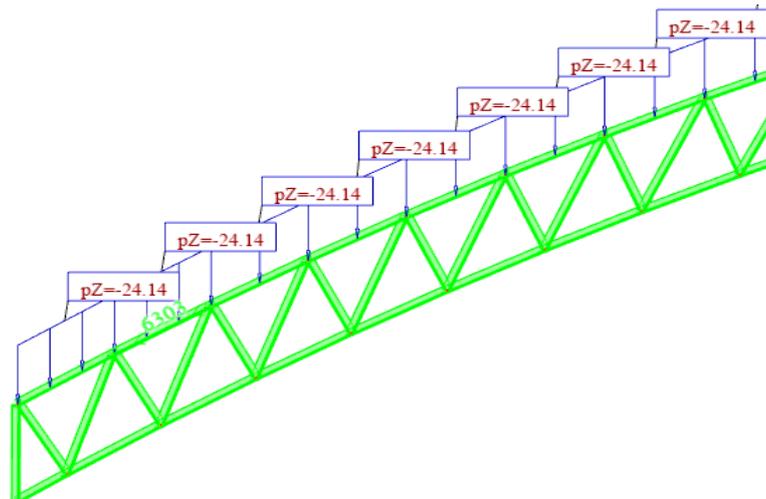


Figura 5: Asignación de carga de viento W(P-B)x

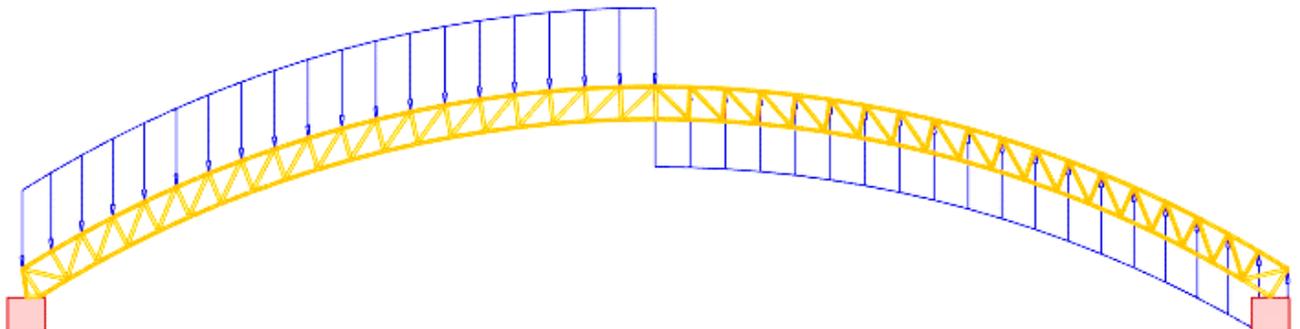
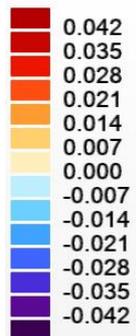


Figura 6: Asignación de carga de viento W(S-B)x

Así mismo, se sometió a la estructura a un análisis con túnel de viento mediante CFD (Computational Fluid Dynamics) el cual es una técnica utilizada para simular el flujo de aire alrededor de estructuras. Este análisis nos permite modelar digitalmente la geometría de la estructura y simular cómo el viento interactúa con ella, proporcionando datos detallados sobre las presiones, velocidades y cargas que actúan sobre la estructura que se muestran a continuación.

Pressure maps - Objects (tf/m2)



Wind X+ 21.336 m/s (f =1.00) Simulation

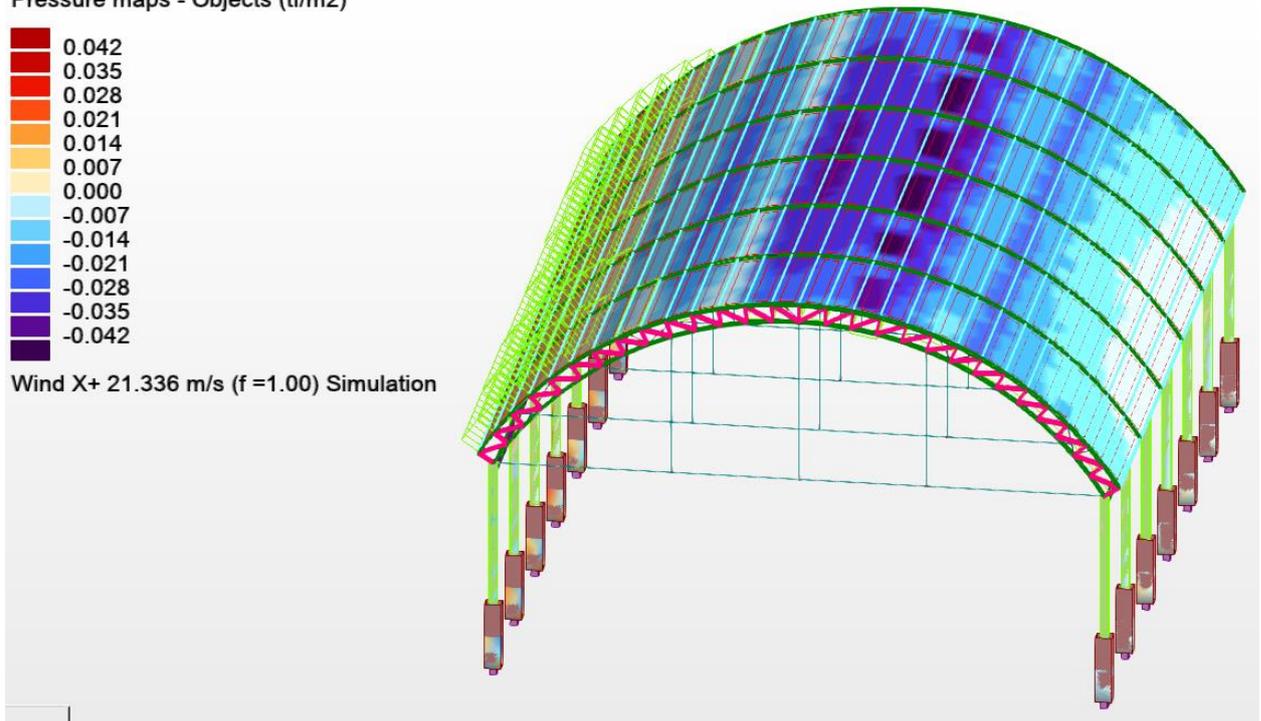


Figura 7: Viento en dirección X-X

Pressure maps - Objects (tf/m2)



Wind Y- 21.336 m/s (f =1.00) Simulation

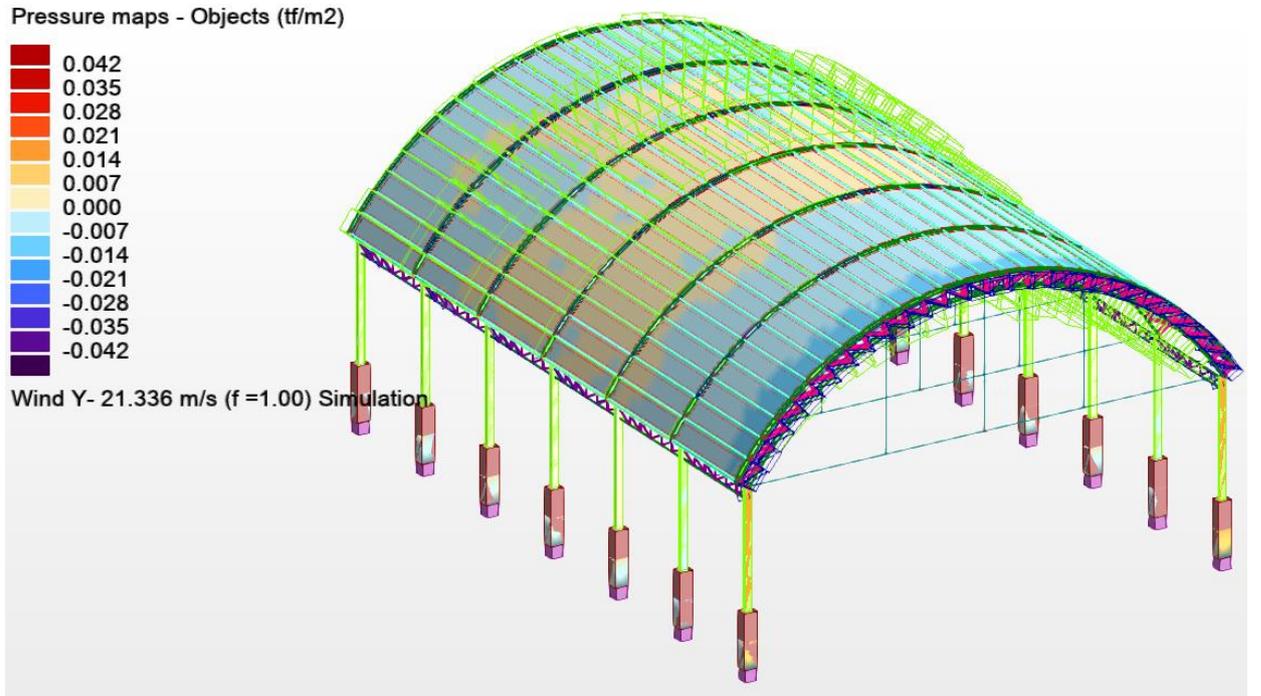


Figura 8: Viento en dirección Y-Y

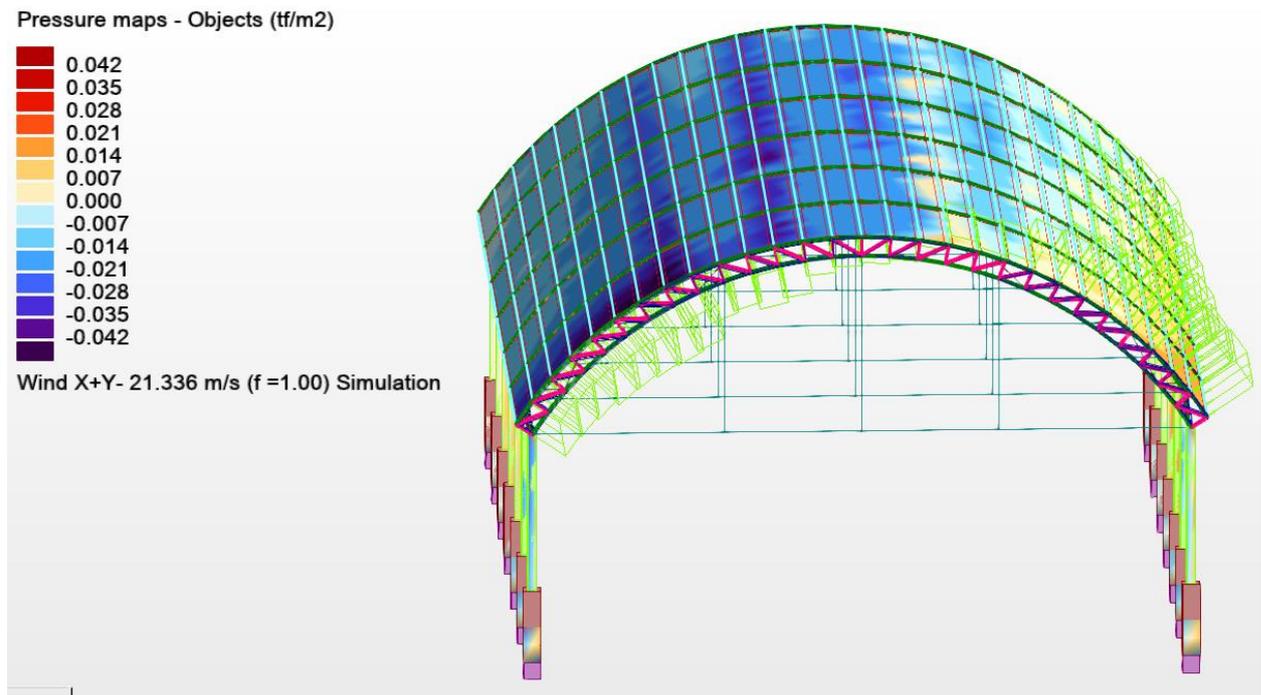


Figura 9: Viento en dirección X-Y

3. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA ACTUAL

El capítulo comprende el análisis de desplazamientos del sistema el cual esta relacionado directamente con la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (parámetros, procedimientos y condiciones de diseño).

3.1. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Las consideraciones adoptadas para poder realizar un análisis dinámico de la edificación son tomadas mediante movimientos de superposición espectral, es decir, basado en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

3.1.1. ZONIFICACION (Z):

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente se asigna un factor “Z” a cada una de las 4 zonas del territorio nacional.

Para el presente proyecto en estudio se asigno un factor de zona en función a la ubicación, la zona (F_{zona} = “Corresponde a Zona 3 y su factor es: $Z=0.35$ ”) posee un factor de zonificación de $Z_Z=0.35$

3.1.2. PARAMETROS DE SUELO (S):

Para efectos de la aplicación de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente se considera que el perfil de suelo para la zona de estudio es de tipo:

$$Tipo_{suelo} = \text{“S2: Suelos Intermedios”}$$

Los parámetros de sitio son los siguientes:

-El factor de amplificación de suelo se considera:

$$S_S = 1.15$$

-Los parámetros T_P y T_L , asociados con el tipo de suelo son:

$$T_P = 0.6 \text{ s}$$

$$T_L = 2 \text{ s}$$

3.1.3. FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C):

De acuerdo a las características de sitio, se define al factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

El valor de este factor en nuestro proyecto será de:

$$C_{CX} = 2.5 \quad C_{CY} = 2.5$$

3.1.4. CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U):

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, el presente proyecto es clasificado según la E.030. Diseño Sismorresistente como C_{edf} = “Categoría B: Edificaciones Importantes” la norma establece un factor de importancia $F_{USO} = 1.3$, que es el valor que se tomará para los análisis.

3.1.5. SISTEMAS ESTRUCTURALES (R):

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica ($R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$) que en el presente estudio será de:

$$R_X = 4$$

$$R_Y = 4$$

Se consideraron las irregularidades tanto en elevación como en altura.

3.2. ANALISIS SISMORRESISTENTE DE AL ESTRUCTURA

De acuerdo a los procedimientos señalados y tomando en cuenta las características de los materiales y cargas que actúan sobre las estructuras e influyen en el comportamiento de las mismas ante las sollicitaciones sísmicas, se muestra a continuación el análisis realizado para la obtención de estos resultados.

$$Z_Z = 0.35$$

$$F_{USO} = 1.3$$

$$C_{CX} = 2.5$$

$$C_{CY} = 2.5$$

$$S_S = 1.15$$

$$R_X = 4$$

$$R_Y = 4$$



3.2.1. MODELO PSEUDOTRIDIMENSIONAL

El comportamiento dinámico de las estructuras se determina mediante la generación de modelos matemáticos que consideren la contribución de los elementos estructurales tales como vigas, columnas, muros de concreto y muros de albañilería en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de los sismos son del tipo inercial y proporcional a su peso, por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de las masas en la estructura.

El modelo pseudotridimensional para evaluar el comportamiento dinámico de la edificación se muestra en la figura 10 y 11.

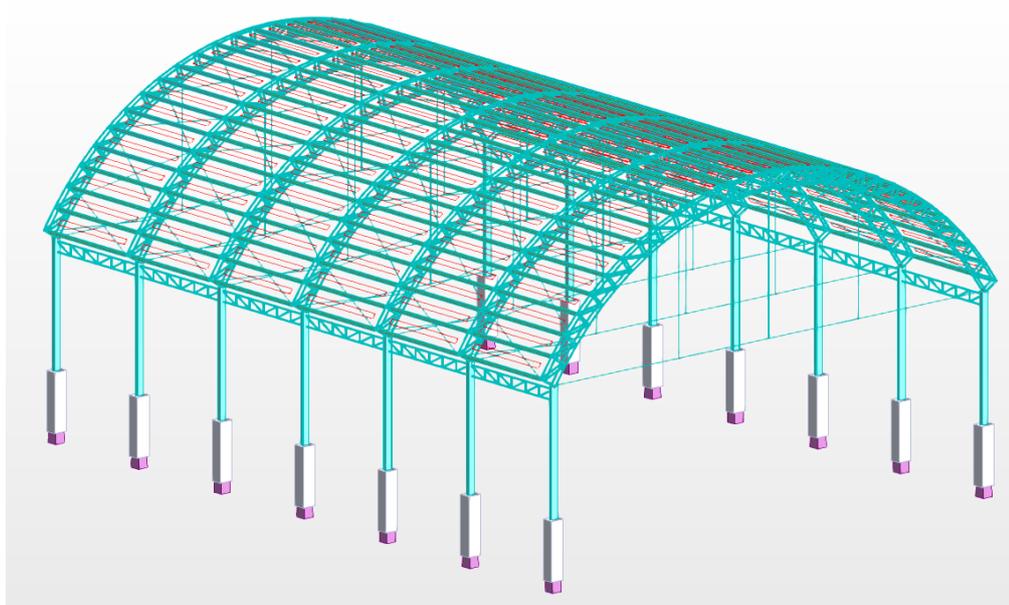


Figura 10: Isométrico Modelo Pseudotridimensional

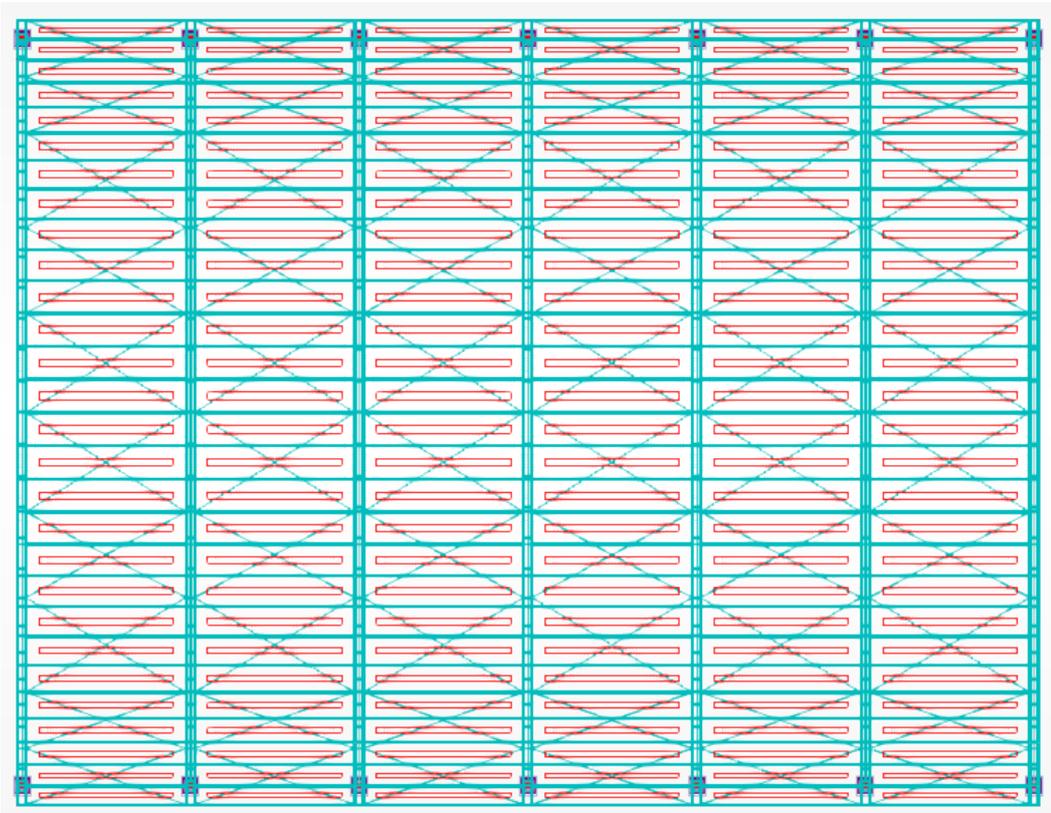


Figura 11: Vista en Planta Modelo Pseudotridimensional

3.2.2. DATOS GENERALES DEL SISMO

Caracterización del emplazamiento

Factor de zona sísmica

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019): $Z_Z=0.35$

Factor de importancia

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 3) .
: $F_{USO}=1.3$

Tipo de amplificación de suelo

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, 2.3.1.) .
: $S_S=1.15$

Periodo de la plataforma del espectro

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 4) .
: $T_P=0.6 s$

Periodo que define el inicio de la zona el espectro con desplazamiento cte

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 4) .
: $T_L=2 s$

Factor de amplificación sísmica

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019):
 $C_{CX}=2.5$
 $C_{CY}=2.5$

Sistema estructural

R_{0X} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 7 : $R_{0X}=4$

R_{0Y} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 7 : $R_{0Y}=4$

I_{aX} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 8 : $I_{aX}=1$

I_{aY} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 8 : $I_{aY}=1$

I_{pX} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 9 : $I_{pX}=1$

I_{pY} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 9 : $I_{pY}=1$

Estimación del periodo fundamental de la estructura

Altura de la edificación

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, 4.5.4.) .
: $h_n=7.95 m$

Periodo fundamental-método empírico

$$C_{TX}=35$$

$$C_{TY}=35$$

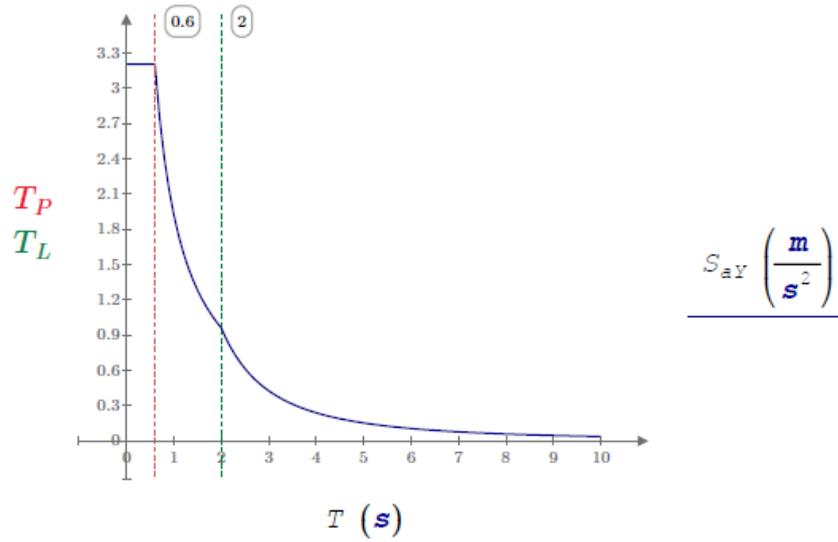
$$T_{xx}=0.191 s$$

$$T_{yy}=0.191 s$$

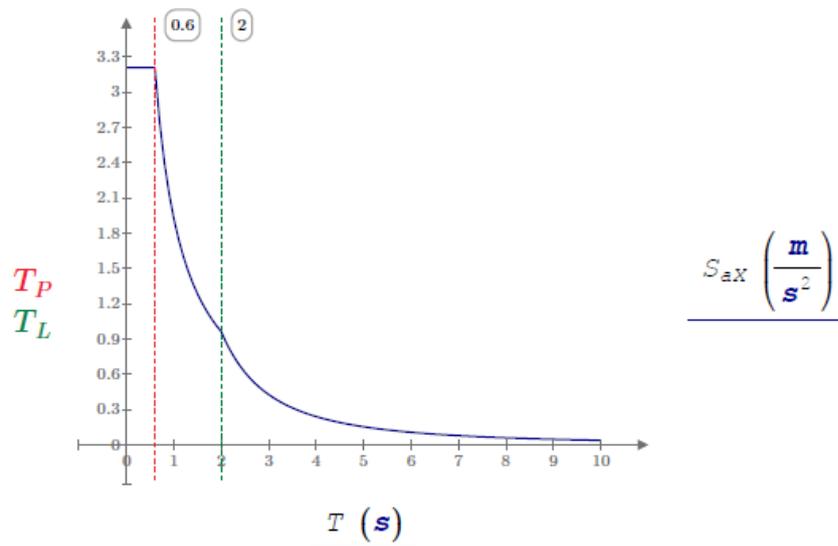
3.2.3. ESPECTRO DE CALCULO

3.2.3.1. ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES

Espectro de Pseudo-Aceleraciones X-X



Espectro de Pseudo-Aceleraciones Y-Y



3.2.4. ANALISIS SISMICO ESTATICO

3.2.4.1. ESTIMACION DEL PESO SISMICO

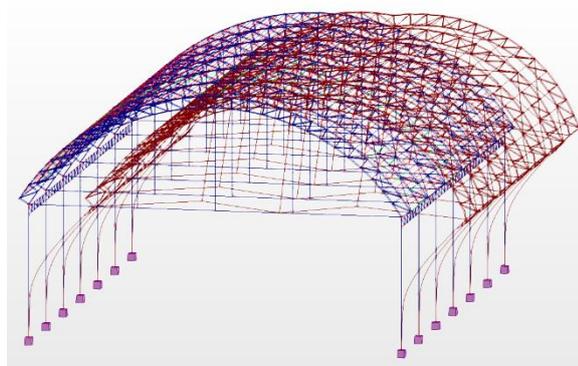
El peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera:

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

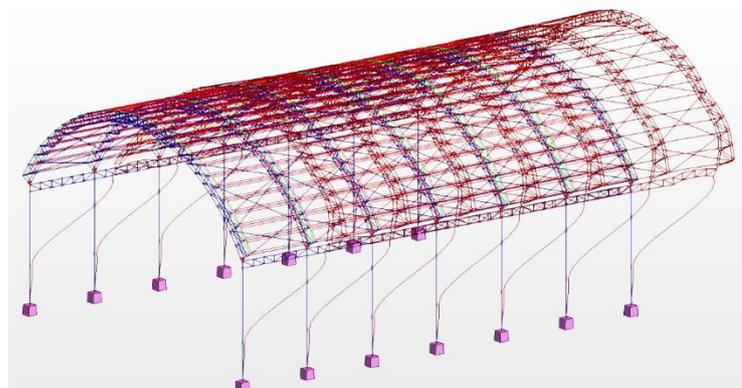
(NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE , 2018, p. 20)

En nuestro caso, 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 quedaría de la siguiente manera:

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



$$T_{MY} = 0.539 \text{ s}$$



$$T_{MX} = 0.479 \text{ s}$$

3.3. 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.

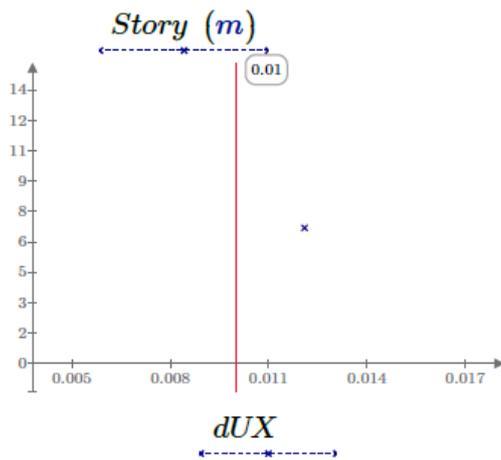
Límites para la distorsión de Entrepiso:

$$\delta = 0.75 \times \Delta i \times h_{ei} \leq 0.01$$

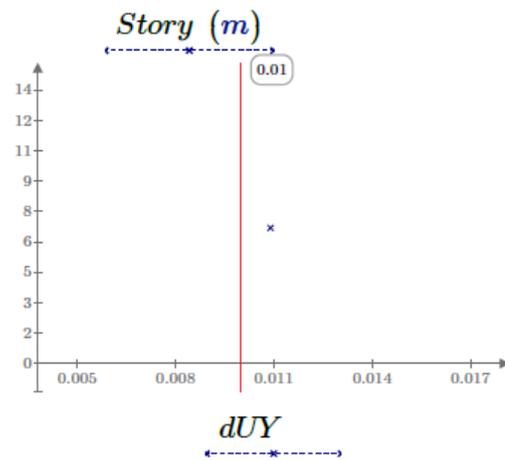
La Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030 del RNE, establece como distorsión máxima de entrepiso el valor de ($Drv_M = 0.01$) para sistemas de *SistMtrl* = "Acero", esto se cumplirá en las direcciones X-X y Y-Y respectivamente.

$$dUX = 0.012$$

$$dUY = 0.011$$



DerivaX = "No cumple"



DerivaY = "No cumple"

3.4. 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 ($1 \times 7.95 / 100 = 0.079m$).

SISTEMA	DESPLAZAMIENTO (cm)	DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE NTE.020. (cm)
Cobertura Parabólica	5.96	7.95

Además, después de someter la estructura al espectro de diseño de acuerdo con la norma E.030, se ha encontrado que estos no cumplen con las derivas máximas permitidas establecidas en la norma (0.01), siendo el eje longitudinal el más crítico con una deriva de (0.012). Asimismo, el análisis de viento arroja un desplazamiento del techo de 5.96cm, siendo este menor a la sollicitación máxima de 7.95cm de acuerdo a la longitud del pilar, sin embargo.

3.5. ANÁLISIS DE CORREAS

Se presenta la evaluación de la correa mas esforzada para la combinación mas desfavorable COMB 5 (1.2D+1.6Lr+0.5S), del análisis se muestra que la correa propuesta tiene un ratio de eficiencia de 1.54, el cual indica un sobreesfuerzo del elemento del mas del 50%, asi mismo, se verifica que el elemento posee inestabilidad en la dirección perpendicular al plano de aplicación de la carga, esto debido a la falta de arriostres laterales, el radio de giro y la longitud del elemento.

STEEL DESIGN

CODE: *ANSI/AISC 360-16 An American National Standard, July 7, 2016*
ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 2405 Simple member_2405

POINT: 2 **COORDINATE:** x = 0.50 L =

2.375 m

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB5 1*1.2000+2*1.6000+6*0.5000

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: HSRE 4x2x0.125

d=101.60000 mm	$A_y=229.9041 \text{ mm}^2$	$A_z=529.2583 \text{ mm}^2$	$A_x=838.7080 \text{ mm}^2$
bf=50.80000 mm	$I_y=1103013.2778 \text{ mm}^4$	$I_z=373775.8202 \text{ mm}^4$	$J=915709.1363 \text{ mm}^4$
tw=2.94640 mm	$S_y=21712.8598 \text{ mm}^3$	$S_z=14715.5835 \text{ mm}^3$	
tf=2.94640 mm	$Z_y=27202.5262 \text{ mm}^3$	$Z_z=16714.8053 \text{ mm}^3$	

MEMBER PARAMETERS:



$L_y = 4.750 \text{ m}$
 $L_{cy} = 4.750 \text{ m}$
 $L_{cy}/r_y = 130.9811$



$L_z = 4.750 \text{ m}$
 $L_{cz} = 4.750 \text{ m}$
 $L_{cz}/r_z = 225.0056$

INTERNAL FORCES:

$P_r = 0.045 \text{ tf}$
 $M_{ry} = 0.934 \text{ tf}\cdot\text{m}$

DESIGN STRENGTHS

$F_{ic}\cdot P_n = 2.631 \text{ tf}$
 $F_{ib}\cdot M_{ny} = 0.608 \text{ tf}\cdot\text{m}$

SAFETY FACTORS

Fib = 0.9000 Fic = 0.9000

SECTION ELEMENTS:

Flange = Compact Web = Compact

VERIFICATION FORMULAS:

$Pr/(2 \cdot Fic \cdot Pn) + Mry/(Fib \cdot Mny) = 1.5435 > 1.0000$ LRFD (H1-1b) Not verified

$Lcy/ry = 130.9811 < (Lc/r)_{max} = 200.0000$ $Lcz/rz = 225.0056 > (Lc/r)_{max} = 200.0000$ INSTABLE

No OK!

4. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA

El capítulo comprende el análisis de desplazamientos del sistema el cual está relacionado directamente con la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (parámetros, procedimientos y condiciones de diseño).

4.1. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Las consideraciones adoptadas para poder realizar un análisis dinámico de la edificación son tomadas mediante movimientos de superposición espectral, es decir, basado en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

3.1.1. ZONIFICACION (Z):

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente se asigna un factor “Z” a cada una de las 4 zonas del territorio nacional.

Para el presente proyecto en estudio se asigno un factor de zona en función a la ubicación, la zona (F_{zona} = “Corresponde a Zona 3 y su factor es: $Z=0.35$ ”) posee un factor de zonificación de $Z_Z=0.35$

3.1.2. PARAMETROS DE SUELO (S):

Para efectos de la aplicación de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente se considera que el perfil de suelo para la zona de estudio es de tipo:

$Tipo_{suelo} = \text{“S2: Suelos Intermedios”}$

Los parámetros de sitio son los siguientes:

-El factor de amplificación de suelo se considera:

$$S_S = 1.15$$

-Los parámetros TP y TL, asociados con el tipo de suelo son:

$$T_P = 0.6 \text{ s}$$

$$T_L = 2 \text{ s}$$

3.1.3. FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C):

De acuerdo a las características de sitio, se define al factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

El valor de este factor en nuestro proyecto será de:

$$C_{CX} = 2.5 \quad C_{CY} = 2.5$$

3.1.4. CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U):

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, el presente proyecto es clasificado según la E.030. Diseño Sismorresistente como C_{edf} = "Categoría B: Edificaciones Importantes" la norma establece un factor de importancia $F_{USO} = 1.3$, que es el valor que se tomará para los análisis.

3.1.5. SISTEMAS ESTRUCTURALES (R):

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica ($R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$) que en el presente estudio será de:

$$R_X = 4 \quad R_Y = 4$$

Se consideraron las irregularidades tanto en elevación como en altura.

4.2. ANALISIS SISMORRESISTENTE DE AL ESTRUCTURA

De acuerdo a los procedimientos señalados y tomando en cuenta las características de los materiales y cargas que actúan sobre las estructuras e influyen en el comportamiento de las mismas ante las sollicitaciones sísmicas, se muestra a continuación el análisis realizado para la obtención de estos resultados.

$$Z_Z = 0.35$$

$$F_{USO} = 1.3$$

$$C_{CX} = 2.5$$

$$C_{CY} = 2.5$$

$$S_S = 1.15$$

$$R_X = 4$$

$$R_Y = 4$$



3.2.1. MODELO PSEUDOTRIDIMENSIONAL

El comportamiento dinámico de las estructuras se determina mediante la generación de modelos matemáticos que consideren la contribución de los elementos estructurales tales como vigas, columnas, muros de concreto y muros de albañilería en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de los sismos son del tipo inercial y proporcional a su peso, por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de las masas en la estructura.

El modelo pseudotridimensional para evaluar el comportamiento dinámico de la edificación se muestra en la figura 10 y 11.

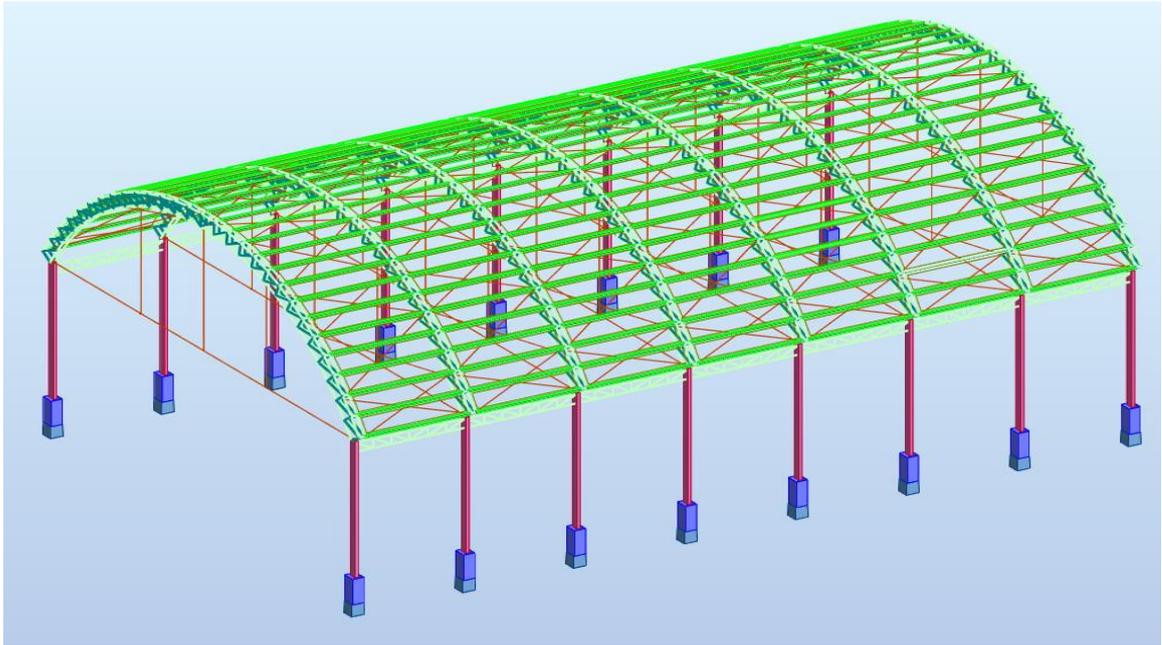


Figura 10: Isométrico Modelo Pseudotridimensional

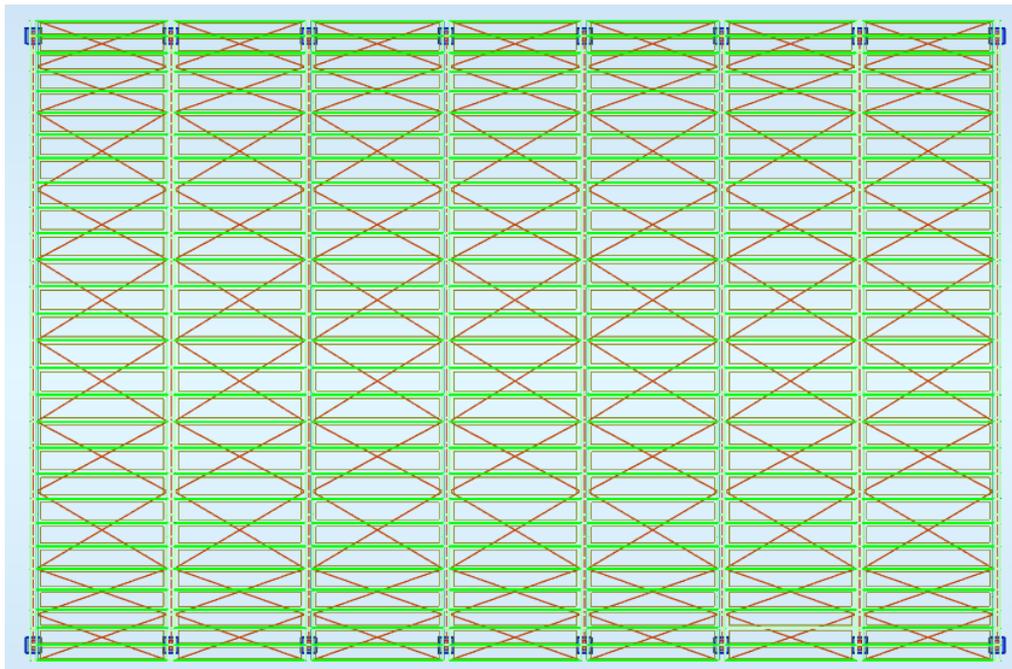


Figura 11: Vista en Planta Modelo Pseudotridimensional

3.2.2. DATOS GENERALES DEL SISMO

Caracterización del emplazamiento

Factor de zona sísmica

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019): $Z_Z=0.35$

Factor de importancia

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 3) .
: $F_{USO}=1.3$

Tipo de amplificación de suelo

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, 2.3.1.) .
: $S_S=1.15$

Periodo de la plataforma del espectro

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 4) .
: $T_P=0.6 s$

Periodo que define el inicio de la zona el espectro con desplazamiento cte

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 4) .
: $T_L=2 s$

Factor de amplificación sísmica

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019):
 $C_{CX}=2.5$
 $C_{CY}=2.5$

Sistema estructural

R_{0X} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 7 : $R_{0X}=4$

R_{0Y} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 7 : $R_{0Y}=4$

I_{aX} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 8 : $I_{aX}=1$

I_{aY} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 8 : $I_{aY}=1$

I_{pX} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 9 : $I_{pX}=1$

I_{pY} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 9 : $I_{pY}=1$

Estimación del periodo fundamental de la estructura

Altura de la edificación

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, 4.5.4.) .
: $h_n=7.95 m$

Periodo fundamental-método empírico

$$C_{TX}=35$$

$$C_{TY}=35$$

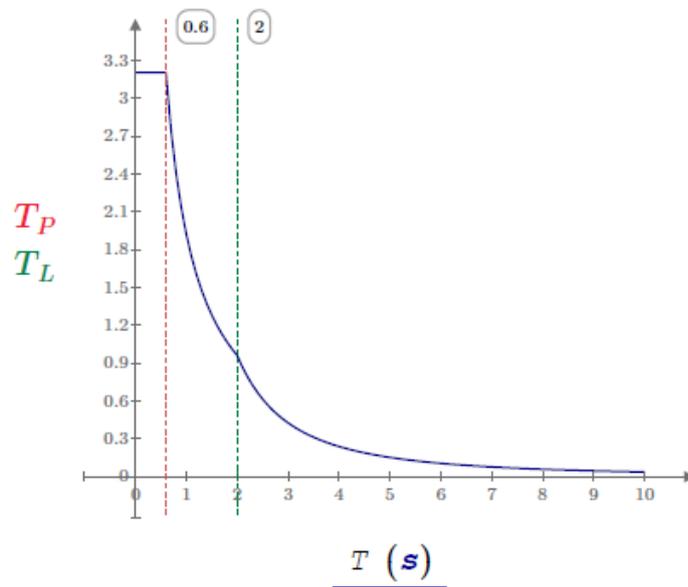
$$T_{xx}=0.191 s$$

$$T_{yy}=0.191 s$$

3.2.3. ESPECTRO DE CALCULO

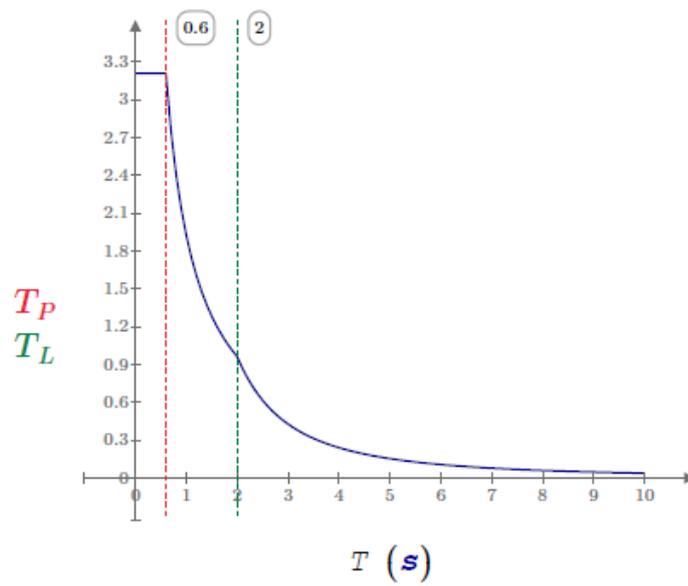
3.2.3.1. ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES

Espectro de Pseudo-Aceleraciones X-X



$$S_{aY} \left(\frac{m}{s^2} \right)$$

Espectro de Pseudo-Aceleraciones Y-Y



$$S_{aX} \left(\frac{m}{s^2} \right)$$

3.2.4. ANALISIS SISMICO ESTATICO

3.2.4.1. ESTIMACION DEL PESO SISMICO

El peso (P) se calcula 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:

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

(NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE, 2018, p. 20)

En nuestro caso, 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 quedaría de la siguiente manera:

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

4.2.4.2. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

$$V_X(P_{total}) = 12.245 \text{ tonne} \quad V_Y(P_{total}) = 12.245 \text{ tonne}$$

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

$$P_{total} = 37.444 \text{ tonne}$$

4.2.4.3. DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA

$$F_{1X} := \alpha_1 \cdot V_X(P_{total}) = 12245.358125 \text{ kg} \quad F_{1Y} := \alpha_1 \cdot V_Y(P_{total}) = 12.245358 \text{ tonne}$$

4.5. ANALISIS SISMICO DINAMICO

4.5.1. MASAS A NIVEL DE ENTREPISOS

Masas traslacionales y rotacionales

Piso 1:

$$M_{t1} = 3.818 \frac{\text{tonne} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \quad M_{r1} = 243.752 \text{ tonne} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$$

Excentricidad accidental:

$$e_{acx} = 1.5 \text{ m} \quad e_{acy} = 1.115 \text{ m}$$

4.5.2. PERIODOS DE VIBRACION

Modo	T(s)	%Mx	%My
1	0.6001	86.358	87.589
2	0.5938	87.55	87.963
3	0.4115	96.1659	96.7586
4	0.1125	98.0173	98.1391
5	0.1121	98.0449	98.1393
6	0.1118	98.2016	98.2356
7	0.1117	98.2017	98.3102
8	0.1116	98.2247	98.3106
9	0.1111	98.2256	98.3566
10	0.111	98.2263	98.3579

4.5.3. CENTRO DE MASA, CENTRO DE RIGIDEZ Y EXCENTRICIDADES DE CADA PLANTA

Coordenadas del centro de Masas de la planta (X,Y)

	Piso 1
x	9.91
y	7.51
z	3.28

Coordenadas del centro de Rigidez de la planta (X,Y)

	Piso 1
x	10
y	9.49
z	2.98

4.5.4. CONDICION DE CORTANTE BASAL

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el ($FM_e = 80\%$) del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $FM_e = 0.8 \times V_s/V_d$.

4.5.4.1. Peso Sísmico Total de la Planta "i"
Pi (tonne)

37.444	Piso 1
--------	--------

4.5.4.2. Verificación de la Condición de la Cortante en la Base

Hipotesis Sísmica	Condicion de la Cortante Basal Minima			Factor de Modificacion
SISMO X	Vdx ≥ 0.8	Vsx	12245.35813	No procede
			13926	
SISMO Y	Vdy ≥ 0.8	Vsy	12245.35813	No procede
			13482	

4.3. DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES

El modelo actual aumento un pórtico más para cubrir el área deportiva, esto debido a la incompatibilidad de los planos con la realidad de campo. Así mismo, se opta por aumentar los pedestales de concreto armado en una longitud de 1.25m, es así que reducimos la esbeltez de las columnas y por ende su flexibilidad. A continuación, se muestran las derivas de este sistema.

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.

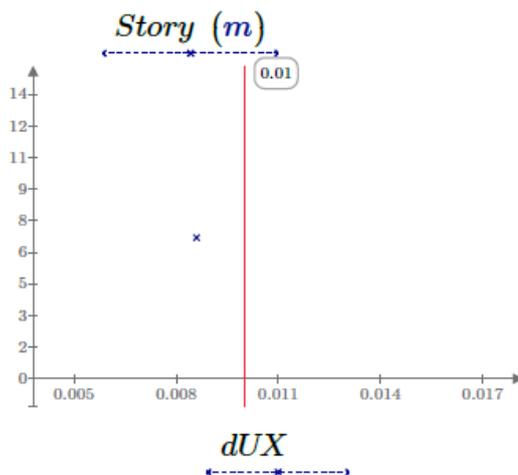
Límites para la distorsión de Entrepiso:

$$\delta = 0.75 \times \Delta i \times h_{ei} \leq 0.01$$

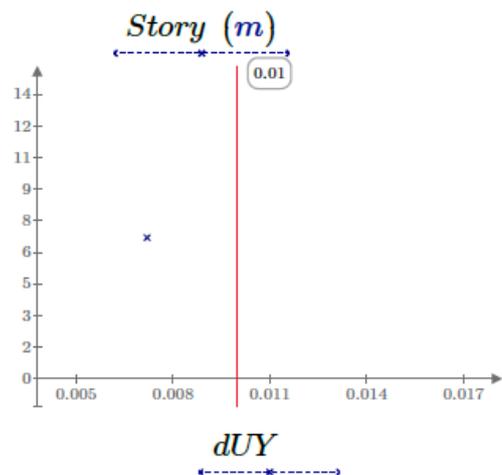
La Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030 del RNE, establece como distorsión máxima de entrepiso el valor de ($Drv_M = 0.01$) para sistemas de *SistMtrl*="Acero", esto se cumplirá en las direcciones X-X y Y-Y respectivamente.

$$dUX = 0.0086$$

$$dUY = 0.0072$$



DerivaX = "Cumple"



DerivaY = "Cumple"

4.4. 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 ($1 \times 7.95 / 100 = 0.079\text{m}$).

SISTEMA	DESPLAZAMIENTO (cm)	DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE NTE.020. (cm)
Cobertura Parabólica	4.73	7.95

5. ASIGNACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA

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

$1,4D$	(1.4 -1)
$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -2)
$1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$	(1.4 -3)
$1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -4)
$1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$	(1.4 -5)
$0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)$	(1.4 -6)

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.

L_r : 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.

1.4D	1.4D
$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	$1.2D + 1.6L + 0.5L_r$
	$1.2D + 1.6L + 0.5R$
$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$	$1.2D + 1.6L_r + 0.5L$
	$1.2D + 1.6L_r + 0.8W(P - B)x$
	$1.2D + 1.6L_r + 0.8W(S - S)x$
	$1.2D + 1.6L_r + 0.8W(S - B/S)y$
	$1.2D + 1.6R + 0.5L$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(P - B)x$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(S - S)x$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(S - B/S)y$
	$1.2D + 1.3W(P - B)x + 0.5L + 0.5L_r$
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	$1.2D + 1.3W(S - S)x + 0.5L + 0.5L_r$
	$1.2D + 1.3W(S - B/S)y + 0.5L + 0.5L_r$
	$1.2D + 1.3W(P - B)x + 0.5L + 0.5R$
	$1.2D + 1.3W(S - S)x + 0.5L + 0.5R$
	$1.2D + 1.3W(S - B/S)y + 0.5L + 0.5R$
	$1.2D + 1.3W(S - B/S)y + 0.5L + 0.5R$
$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$	$1.2D + 1.0Sx + 0.5L$
	$1.2D - 1.0Sx + 0.5L$
	$1.2D + 1.0Sy + 0.5L$
	$1.2D - 1.0Sy + 0.5L$
$0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$	$0.9D + 1.3W(P - B)x$
	$0.9D - 1.3W(P - B)x$
	$0.9D + 1.3W(S - S)x$
	$0.9D - 1.3W(S - S)x$
	$0.9D + 1.3W(S - B/S)y$
	$0.9D - 1.3W(S - B/S)y$
	$0.9D + 1Sx$
	$0.9D - 1Sx$
	$0.9D + 1Sy$
	$0.9D - 1Sy$

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				

Figura 12: Definición de combinaciones de carga en el software

6. DISEÑO ESTRUCTURAL

Obtenidas las fuerzas internas en la fase de análisis se da paso a la fase de diseño que consta de la selección de elementos definitivos que cumplen con las especificaciones AISC y su método LRFD. Los elementos cumplen con las consideraciones de seguridad, principalmente las de $R_u \leq \phi R_n$. Además de contener dimensiones optimas y comerciales.

• VERIFICACIÓN DE COLUMNA HSSE-200X300X4.5MM

Barra N68/N67

Perfil: C-200x300mm Material: Acero (A36)							
Nudos	Longitud (m)		Características mecánicas				
	Inicial	Final	Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
N68	N67	5.450	43.66	3049.31	5657.80	6185.27	
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX		Plano ZY	Ala sup.		Ala inf.	
β	1.00		1.00	0.00		0.00	
L _k	5.450		5.450	0.000		0.000	
C _b	-			1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P _t	λ _c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM _x M _y V _x V _y T	
N68/N67	N.P. ⁽¹⁾	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0 m η = 2.0	x: 0 m η = 0.5	x: 0 m η = 64.3	η = 3.0	η < 0.1	x: 0 m η = 65.7	CUMPLE η = 65.7
<p>Notación:</p> <p>P_t: Resistencia a tracción λ_c: Limitación de esbeltez para compresión P_c: Resistencia a compresión M_x: Resistencia a flexión eje X M_y: Resistencia a flexión eje Y V_x: Resistencia a corte X V_y: Resistencia a corte Y PM_xM_yV_xV_yT: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</p>									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : \underline{65} \quad \checkmark$$

Donde:

λ: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{65}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{5450} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.00}$$

r_x: Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{8.36} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x : \underline{8.36} \text{ cm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{3049.31} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{43.66} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.020} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N68, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{1.450} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{71.545} \quad t$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-2-B:

$$P_n : \underline{79.495} \quad t$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-2-B).

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{43.66} \quad \text{cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{1820.92} \quad \text{kp/cm}^2$$

a) Cuando:

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \underline{4731.76} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_e : \underline{\infty}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{0.00} \quad \text{cm}^6$$

K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{0.00}$$

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{5450} \quad \text{mm}$$

G : Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{815494.39} \quad \text{kp/cm}^2$$

J : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{6185.27} \quad \text{cm}^4$$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{3049.31} \quad \text{cm}^4$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{5657.80} \quad \text{cm}^4$$

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{4731.76} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{4731.76} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra

r: Radio de giro dominante

$$F_{ey} : \underline{8779.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_x : \underline{1.00}$$

$$K_y : \underline{1.00}$$

$$L : \underline{5450} \text{ mm}$$

$$r_x : \underline{8.36} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{11.38} \text{ cm}$$

Donde:

I: Momento de inercia

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$I_x : \underline{3049.31} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{5657.80} \text{ cm}^4$$

$$A : \underline{43.66} \text{ cm}^2$$

$$Q : \underline{0.87}$$

2) en secciones formadas únicamente por elementos no rigidizados:

$$Q_s : \underline{1.00}$$

$$Q_a : \underline{0.87}$$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra.

A_{eff}: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido '**b_e**' y en la altura eficaz reducida '**h_e**', donde sea de aplicación.

b) para alas de secciones cuadradas y rectangulares con elementos esbeltos de espesor uniforme:

i) Cuando:

$$A : \underline{43.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{eff} : \underline{37.95} \text{ cm}^2$$

$$b_e : \underline{218.55} \text{ mm}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

t: Espesor de la pared

E: Módulo de elasticidad del acero

$$f : \underline{2094.97} \text{ kp/cm}^2$$

$$b : \underline{282.00} \text{ mm}$$

$$t : \underline{4.50} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

ii) Cuando:

$$h_e : \underline{182.00} \text{ mm}$$

Donde:

h: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$h : \underline{182.00} \text{ mm}$$

t: Espesor de la pared

$$t : \underline{4.50} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N68, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.6 \cdot Q1$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.029} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{6.243} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c

$$M_n : \underline{6.937} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{8.682} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{340.68} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

$$M_n : \underline{6.937} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$S_{effx} : \underline{272.22} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{effx} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X, basado en el ancho eficaz del ala, calculado como:

$$I_{effx} : \underline{2722.16} \text{ cm}^4$$

$$b_e : \underline{202.46} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{282.00} \text{ mm}$$

t : Espesor del ala

$$t : \underline{4.50} \text{ mm}$$

y : Distancia a la fibra extrema eficaz en flexión

$$y : \underline{100.00} \text{ mm}$$

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.643} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N68, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{5.565} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{8.661} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c

$$M_n : \underline{9.623} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{11.429} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{448.49} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

$$M_n : \underline{9.623} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$S_{effy} : \underline{377.62} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{effy} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y, basado en el ancho eficaz del ala, calculado como:

$$I_{effy} : \underline{5664.25} \text{ cm}^4$$

$$h_e : \underline{179.43} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

h : Distancia libre entre alas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$h : \underline{182.00} \text{ mm}$$

t : Espesor del alma

$$t : \underline{4.50} \text{ mm}$$

x : Distancia a la fibra extrema eficaz en flexión

$$x : \underline{150.00} \text{ mm}$$

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.030} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2\cdot PP + 1.6\cdot Q1$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{1.057} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{34.927} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{38.807} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{25.38} \text{ cm}^2$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{282.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{4.50} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{282.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{4.50} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.6 \cdot Q1$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.007} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{22.541} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{25.046} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{16.38} \text{ cm}^2$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{182.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.50} \text{ mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{182.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.50} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.657} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N68, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para

$$\eta : 0.66$$

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : 1.450 \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : 71.545 \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : 0.029 \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : 6.243 \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : 5.565 \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : 8.661 \text{ t}\cdot\text{m}$$

• VERIFICACIÓN CORREA HSSE-50X150X3.18MM

Barra N7/N73

Perfil: C-50x150mm Material: Acero (A36)						
Nudos	Longitud (m)	Características mecánicas				
		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)	
Inicial	Final					
N7	N73	5.000	12.01	312.66	54.91	157.52
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
β	1.00	1.00		0.00	0.00	
L_K	5.000	5.000		0.000	0.000	
C_b	-			1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico						

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRF))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N7/N73	N.P. ⁽¹⁾	N.P.	$\eta = 14.2$	x: 0 m $\eta = 70.4$	x: 0 m $\eta = 1.4$	$\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 8.7$	x: 0 m $\eta = 78.9$	78.56

Notación:

P_t : Resistencia a tracción
 λ_c : Limitación de esbeltez para compresión
 P_c : Resistencia a compresión
 M_x : Resistencia a flexión eje X
 M_y : Resistencia a flexión eje Y
 V_x : Resistencia a corte X
 V_y : Resistencia a corte Y
 $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión
x: Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.									
Errores: (1) Se ha producido un error, ya que la esbeltez de la barra es mayor que la esbeltez límite.									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.142} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.494} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{3.488} \quad t$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-2-B:

$$P_n : \underline{3.876} \quad t$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-2-B).

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{12.01} \quad \text{cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{322.62} \quad \text{kp/cm}^2$$

b) Cuando:

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \underline{367.87} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_e : \underline{\infty}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

C_w : Constante de alabeo de la sección	C_w : <u>0.00</u> cm ⁶
K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z	K_z : <u>0.00</u>
L : Longitud de la barra	L : <u>5000</u> mm
G : Módulo de elasticidad transversal del acero	G : <u>815494.39</u> kp/cm ²
J : Momento de inercia a torsión uniforme	J : <u>157.52</u> cm ⁴
I_x : Momento de inercia respecto al eje X	I_x : <u>312.66</u> cm ⁴
I_y : Momento de inercia respecto al eje Y	I_y : <u>54.91</u> cm ⁴
F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:	F_e : <u>367.87</u> kp/cm ²
	F_{ex} : <u>2094.76</u> kp/cm ²

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero	E : <u>2038735.98</u> kp/cm ²
K : Factor de longitud efectiva.	K_x : <u>1.00</u>
	K_y : <u>1.00</u>
L : Longitud de la barra	L : <u>5000</u> mm
r : Radio de giro dominante	r_x : <u>5.10</u> cm
	r_y : <u>2.14</u> cm

Donde:

I : Momento de inercia	I_x : <u>312.66</u> cm ⁴
	I_y : <u>54.91</u> cm ⁴
A : Área total de la sección transversal de la barra.	A : <u>12.01</u> cm ²
	Q : <u>1.00</u>

2) en secciones formadas únicamente por elementos no rigidizados:

$$Q_s : \underline{1.00}$$

$$Q_a : \underline{1.00}$$

Donde:

A : Área total de la sección transversal de la barra.	A : <u>12.01</u> cm ²
A_{eff} : Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'b _e ' y en la altura eficaz reducida 'h _e ', donde sea de aplicación.	A_{eff} : <u>12.01</u> cm ²

b) para alas de secciones cuadradas y rectangulares con elementos esbeltos de espesor uniforme:

ii) Cuando:

$$b_e : \underline{37.32} \text{ mm}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$\mathbf{b} : \underline{37.32} \text{ mm}$$

t: Espesor de la pared

$$\mathbf{t} : \underline{3.17} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

ii) Cuando:

$$\mathbf{h_e} : \underline{137.32} \text{ mm}$$

Donde:

h: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$\mathbf{h} : \underline{137.32} \text{ mm}$$

t: Espesor de la pared

$$\mathbf{t} : \underline{3.17} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.704} \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\mathbf{M_r} : \underline{0.872} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión

$$\mathbf{M_c} : \underline{1.239} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b: Factor de resistencia a flexión

$$\mathbf{\phi_b} : \underline{0.90}$$

M_n: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$\mathbf{M_n} : \underline{1.376} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$\mathbf{M_n} : \underline{1.376} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$\mathbf{F_y} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$\mathbf{Z_x} : \underline{54.00} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.6 \cdot Q1$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.007} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{0.497} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c

$$M_n : \underline{0.552} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{0.628} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{24.63} \quad \text{cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

$$M_n : \underline{0.552} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$S_{effy} : \underline{21.66} \quad \text{cm}^3$$

Donde:

I_{effy} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y, basado en el ancho eficaz del ala, calculado como:

$$I_{effy} : \underline{54.14} \quad \text{cm}^4$$

$$h_e : \underline{129.44} \quad \text{mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero
h: Distancia libre entre alas menos el radio de acuerdo a cada lado
t: Espesor del alma
x: Distancia a la fibra extrema eficaz en flexión

E : 2038735.98 kp/cm²
h : 137.32 mm
t : 3.17 mm
x : 25.00 mm

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v :$ 0.001 ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.6 \cdot Q1$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$V_r :$ 0.003 t

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$V_c :$ 3.256 t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$\phi_v :$ 0.90

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$V_n :$ 3.618 t

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$F_y :$ 2548.42 kp/cm²

$A_w :$ 2.37 cm²

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

b : 37.32 mm

t_f: Espesor del ala

t_f : 3.17 mm

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{37.32} \text{ mm}$$

t_f: Espesor del ala

$$t_f : \underline{3.17} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.087} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N7, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{1.043} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{11.981} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

φ_v: Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{13.312} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{8.71} \text{ cm}^2$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \frac{137.32}{\quad} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma

$$t_w : \frac{3.17}{\quad} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \frac{1.00}{\quad}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \frac{137.32}{\quad} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma

$$t_w : \frac{3.17}{\quad} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \frac{2038735.98}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \frac{5.00}{\quad}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.789} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N7, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

η_1 : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para

$$\eta_1 : \underline{0.79}$$

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \frac{0.494}{\quad} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \frac{3.488}{\quad} \text{ t}$$

M_{rx}: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \frac{0.872}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \frac{1.239}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry}: Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \frac{0.007}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \frac{0.497}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

η_2 : calculado según Artículo 1, Sección 3

3. Secciones doblemente simétricas sometidas a flexocompresión simple

b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión

$$\eta_2 : \underline{0.64}$$

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{0.494} \text{ t}$$

P_{co} : Resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión calculado según el Capítulo E

$$P_{co} : \underline{3.488} \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.872} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.239} \text{ t}\cdot\text{m}$$

• VERIFICACIÓN DE CIMENTACIÓN

DISEÑO DE ZAPATAS

De manera general todas las fuerzas que actúan en la base de una columna deben transferirse satisfactoriamente a la zapata, para tal fin se realizó el siguiente procedimiento de diseño: cálculo del área requerida y las dimensiones laterales, dimensionamiento en altura, refuerzo por corte y flexión, transferencia de la fuerza en la base.

CAPACIDAD DE CARGA NETA ADMISIBLE

Características del terreno

$c := 0.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Cohesión
$\gamma := 1.91 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso volumétrico seco
$\phi := 23.3^\circ$	Angulo de fricción interna
$\beta := 0^\circ$	Angulo de inclinación de la carga sobre la cimentación
$D_f := 1.8 \text{ m}$	Profundidad de desplante
$F.S := 3$	Factor de seguridad
$PNF := \text{"NO"}$	Presencia de nivel freático
$\delta_c := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico del concreto

$$CS_{PC} := 16.53 \text{ tonnef} \quad MS_{PCY} := -0.56 \text{ tonnef} \cdot m \quad MS_{PCX} := 0.021 \text{ tonnef} \cdot m$$

DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

$$T_Z = 1.15 \text{ m}$$

$$S_Z = 1.15 \text{ m}$$

$$\sigma_{YXcmax} = 1.037 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad q_{neta.adm} = 1.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación por capacidad de carga:

$$Verf_1 := \begin{cases} \text{if } \sigma_{YXcmax} < q_{neta.adm} & \text{“OK”} \\ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Recalcular”} \end{cases}$$

$$T_Z := 2 \text{ m}$$

$$S_Z := 2 \text{ m}$$

$$Verf_1 := \begin{cases} \text{if } \sigma_{YXcmax} < q_{neta.adm} & \text{“OK”} \\ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Recalcular”} \end{cases}$$

Propuesta final:

$T_Z = 2 \text{ m}$	Largo de zapata
$S_Z = 2 \text{ m}$	Ancho de zapata

COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO POR ESFUERZO ADMISIBLE(E.020)

$$\begin{aligned} U1 &= D \\ U2 &= D+L \\ U3 &= D+(W \circ 0.70 E) \\ U4 &= \alpha [D+L+(W \circ 0.70 E)] \end{aligned}$$

Verificaciones:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{Y_{cmazC1}} &= 0.011 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{X_{cmazC1}} &= 0.02 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{Y_{cmazC2}} &= 0.013 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{X_{cmazC2}} &= 0.02 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{aligned} \right\} < q_{\text{neto.adm}} = 1.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verf₂ = "OK"

Condición de Servicio

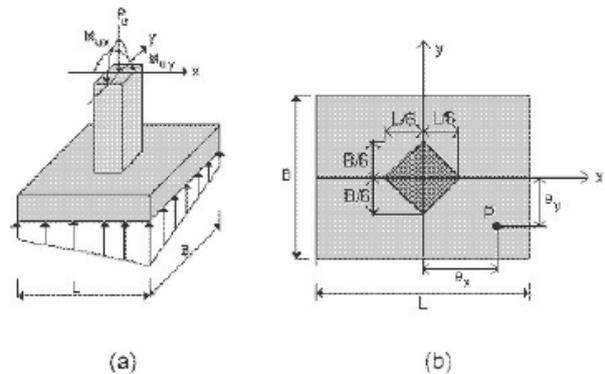
$$M_{UYZCOMB2} = 0.001 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{UYCOMB2} = 0.001 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_{UYCOMB2} = 0.53 \text{ tonnef}$$

$$e_{zy} = 3.388 \text{ cm}$$

$$e_{zx} = 0.127 \text{ cm}$$



DIMENSIONAMIENTO EN EN ALTURA POR PUNZONAMIENTO

$$h_{zc} = 60 \text{ cm}$$

$$d_{zc} := h_{zc} - 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

CALCULO PRESION DE DISEÑO

Se utilizan las siguiente combinaciones de carga:

$$U1 = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

$$U2 = 1,25 (\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CVi})$$

$$U3 = 0,9 \text{ CM} \pm 1,25 \text{ CVi}$$

$$U4 = 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$U5 = 0,9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

Combinación dimensionante:

$$\text{ELU-COMBINACION: } N_{\text{Comb}} = 8$$

$$N_{\text{comb}} = 15.63 \text{ tonnef}$$

$$M_{x_{\text{comb}}} = 1.96 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{y_{\text{comb}}} = 2.569 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cx_4} = 1.96 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{cy_4} = 2.569 \text{ tonnef} \cdot m$$

Tensiones sobre el terreno

$$\sigma_{UA} = 0.436 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{UB} = 0.73 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{UC} = 0.345 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{UD} = 0.051 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

REVISION POR CORTANTE

$$Vud_x := \frac{\sigma_{UA} + \sigma_{UB} + \sigma_{UC} + \sigma_{UD}}{4} \cdot T_Z \cdot \left(\frac{S_Z - d_{zc}}{2} - d_{zc} \right) = 1.954 \text{ tonnef}$$

$$Vud_y := \frac{\sigma_{UA} + \sigma_{UB} + \sigma_{UC} + \sigma_{UD}}{4} \cdot S_Z \cdot \left(\frac{T_Z - d_{zc}}{2} - d_{zc} \right) = 1.954 \text{ tonnef}$$

$$\phi Vc_x := \phi_{CZ} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\sqrt{\text{kgf}}}{\text{cm}} \cdot T_Z \cdot d_{zc} = 65.284 \text{ tonnef}$$

$$\phi Vc_y := \phi_{CZ} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\sqrt{\text{kgf}}}{\text{cm}} \cdot S_Z \cdot d_{zc} = 65.284 \text{ tonnef}$$

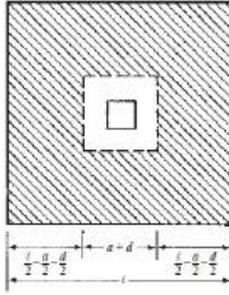
$$\begin{array}{l} Rev_{1x} := \text{if } \phi Vc_x \geq Vud_x \\ \quad \parallel \text{ "ok" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Recalcular" } \end{array} \Bigg| = \text{ "ok" } \quad \begin{array}{l} Rev_{1y} := \text{if } \phi Vc_y \geq Vud_y \\ \quad \parallel \text{ "ok" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Recalcular" } \end{array} \Bigg| = \text{ "ok" }$$

REVISION POR PUNZONAMIENTO

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi 4 \lambda \sqrt{f'_c} b_o} \quad \text{(Ecuación 12.2)}$$

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o} \quad \text{La Ecuación 12.3 no es aplicable a menos que } \beta_c > 2 \quad \text{(Ecuación 12.3)}$$

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi \left(\frac{\alpha_c d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o} \quad \text{La Ecuación 12.3 no es aplicable a menos que } b_o > \alpha_c d \quad \text{(Ecuación 12.4)}$$



$$Vu \leq \phi \cdot Vc \quad ; \phi = 0.85$$

$$Vs = 21.055 \text{ kN}$$

$$V_{SCPP} = 2108.94 \text{ kN}$$

$$Rev_2 := \begin{cases} \text{if } \phi_{CZ} \cdot V_{SCPP} \geq Vs \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar peralte”} \end{cases}$$

$$Rev_2 = \text{“Cumple”}$$

REFUERZO LONGITUDINAL

$$A_{ZRL1} = 2.893 \text{ cm}^2$$

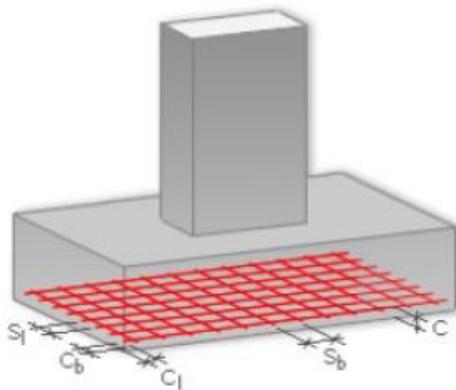
$$\rho_{ZRL} := \frac{A_{ZRL1}}{T_Z \cdot d_{zc}} = 0.00029$$

$$\rho_{ZRLmin} := 0.0018$$

$$s_{ZRL} = 20$$

Cuantía mínima
Separación de las barras

$$\text{Usar: } \phi d_{sb} = 15.875 \text{ mm @ } s_{ZRL} = 20$$



$$c := 5 \text{ cm}$$

$$c_b := 7.5 \text{ cm}$$

$$c_l := 7.5 \text{ cm}$$

$$s_b := s_{ZRL} = 20$$

$$s_l := s_{ZRL} = 20$$

7. CONCLUSIONES

Los elementos considerados en la estructura cumplen con los requisitos de esfuerzo y deformación solicitados.

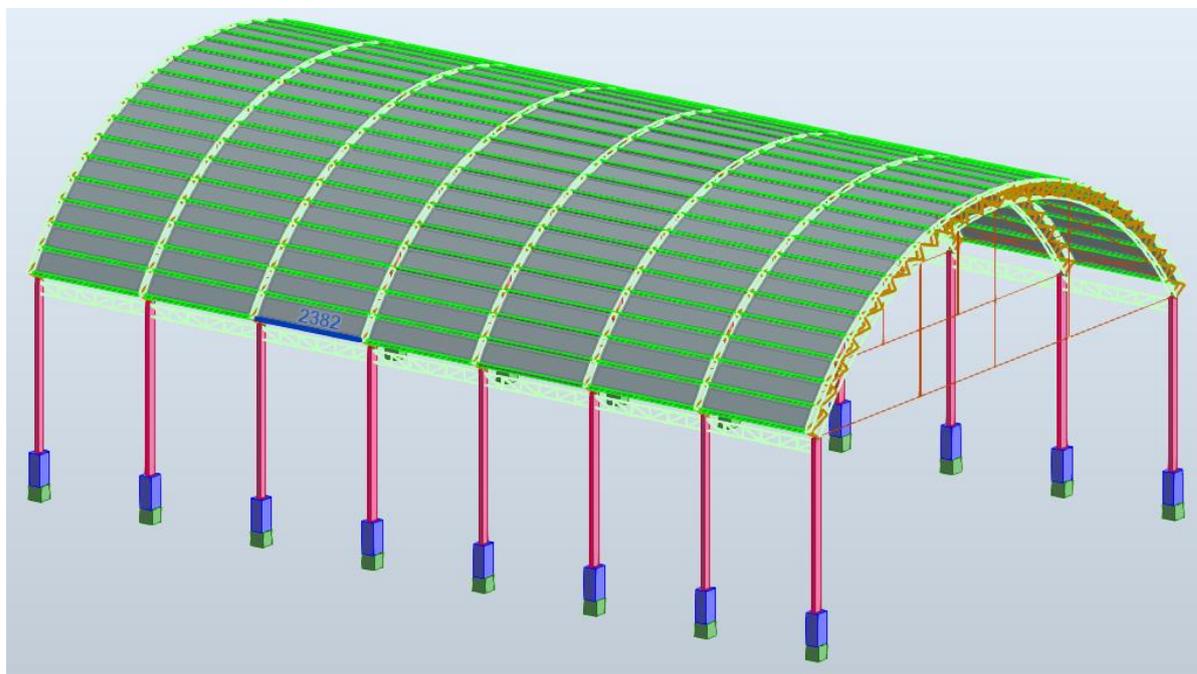
- La estructura metálica con cobertura ligera tiene un buen comportamiento ante eventos sísmicos importantes con los refuerzos y ampliación de secciones expuestas en el presente documento.
- Se verifica el correcto funcionamiento de la estructura ante solicitaciones dinámicas a las secciones transversales de las correas, el correcto ajuste en las uniones con placas de 5/8" y subiendo los pedestales de concreto 1.25m, es así que se cumplen las disposiciones de la Norma E.030 para un buen comportamiento sísmico y evitar el problema de falla frágil con limitada capacidad de deformación en el rango inelástico de las columnas cautivas.
- Los cálculos de diseño llevados a cabo tomando en cuenta la carga de nieve predominante en la ciudad e indican que el nuevo planteamiento proyectado cumpliría con las normativas y garantizaría la seguridad de la estructura.
- El desplazamiento máximo relativo en el rango inelástico en las estructuras evaluadas para un evento sísmico, alcanza un valor máximo de 0.0086 de deriva en la dirección X-X y 0.0072 en la dirección Y-Y siendo estos valores menores a las derivas máximas permisibles por la Norma E.030.
- Los esfuerzos internos, axiales y momentos, producidos por las diferentes combinaciones de carga en las columnas se consideran menores a las que la columna puede resistir, con la modificación propuesta se tiene menor altura para la misma sección aumentando la rigidez del elemento y reducir su esbeltez.
- Las verificaciones por capacidad de carga fueron realizadas de acuerdo a las combinaciones de carga para diseño por esfuerzos admisibles de la Norma E.020.
- Los elementos de la cimentación no presentan falla por corte de punzonamiento.
- El modelo pseudotridimensional matemático es una aproximación al modelo en estudio, la base se considera empotrada debido a la gran rigidez de la cimentación, proporcionada por sus dimensiones y profundidad de desplante.

Nota:

Cualquier variación en las configuraciones actuales de la estructura o anomalías respecto a la calidad de los materiales descritos en el presente informe dejan sin validez las conclusiones aquí presentadas.

TITULO:

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL



PROYECTO:

“AMPLIACIÓN DEL SERVICIO DE PRACTICA DEPORTIVA Y/O RECREATIVA EN GRASS SINTÉTICO, CON COBERTURAS Y LUMINARIAS EN LAS LOCALIDADES DE YURAJHUANCA, QUIULACOCOA Y CHAMPAMARCA DEL DISTRITO DE SIMÓN BOLÍVAR, PROVINCIA DE PASCO, DEPARTAMENTO DE PASCO”

PRESENTADO POR:

Ing.

Noviembre del 2023

ÍNDICE

Contenido

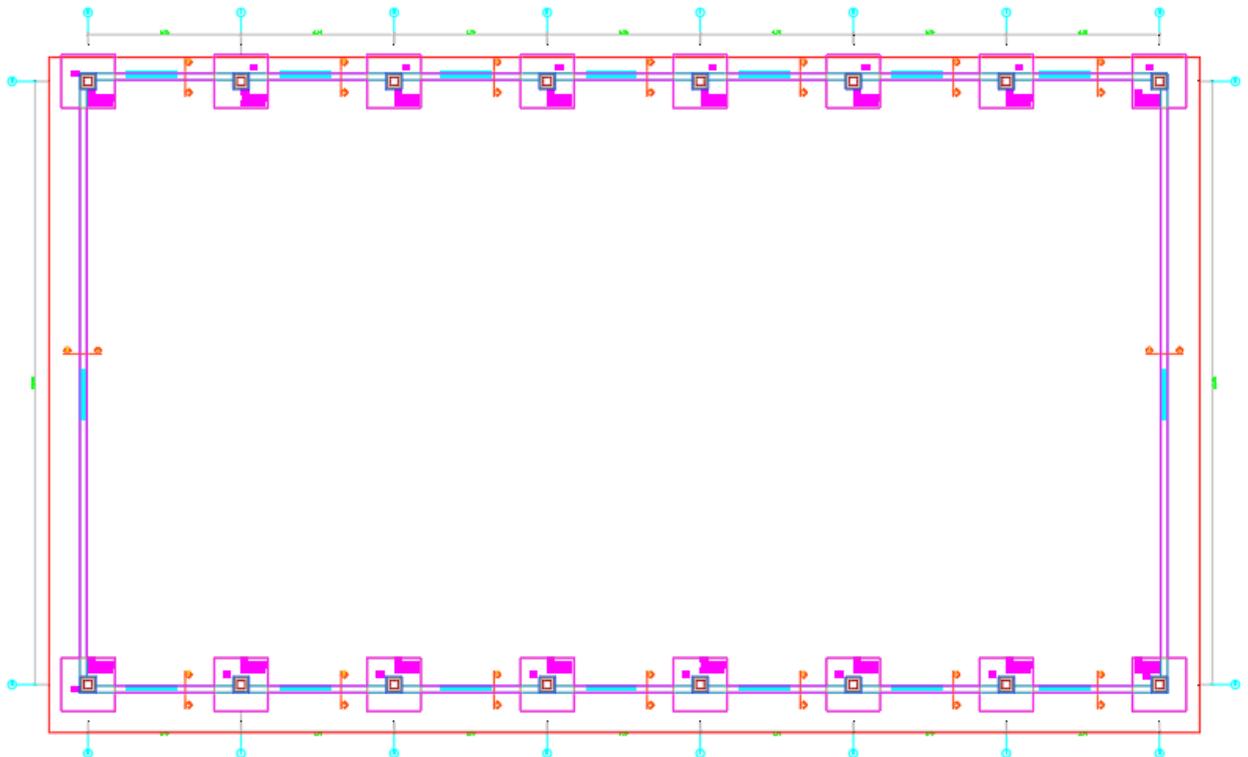
ÍNDICE	2
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	3
CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL	4
1. CÁLCULO DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA	4
1.1. CARGA PERMANENTE (D)	4
1.2. CARGA VIVA (Lr)	5
1.3. CARGA POR LLUVIA (R).....	6
1.4. CARGA DE NIEVE (S).....	6
1.5. CÁLCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO (W).....	6
2. ASIGNACIÓN DE ESTADOS DE CARGA	8
3. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA ACTUAL	12
3.1. CONSIDERACIONES SÍSMICAS	12
3.2. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE AL ESTRUCTURA	14
3.3. DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	19
3.4. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS POR VIENTO	19
3.5. ANÁLISIS DE CORREAS	20
4. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA	21
4.1. CONSIDERACIONES SÍSMICAS	21
4.2. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE AL ESTRUCTURA	22
4.3. DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	28
4.4. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS POR VIENTO	29
5. ASIGNACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA	29
6. DISEÑO ESTRUCTURAL	31
• VERIFICACIÓN DE COLUMNA HSSE-200X300X4.5MM	31
• VERIFICACIÓN CORREA HSSE-50X150X3.18MM	40
• VERIFICACIÓN DE CIMENTACIÓN	50
7. CONCLUSIONES	55

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En el presente estudio, se realizó el dimensionado y calculo estructural del Proyecto: “AMPLIACIÓN DEL SERVICIO DE PRACTICA DEPORTIVA Y/PO RECREATIVA EN GRASS SINTÉTICO, CON COBERTURAS Y LUMINARIAS EN LAS LOCALIDADES DE YURAJHUANCA, QUIULACOGCHA Y CHAMPAMARCA DEL DISTRITO DE SIMÓN BOLÍVAR, PROVINCIA DE PASCO, DEPARTAMENTO DE PASCO”, el proyecto consta de una estructura metálica con columnas de concreto armado proyectada para uso de losa multideportiva, ubicado en la localidad de Quiulacocha.

La estructura consta de zapatas aisladas, conectadas con vigas de cimentación, columnas metálicas y techo con cobertura de tipo TR-4, la estructura metálica está destinada para usos recreativos y multideportivos.

Los límites de la cobertura son contiguos a los ejes 1 y 7. En la figura 1 se muestra la planta típica de la edificación.



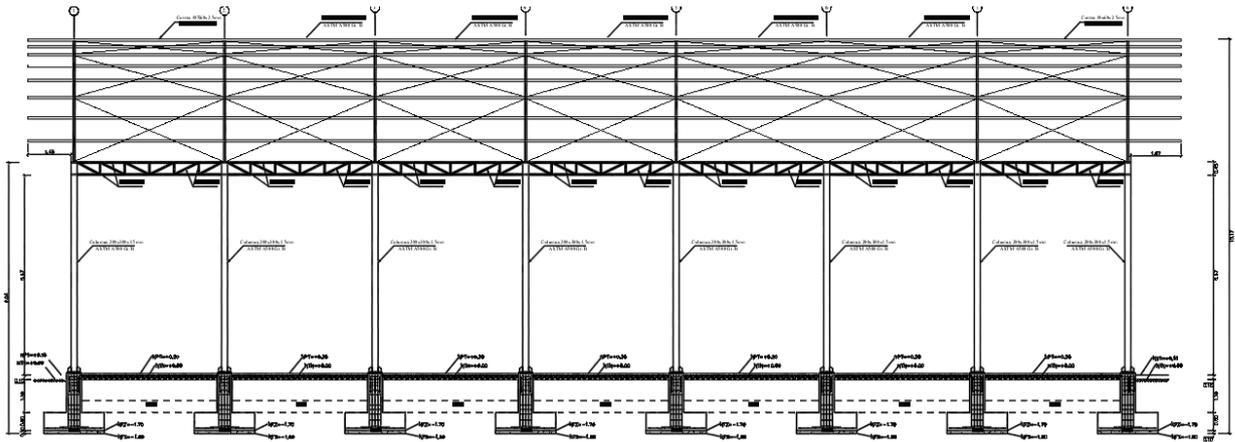


Figura 1: Estructuración

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

1. CALCULO DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

La obtención de las acciones actuantes sobre la estructura se realiza siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Las normas consideradas en el diseño son las siguientes:

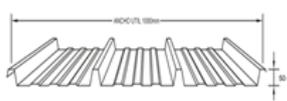
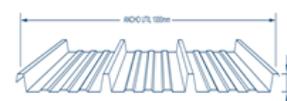
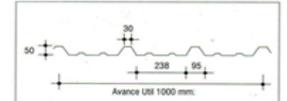
- Norma E.020 “Cargas”
- Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”
- Norma E.090 “Estructuras Metálicas”
- AISC 360-05

Se considera que las cargas aplicadas sobre la cobertura se transmiten hacia las correas, estas a su vez transmiten las fuerzas internas a los pórticos de la estructura.

1.1. CARGA PERMANENTE (D)

En los techos los principales miembros que califican como cargas muertas son: los largueros, las armaduras, los contra-venteos y la cubierta de techo.

- Cubierta: El siguiente cuadro muestra algunos productos del mercado local referente a cubiertas, los que se expresan en kg/m² para efectos de diseño.

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

Nota: Según el artículo 3 de la Norma E020 del RNE, establece que el peso real de los materiales que conforman la estructura, en este caso el techo, deberán determinarse mediante un análisis o usando la especificaciones de catálogo que ofrecen sus fabricantes. Se ha tenido en cuenta cualquier tipo de añadido posterior (solapes, tortillería empleada, etc.) y se estima que lo mejor es mayorar dicho valor hasta 8 kg/m² para la carga muerta de la cubierta y se considera un valor de 15 kg/m² el cual incluye el peso de la luminaria y los pesos de los elementos que conforman su instalación (tubos, cables, etc).

- Peso Propio de la estructura: mientras no estén diseñadas las armaduras, correas, contra-venteos, vigas transversales y columnas, no se podrá determinar exactamente su peso, por lo que aproximaremos el peso de acuerdo a la flecha y luz entre armaduras conforme a la experiencia de otros diseños validados.

PESO APROXIMADO DE ARMADURAS DE ACERO EN kg/m ² DE SUPERFICIE DE TECHO				
LUZ (m)	INCLINACION			PLANO
	f/L = 1/2	f/L = 1/3	f/L = 1/4	
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

Una vez terminado el diseño se obtiene la carga muerta total que soporta la estructura, siendo este un proceso iterativo.

1.2. CARGA VIVA (Lr)

Teniendo en cuenta que la cubierta del galpón solamente será accesible para tareas de mantenimiento o reparación, obtenemos un valor aproximado para la sobrecarga de uso de la NTP. E.020. Artículo 7, la cual será de 30 kgf/m².

Adicionalmente a la carga viva de techo que son transmitidas por las correas, se considerará una carga viva (L) de montaje en los elementos primarios, considerando un peso promedio por persona de 80 kg para acomodado y soldadura, representando está el peso del operario, el criterio para aplicar esta carga será el de una carga puntual en los nudos intermedios entre los largueros.

1.3. CARGA POR LLUVIA (R)

Como la pendiente promedio del sistema es mayor a 2.1% no se considera que exista problema de encharcamiento. Por lo que solo se considera el peso por absorción de la cubierta, el cual podría definirse como el 25% del peso de la cobertura, por lo que el peso de lluvia considera será de 2.45 kg/m².

1.4. CARGA DE NIEVE (S)

Según el artículo 11.3 de la Norma E.020. RNE la carga básica de nieve (Qt) de la estructura, debido a la inclinación de 16 grados, será de $Q_t = 0.8 \cdot Q_s$.

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

Se considera el 80% del valor mínimo de la carga básica de nieve sobre los techos, la cual es de 32 kgf/m².

1.5. CALCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO (W)

Además de las cargas por gravedad, las correas reciben cargas provenientes de la presión o succión generada por el viento, estos a su vez transmiten dicha carga a los elementos primarios del techo. El cálculo de presión o succión se realizará de acuerdo al Artículo 12 de la Norma E.020 del RNE, en los ejes X-X y Y-Y. En paralelo se considerará el efecto del viento mediante la simulación de fluidos dinámico CFD del software Autodesk Robot Structural Analysis Professional, el cual actúa como un túnel de viento y nos permite visualizar los mapas de presión sobre el modelo, entregando así resultados más próximos.

CALCULO DE PRESION Y SUCCION

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

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

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:

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

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

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 (-): $C_1 = -0.7$

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

Nota: Como establece la Norma E.020 las cargas de viento serán analizadas simultáneamente por lo que se tomarán los efectos de presión-succión o succión- succión según corresponda.

2. 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).

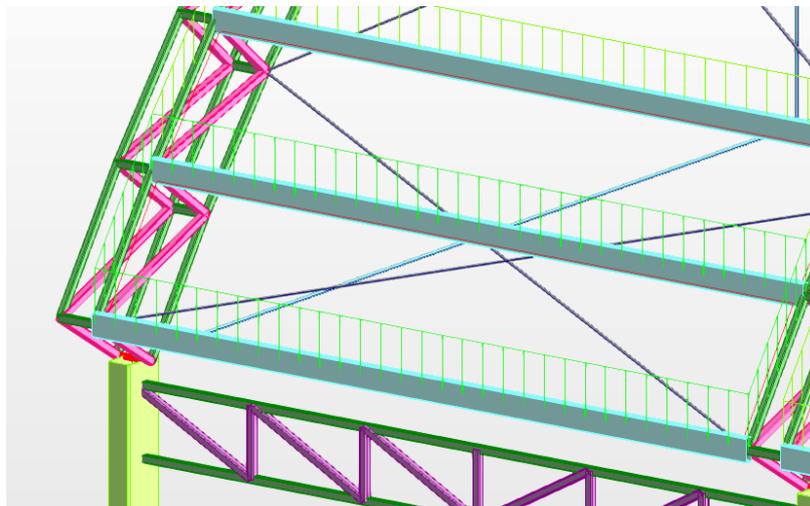


Figura 2: Asignación de carga muerta en el sistema

- Asignación de Carga Viva (L).

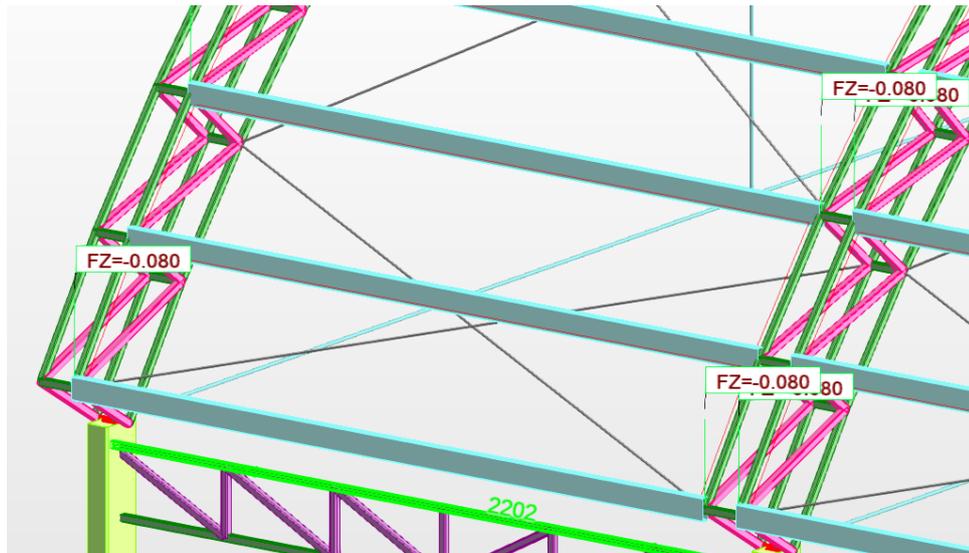


Figura 3: Asignación de carga viva en el sistema

- Asignación de Carga Viva de Techo (Lr).

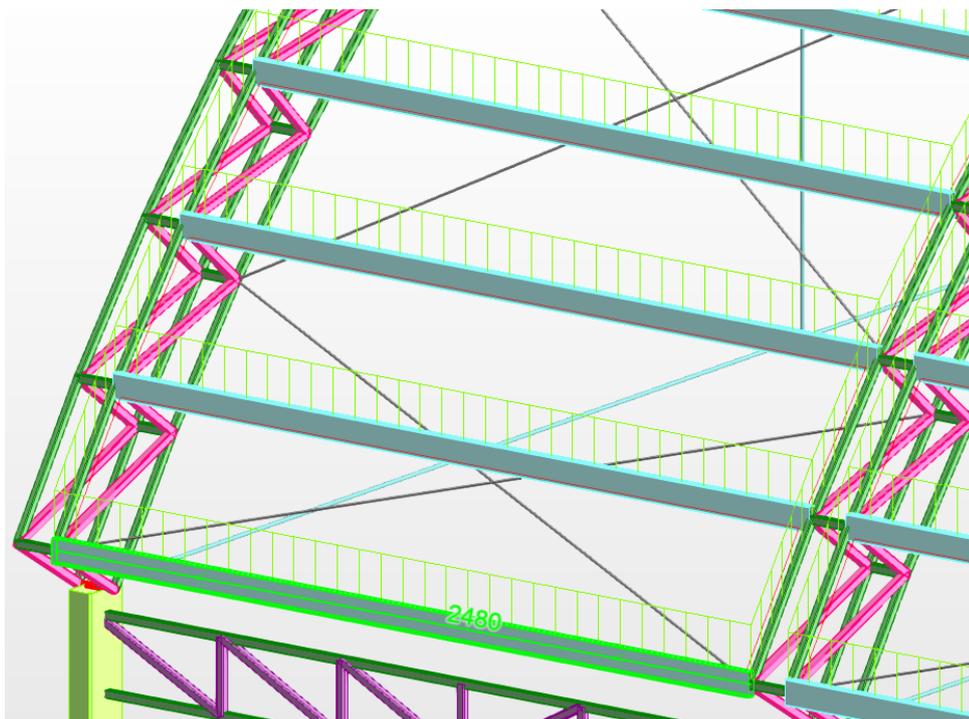


Figura 4: Asignación de carga viva de techo en el sistema

- Asignación de Carga de Viento (Lr).

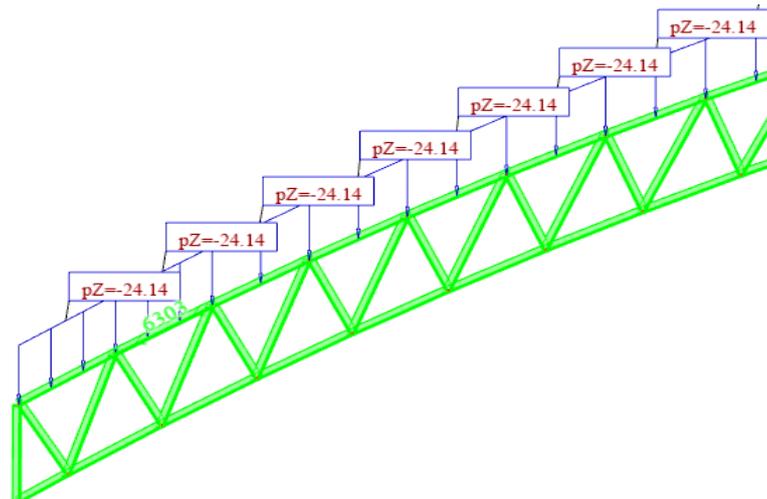


Figura 5: Asignación de carga de viento W(P-B)x

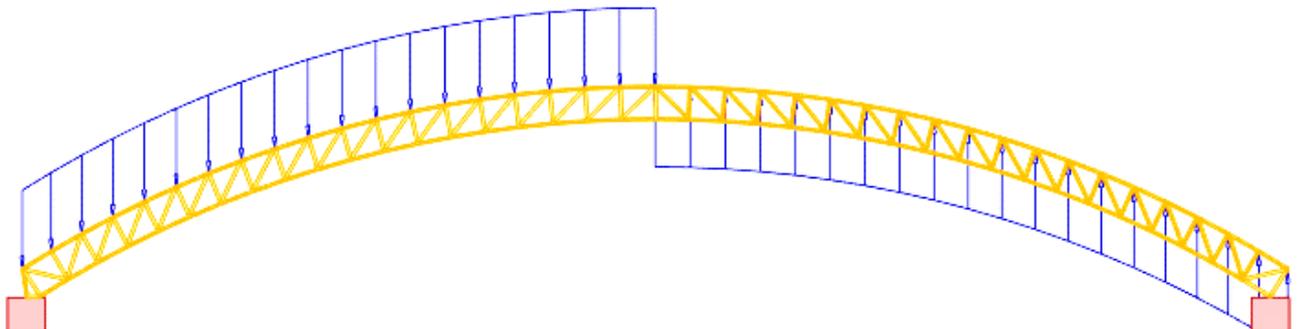


Figura 6: Asignación de carga de viento W(S-B)x

Así mismo, se sometió a la estructura a un análisis con túnel de viento mediante CFD (Computational Fluid Dynamics) el cual es una técnica utilizada para simular el flujo de aire alrededor de estructuras. Este análisis nos permite modelar digitalmente la geometría de la estructura y simular cómo el viento interactúa con ella, proporcionando datos detallados sobre las presiones, velocidades y cargas que actúan sobre la estructura que se muestran a continuación.

Pressure maps - Objects (tf/m²)



Wind X+ 21.336 m/s (f =1.00) Simulation

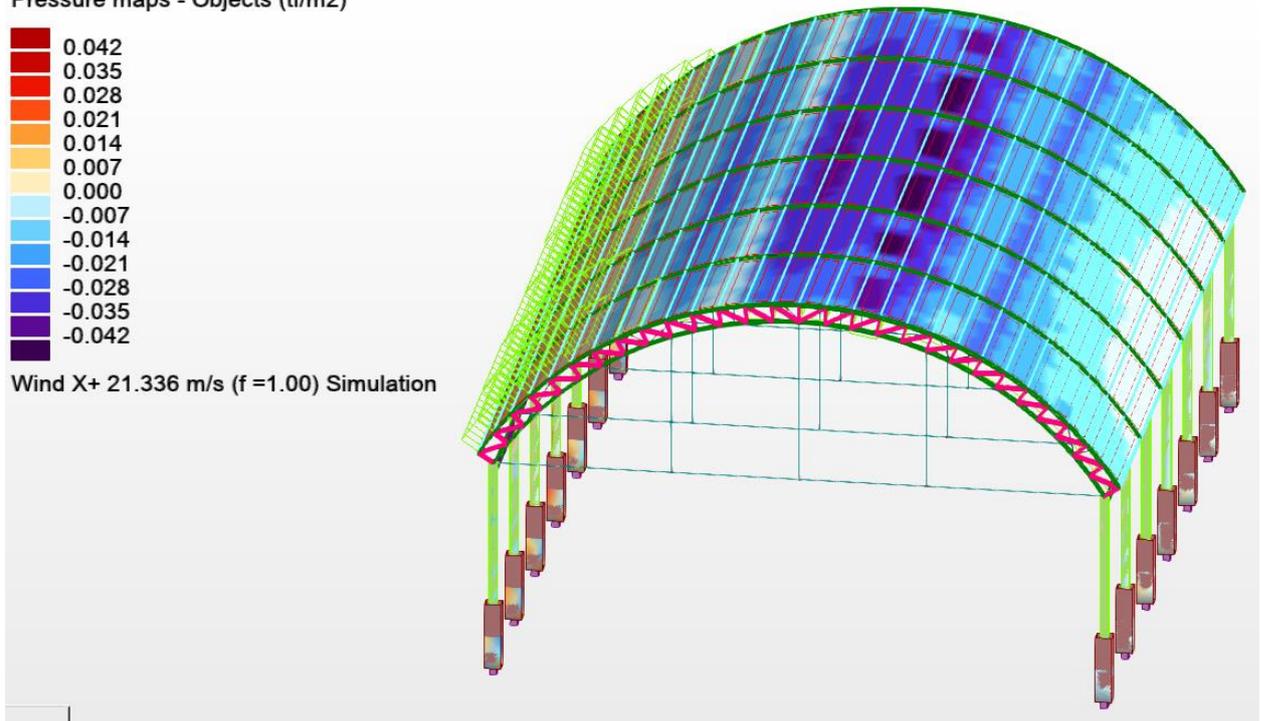


Figura 7: Viento en dirección X-X

Pressure maps - Objects (tf/m²)



Wind Y- 21.336 m/s (f =1.00) Simulation

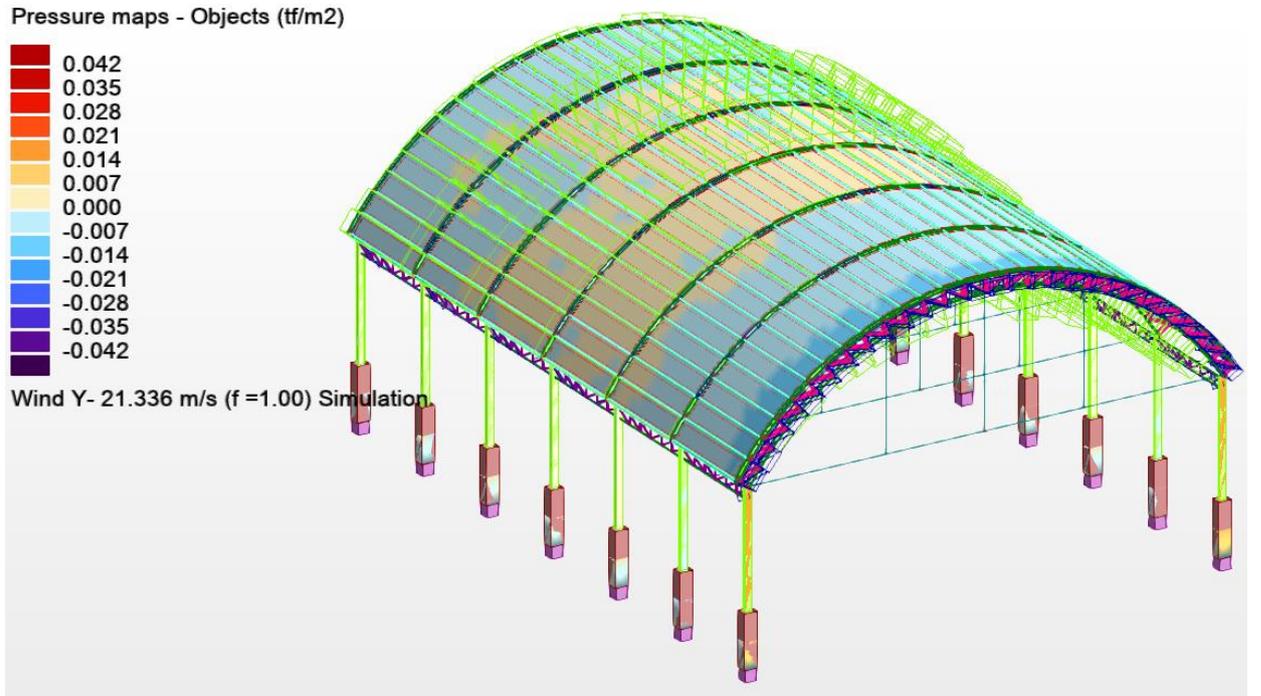


Figura 8: Viento en dirección Y-Y

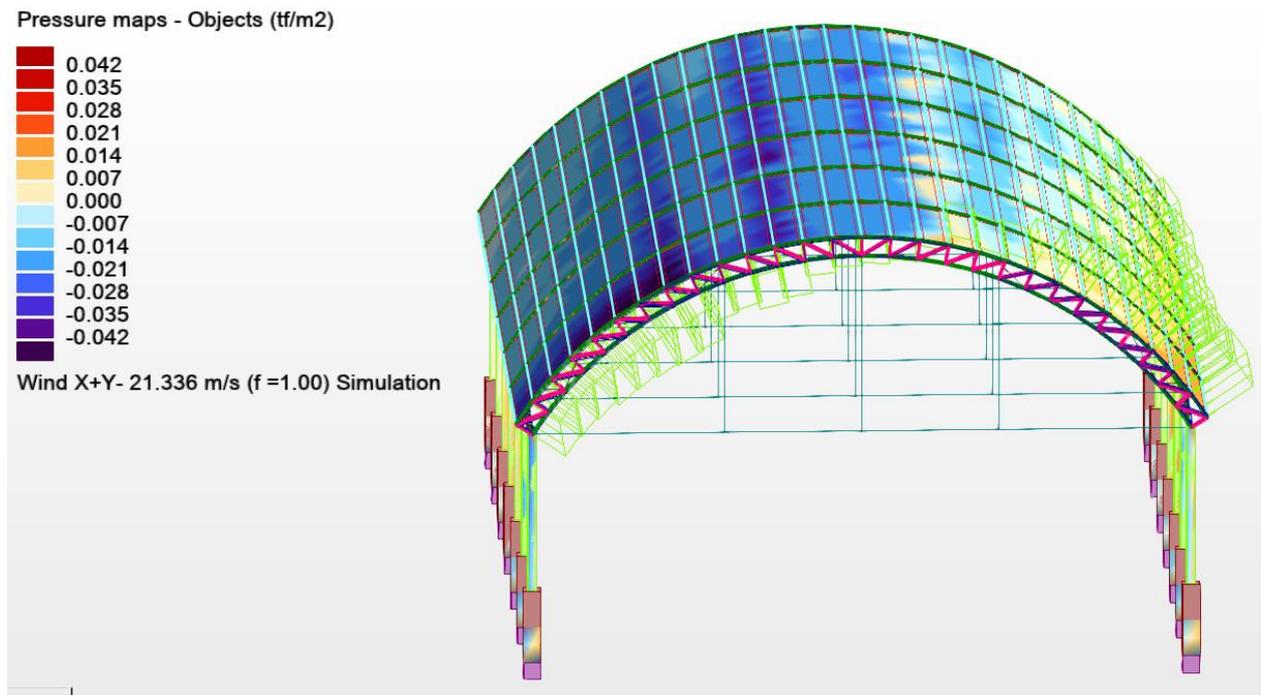


Figura 9: Viento en dirección X-Y

3. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA ACTUAL

El capítulo comprende el análisis de desplazamientos del sistema el cual esta relacionado directamente con la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (parámetros, procedimientos y condiciones de diseño).

3.1. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Las consideraciones adoptadas para poder realizar un análisis dinámico de la edificación son tomadas mediante movimientos de superposición espectral, es decir, basado en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

3.1.1. ZONIFICACION (Z):

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente se asigna un factor “Z” a cada una de las 4 zonas del territorio nacional.

Para el presente proyecto en estudio se asigno un factor de zona en función a la ubicación, la zona (F_{zona} = “Corresponde a Zona 3 y su factor es: $Z=0.35$ ”) posee un factor de zonificación de $Z_Z=0.35$

3.1.2. PARAMETROS DE SUELO (S):

Para efectos de la aplicación de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente se considera que el perfil de suelo para la zona de estudio es de tipo:

$$Tipo_{suelo} = \text{“S2: Suelos Intermedios”}$$

Los parámetros de sitio son los siguientes:

-El factor de amplificación de suelo se considera:

$$S_S = 1.15$$

-Los parámetros T_P y T_L , asociados con el tipo de suelo son:

$$T_P = 0.6 \text{ s}$$

$$T_L = 2 \text{ s}$$

3.1.3. FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C):

De acuerdo a las características de sitio, se define al factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

El valor de este factor en nuestro proyecto será de:

$$C_{CX} = 2.5 \quad C_{CY} = 2.5$$

3.1.4. CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U):

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, el presente proyecto es clasificado según la E.030. Diseño Sismorresistente como C_{edf} = “Categoría B: Edificaciones Importantes” la norma establece un factor de importancia $F_{USO} = 1.3$, que es el valor que se tomará para los análisis.

3.1.5. SISTEMAS ESTRUCTURALES (R):

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica ($R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$) que en el presente estudio será de:

$$R_X = 4$$

$$R_Y = 4$$

Se consideraron las irregularidades tanto en elevación como en altura.

3.2. ANALISIS SISMORRESISTENTE DE AL ESTRUCTURA

De acuerdo a los procedimientos señalados y tomando en cuenta las características de los materiales y cargas que actúan sobre las estructuras e influyen en el comportamiento de las mismas ante las sollicitaciones sísmicas, se muestra a continuación el análisis realizado para la obtención de estos resultados.

$$Z_Z = 0.35$$

$$F_{USO} = 1.3$$

$$C_{CX} = 2.5$$

$$C_{CY} = 2.5$$

$$S_S = 1.15$$

$$R_X = 4$$

$$R_Y = 4$$



3.2.1. MODELO PSEUDOTRIDIMENSIONAL

El comportamiento dinámico de las estructuras se determina mediante la generación de modelos matemáticos que consideren la contribución de los elementos estructurales tales como vigas, columnas, muros de concreto y muros de albañilería en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de los sismos son del tipo inercial y proporcional a su peso, por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de las masas en la estructura.

El modelo pseudotridimensional para evaluar el comportamiento dinámico de la edificación se muestra en la figura 10 y 11.

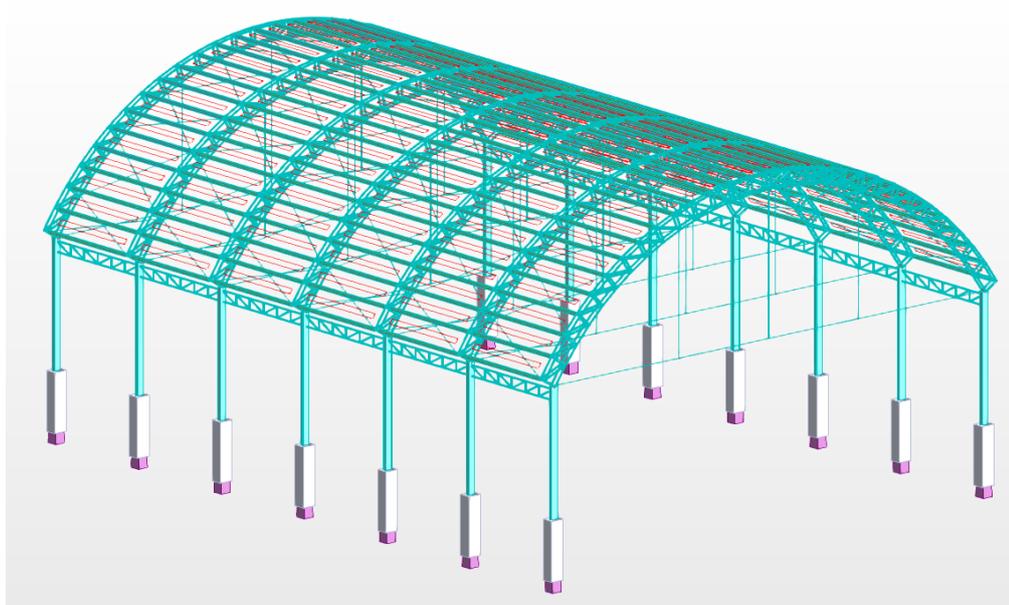


Figura 10: Isométrico Modelo Pseudotridimensional

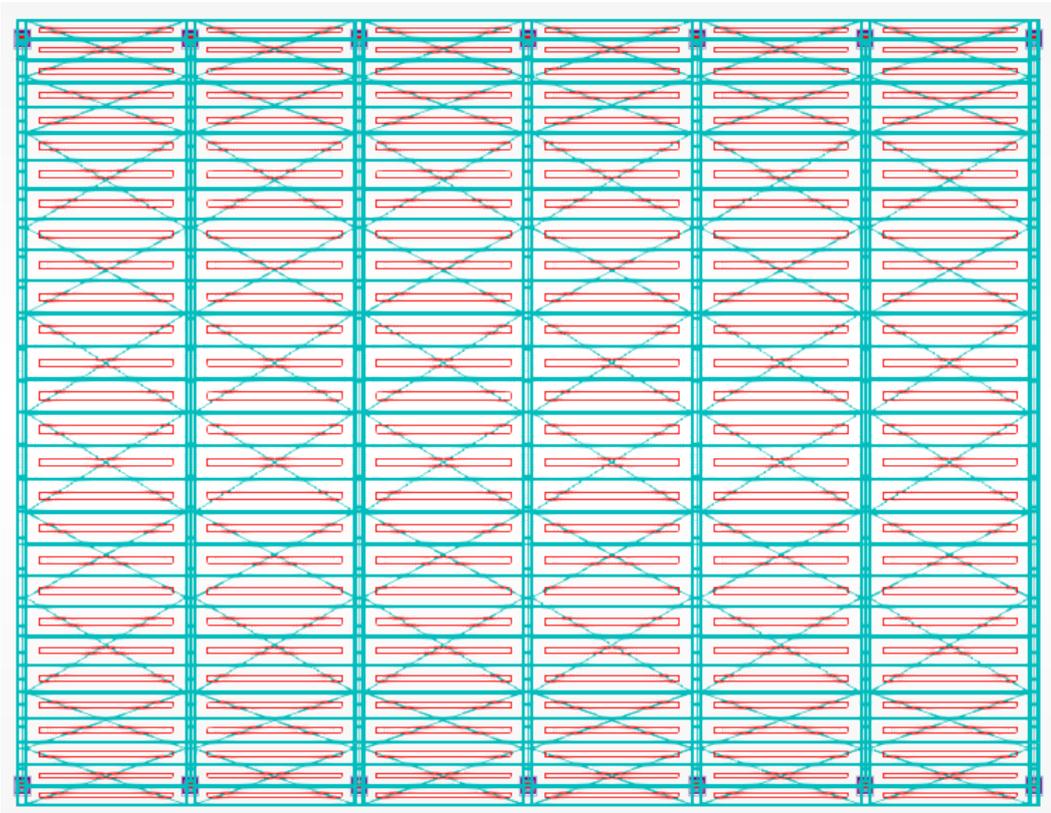


Figura 11: Vista en Planta Modelo Pseudotridimensional

3.2.2. DATOS GENERALES DEL SISMO

Caracterización del emplazamiento

Factor de zona sísmica

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019): $Z_Z=0.35$

Factor de importancia

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 3) : $F_{USO}=1.3$

Tipo de amplificación de suelo

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, 2.3.1.) : $S_S=1.15$

Periodo de la plataforma del espectro

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 4) : $T_P=0.6 s$

Periodo que define el inicio de la zona el espectro con desplazamiento cte

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 4) : $T_L=2 s$

Factor de amplificación sísmica

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019):
 $C_{CX}=2.5$
 $C_{CY}=2.5$

Sistema estructural

R_{0X} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 7 : $R_{0X}=4$

R_{0Y} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 7 : $R_{0Y}=4$

I_{aX} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 8 : $I_{aX}=1$

I_{aY} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 8 : $I_{aY}=1$

I_{pX} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 9 : $I_{pX}=1$

I_{pY} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 9 : $I_{pY}=1$

Estimación del periodo fundamental de la estructura

Altura de la edificación

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, 4.5.4.) : $h_n=7.95 m$

Periodo fundamental-método empírico

$$C_{TX}=35$$

$$C_{TY}=35$$

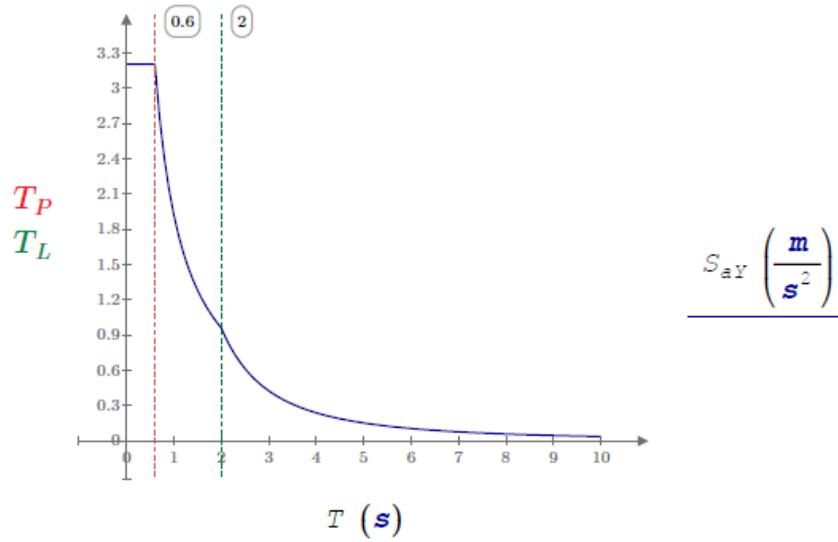
$$T_{xx}=0.191 s$$

$$T_{yy}=0.191 s$$

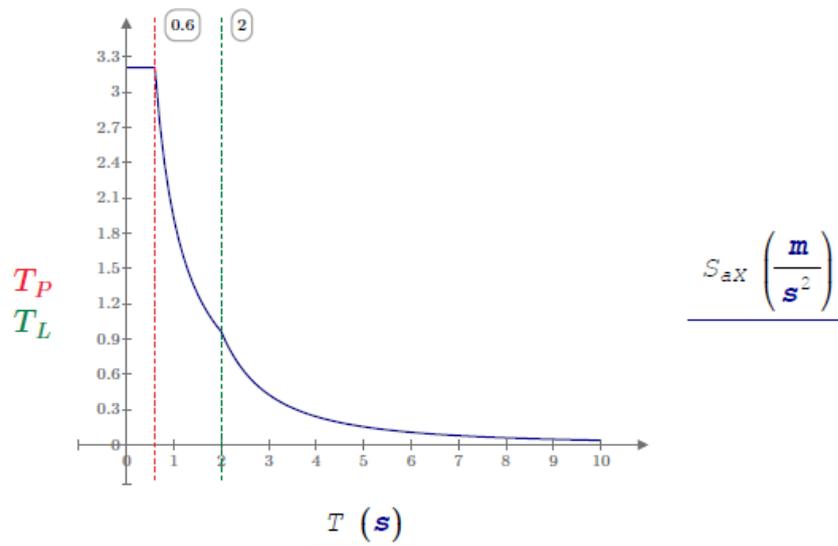
3.2.3. ESPECTRO DE CALCULO

3.2.3.1. ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES

Espectro de Pseudo-Aceleraciones X-X



Espectro de Pseudo-Aceleraciones Y-Y



3.2.4. ANALISIS SISMICO ESTATICO

3.2.4.1. ESTIMACION DEL PESO SISMICO

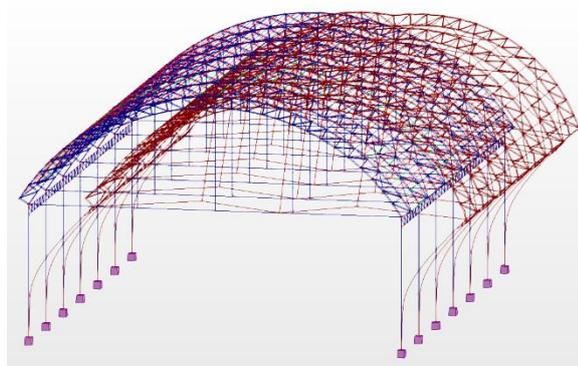
El peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera:

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

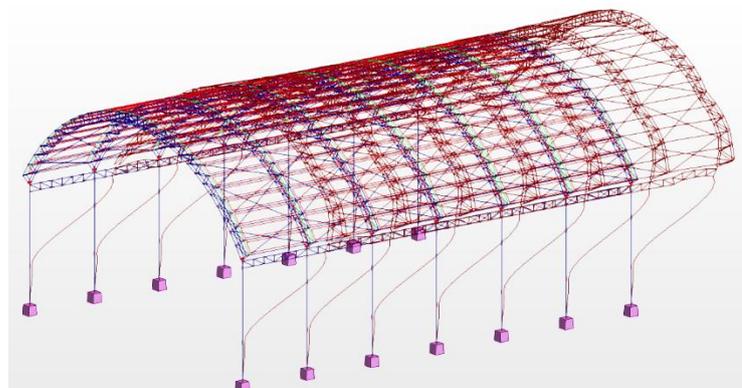
(NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE , 2018, p. 20)

En nuestro caso, 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 quedaria de la siguiente manera:

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



$$T_{MY} = 0.539 \text{ s}$$



$$T_{MX} = 0.479 \text{ s}$$

3.3. 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.

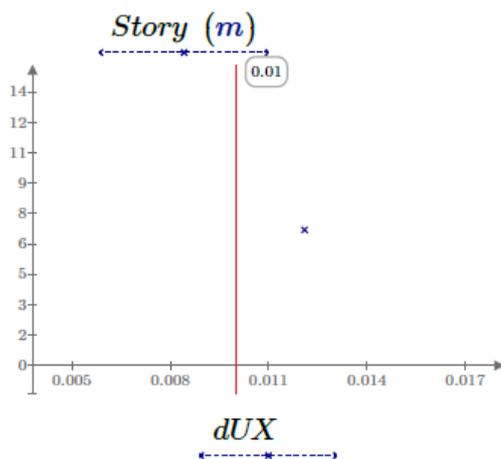
Límites para la distorsión de Entrepiso:

$$\delta = 0.75 \times \Delta i \times h_{ei} \leq 0.01$$

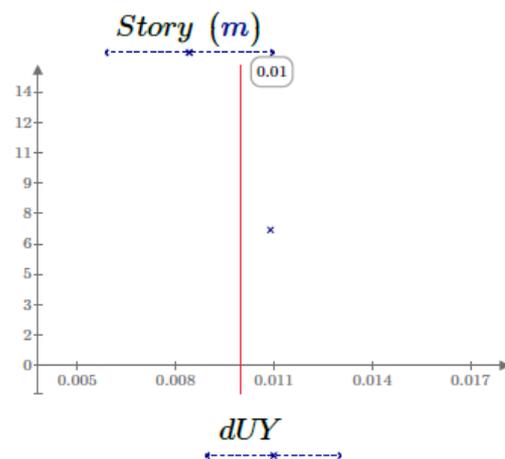
La Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030 del RNE, establece como distorsión máxima de entrepiso el valor de ($Drv_M = 0.01$) para sistemas de *SistMtrl* = "Acero", esto se cumplirá en las direcciones X-X y Y-Y respectivamente.

$$dUX = 0.012$$

$$dUY = 0.011$$



DerivaX = "No cumple"



DerivaY = "No cumple"

3.4. 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 ($1 \times 7.95 / 100 = 0.079m$).

SISTEMA	DESPLAZAMIENTO (cm)	DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE NTE.020. (cm)
Cobertura Parabólica	5.96	7.95

Además, después de someter la estructura al espectro de diseño de acuerdo con la norma E.030, se ha encontrado que estos no cumplen con las derivas máximas permitidas establecidas en la norma (0.01), siendo el eje longitudinal el más crítico con una deriva de (0.012). Asimismo, el análisis de viento arroja un desplazamiento del techo de 5.96cm, siendo este menor a la sollicitación máxima de 7.95cm de acuerdo a la longitud del pilar, sin embargo.

3.5. ANÁLISIS DE CORREAS

Se presenta la evaluación de la correa mas esforzada para la combinación mas desfavorable COMB 5 (1.2D+1.6Lr+0.5S), del análisis se muestra que la correa propuesta tiene un ratio de eficiencia de 1.54, el cual indica un sobreesfuerzo del elemento del mas del 50%, asi mismo, se verifica que el elemento posee inestabilidad en la dirección perpendicular al plano de aplicación de la carga, esto debido a la falta de arriostres laterales, el radio de giro y la longitud del elemento.

STEEL DESIGN

CODE: *ANSI/AISC 360-16 An American National Standard, July 7, 2016*
ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 2405 Simple member_2405

POINT: 2 **COORDINATE:** x = 0.50 L =

2.375 m

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB5 1*1.2000+2*1.6000+6*0.5000

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: HSRE 4x2x0.125

d=101.60000 mm	$A_y=229.9041 \text{ mm}^2$	$A_z=529.2583 \text{ mm}^2$	$A_x=838.7080 \text{ mm}^2$
bf=50.80000 mm	$I_y=1103013.2778 \text{ mm}^4$	$I_z=373775.8202 \text{ mm}^4$	$J=915709.1363 \text{ mm}^4$
tw=2.94640 mm	$S_y=21712.8598 \text{ mm}^3$	$S_z=14715.5835 \text{ mm}^3$	
tf=2.94640 mm	$Z_y=27202.5262 \text{ mm}^3$	$Z_z=16714.8053 \text{ mm}^3$	

MEMBER PARAMETERS:



$L_y = 4.750 \text{ m}$
 $L_{cy} = 4.750 \text{ m}$
 $L_{cy}/r_y = 130.9811$



$L_z = 4.750 \text{ m}$
 $L_{cz} = 4.750 \text{ m}$
 $L_{cz}/r_z = 225.0056$

INTERNAL FORCES:

$P_r = 0.045 \text{ tf}$
 $M_{ry} = 0.934 \text{ tf}\cdot\text{m}$

DESIGN STRENGTHS

$F_{ic}\cdot P_n = 2.631 \text{ tf}$
 $F_{ib}\cdot M_{ny} = 0.608 \text{ tf}\cdot\text{m}$

SAFETY FACTORS

Fib = 0.9000 Fic = 0.9000

SECTION ELEMENTS:

Flange = Compact Web = Compact

VERIFICATION FORMULAS:

$Pr/(2 \cdot Fic \cdot Pn) + Mry/(Fib \cdot Mny) = 1.5435 > 1.0000$ LRFD (H1-1b) Not verified

$Lcy/ry = 130.9811 < (Lc/r)_{max} = 200.0000$ $Lcz/rz = 225.0056 > (Lc/r)_{max} = 200.0000$ INSTABLE

No OK!

4. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA

El capítulo comprende el análisis de desplazamientos del sistema el cual está relacionado directamente con la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (parámetros, procedimientos y condiciones de diseño).

4.1. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Las consideraciones adoptadas para poder realizar un análisis dinámico de la edificación son tomadas mediante movimientos de superposición espectral, es decir, basado en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

3.1.1. ZONIFICACION (Z):

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente se asigna un factor “Z” a cada una de las 4 zonas del territorio nacional.

Para el presente proyecto en estudio se asigno un factor de zona en función a la ubicación, la zona ($F_{zona} = \text{“Corresponde a Zona 3 y su factor es: } Z=0.35\text{”}$) posee un factor de zonificación de $Z_Z = 0.35$

3.1.2. PARAMETROS DE SUELO (S):

Para efectos de la aplicación de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente se considera que el perfil de suelo para la zona de estudio es de tipo:

$Tipo_{suelo} = \text{“S2: Suelos Intermedios”}$

Los parámetros de sitio son los siguientes:

-El factor de amplificación de suelo se considera:

$$S_S = 1.15$$

-Los parámetros TP y TL, asociados con el tipo de suelo son:

$$T_P = 0.6 \text{ s}$$

$$T_L = 2 \text{ s}$$

3.1.3. FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C):

De acuerdo a las características de sitio, se define al factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

El valor de este factor en nuestro proyecto será de:

$$C_{CX} = 2.5 \quad C_{CY} = 2.5$$

3.1.4. CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U):

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, el presente proyecto es clasificado según la E.030. Diseño Sismorresistente como C_{edf} = "Categoría B: Edificaciones Importantes" la norma establece un factor de importancia $F_{USO} = 1.3$, que es el valor que se tomará para los análisis.

3.1.5. SISTEMAS ESTRUCTURALES (R):

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica ($R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$) que en el presente estudio será de:

$$R_X = 4 \quad R_Y = 4$$

Se consideraron las irregularidades tanto en elevación como en altura.

4.2. ANALISIS SISMORRESISTENTE DE AL ESTRUCTURA

De acuerdo a los procedimientos señalados y tomando en cuenta las características de los materiales y cargas que actúan sobre las estructuras e influyen en el comportamiento de las mismas ante las sollicitaciones sísmicas, se muestra a continuación el análisis realizado para la obtención de estos resultados.

$$Z_Z = 0.35$$

$$F_{USO} = 1.3$$

$$C_{CX} = 2.5$$

$$C_{CY} = 2.5$$

$$S_S = 1.15$$

$$R_X = 4$$

$$R_Y = 4$$



3.2.1. MODELO PSEUDOTRIDIMENSIONAL

El comportamiento dinámico de las estructuras se determina mediante la generación de modelos matemáticos que consideren la contribución de los elementos estructurales tales como vigas, columnas, muros de concreto y muros de albañilería en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de los sismos son del tipo inercial y proporcional a su peso, por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de las masas en la estructura.

El modelo pseudotridimensional para evaluar el comportamiento dinámico de la edificación se muestra en la figura 10 y 11.

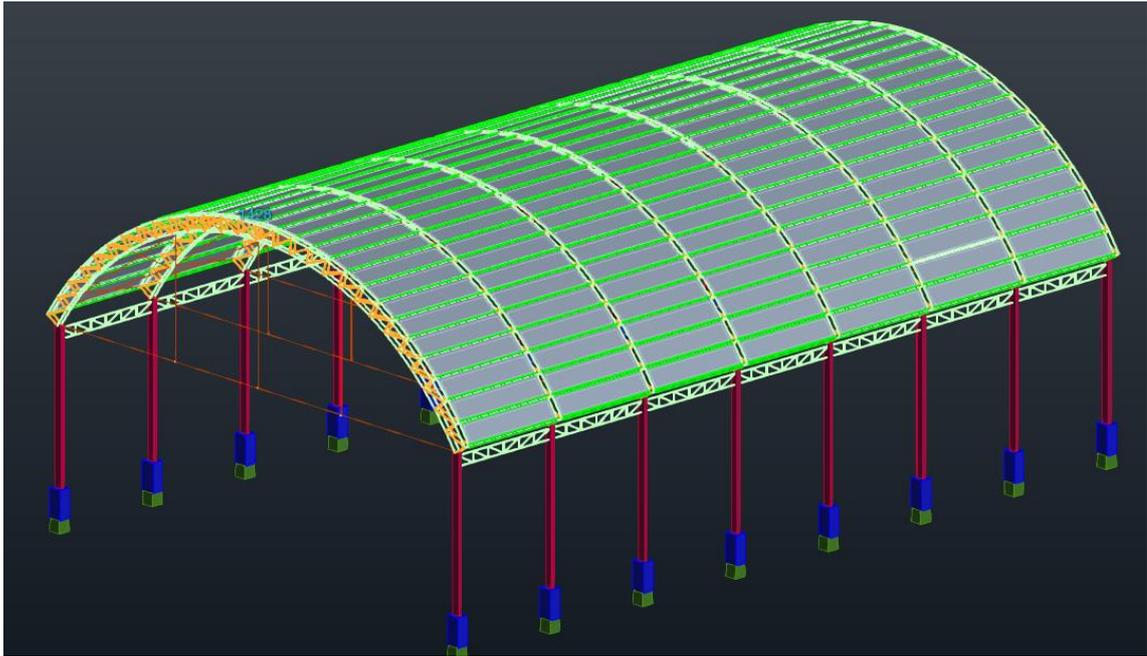


Figura 10: Isométrico Modelo Pseudotridimensional

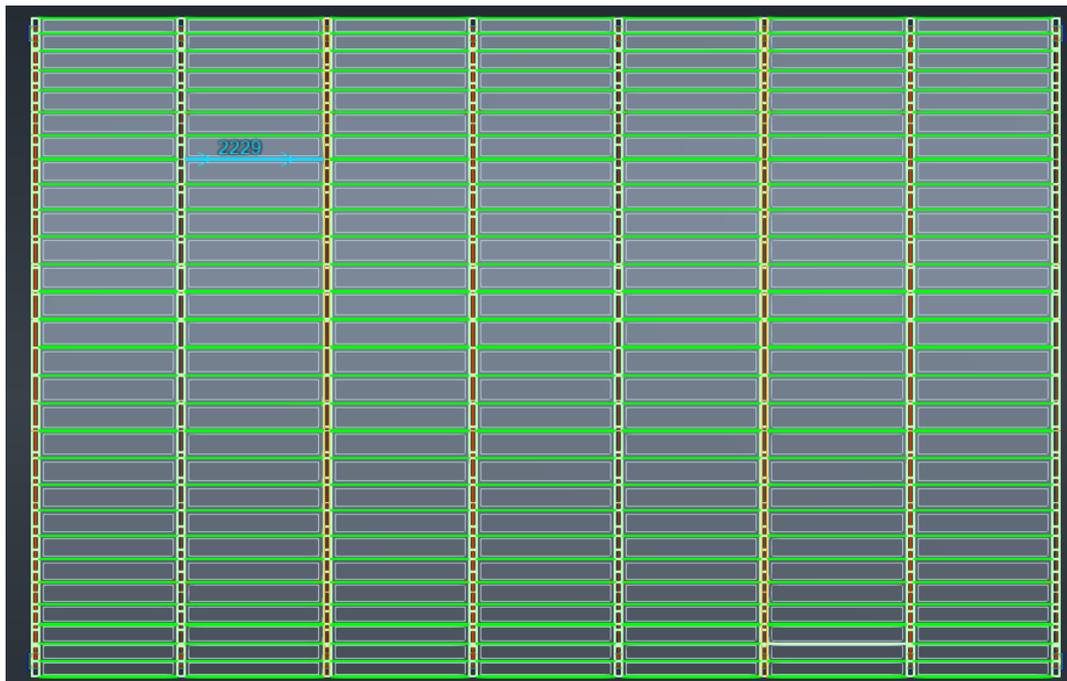


Figura 11: Vista en Planta Modelo Pseudotridimensional

3.2.2. DATOS GENERALES DEL SISMO

Caracterización del emplazamiento

Factor de zona sísmica

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019): $Z_Z=0.35$

Factor de importancia

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 3) .
: $F_{USO}=1.3$

Tipo de amplificación de suelo

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, 2.3.1.) .
: $S_S=1.15$

Periodo de la plataforma del espectro

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 4) .
: $T_P=0.6 s$

Periodo que define el inicio de la zona el espectro con desplazamiento cte

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, tabla 4) .
: $T_L=2 s$

Factor de amplificación sísmica

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019):
 $C_{CX}=2.5$
 $C_{CY}=2.5$

Sistema estructural

R_{0X} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 7 : $R_{0X}=4$

R_{0Y} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 7 : $R_{0Y}=4$

I_{aX} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 8 : $I_{aX}=1$

I_{aY} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 8 : $I_{aY}=1$

I_{pX} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 9 : $I_{pX}=1$

I_{pY} : Coeficiente de reducción (X) Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019), tabla 9 : $I_{pY}=1$

Estimación del periodo fundamental de la estructura

Altura de la edificación

Norma técnica E.030 2014 (decreto n003-2016 y RM-043-2019, 4.5.4.) .
: $h_n=7.95 m$

Periodo fundamental-método empírico

$$C_{TX}=35$$

$$C_{TY}=35$$

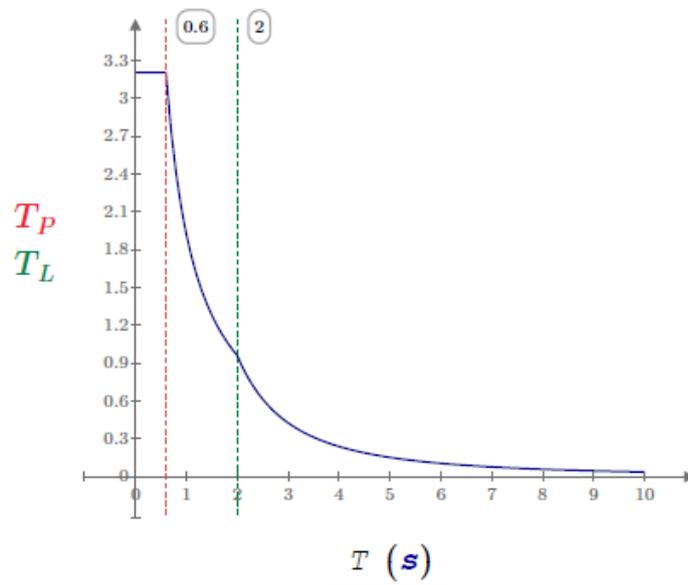
$$T_{xx}=0.191 s$$

$$T_{yy}=0.191 s$$

3.2.3. ESPECTRO DE CALCULO

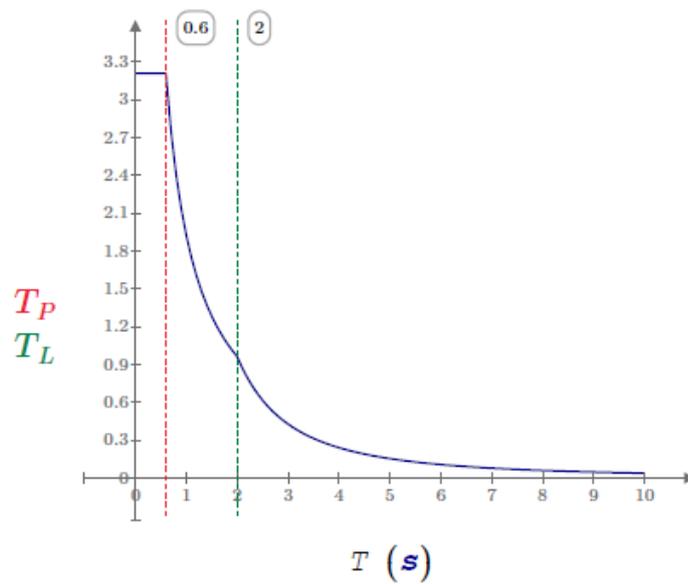
3.2.3.1. ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES

Espectro de Pseudo-Aceleraciones X-X



$$S_{aY} \left(\frac{m}{s^2} \right)$$

Espectro de Pseudo-Aceleraciones Y-Y



$$S_{aX} \left(\frac{m}{s^2} \right)$$

3.2.4. ANALISIS SISMICO ESTATICO

3.2.4.1. ESTIMACION DEL PESO SISMICO

El peso (P) se calcula 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:

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

(NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE, 2018, p. 20)

En nuestro caso, 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 quedaría de la siguiente manera:

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

4.2.4.2. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

$$V_X(P_{total}) = 12.245 \text{ tonne} \quad V_Y(P_{total}) = 12.245 \text{ tonne}$$

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

$$P_{total} = 37.444 \text{ tonne}$$

4.2.4.3. DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA

$$F_{1X} := \alpha_1 \cdot V_X(P_{total}) = 12245.358125 \text{ kg} \quad F_{1Y} := \alpha_1 \cdot V_Y(P_{total}) = 12.245358 \text{ tonne}$$

4.5. ANALISIS SISMICO DINAMICO

4.5.1. MASAS A NIVEL DE ENTREPISOS

Masas traslacionales y rotacionales

Piso 1:

$$M_{t1} = 3.818 \frac{\text{tonne} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \quad M_{r1} = 243.752 \text{ tonne} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$$

Excentricidad accidental:

$$e_{acx} = 1.5 \text{ m} \quad e_{acy} = 1.115 \text{ m}$$

4.5.2. PERIODOS DE VIBRACION

Modo	T(s)	%Mx	%My
1	0.6001	86.358	87.589
2	0.5938	87.55	87.963
3	0.4115	96.1659	96.7586
4	0.1125	98.0173	98.1391
5	0.1121	98.0449	98.1393
6	0.1118	98.2016	98.2356
7	0.1117	98.2017	98.3102
8	0.1116	98.2247	98.3106
9	0.1111	98.2256	98.3566
10	0.111	98.2263	98.3579

4.5.3. CENTRO DE MASA, CENTRO DE RIGIDEZ Y EXCENTRICIDADES DE CADA PLANTA

Coordenadas del centro de Masas de la planta (X,Y)

	Piso 1
x	9.91
y	7.51
z	3.28

Coordenadas del centro de Rigidez de la planta (X,Y)

	Piso 1
x	10
y	9.49
z	2.98

4.5.4. CONDICION DE CORTANTE BASAL

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el ($FM_e = 80\%$) del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $FM_e = 0.8 \times V_s/V_d$.

4.5.4.1. Peso Sísmico Total de la Planta "i"
 Pi (tonne)

37.444	Piso 1
--------	--------

4.5.4.2. Verificación de la Condición de la Cortante en la Base

Hipotesis Sísmica	Condicion de la Cortante Basal Minima			Factor de Modificacion	
SISMO X	Vdx ≥	0.8	Vsx	12245.35813	No procede
				13926	
SISMO Y	Vdy ≥	0.8	Vsy	12245.35813	No procede
				13482	

4.3. DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES

El modelo actual aumento un pórtico más para cubrir el área deportiva, esto debido a la incompatibilidad de los planos con la realidad de campo. Así mismo, se opta por aumentar los pedestales de concreto armado en una longitud de 1.25m, es así que reducimos la esbeltez de las columnas y por ende su flexibilidad. A continuación, se muestran las derivas de este sistema.

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.

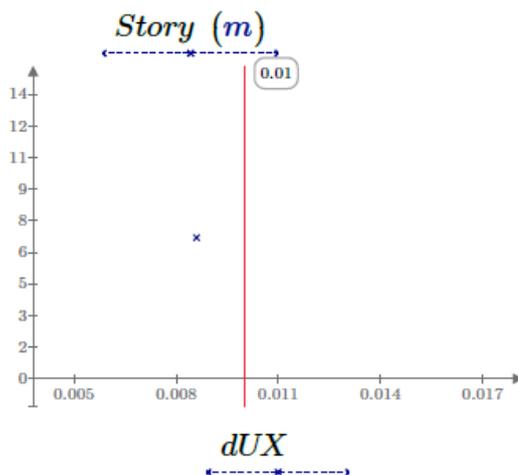
Límites para la distorsión de Entrepiso:

$$\delta = 0.75 \times \Delta i \times h_{ei} \leq 0.01$$

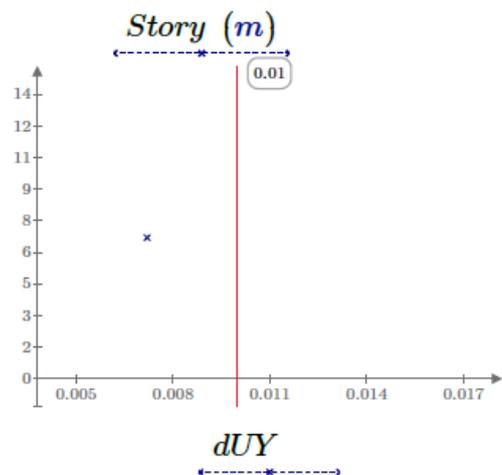
La Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030 del RNE, establece como distorsión máxima de entrepiso el valor de ($Drv_M = 0.01$) para sistemas de *SistMtrl*="Acero", esto se cumplirá en las direcciones X-X y Y-Y respectivamente.

$$dUX = 0.0086$$

$$dUY = 0.0072$$



DerivaX = "Cumple"



DerivaY = "Cumple"

4.4. 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 ($1 \times 7.95 / 100 = 0.079\text{m}$).

SISTEMA	DESPLAZAMIENTO (cm)	DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE NTE.020. (cm)
Cobertura Parabólica	4.73	7.95

5. ASIGNACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA

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

$1,4D$	(1.4 -1)
$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -2)
$1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$	(1.4 -3)
$1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -4)
$1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$	(1.4 -5)
$0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)$	(1.4 -6)

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.

L_r : 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.

1.4D	1.4D
$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	$1.2D + 1.6L + 0.5L_r$
	$1.2D + 1.6L + 0.5R$
$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$	$1.2D + 1.6L_r + 0.5L$
	$1.2D + 1.6L_r + 0.8W(P - B)x$
	$1.2D + 1.6L_r + 0.8W(S - S)x$
	$1.2D + 1.6L_r + 0.8W(S - B/S)y$
	$1.2D + 1.6R + 0.5L$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(P - B)x$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(S - S)x$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(S - B/S)y$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(S - S)y$
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	$1.2D + 1.3W(P - B)x + 0.5L + 0.5L_r$
	$1.2D + 1.3W(S - S)x + 0.5L + 0.5L_r$
	$1.2D + 1.3W(S - B/S)y + 0.5L + 0.5L_r$
	$1.2D + 1.3W(P - B)x + 0.5L + 0.5R$
	$1.2D + 1.3W(S - S)x + 0.5L + 0.5R$
	$1.2D + 1.3W(S - B/S)y + 0.5L + 0.5R$
$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$	$1.2D + 1.0Sx + 0.5L$
	$1.2D - 1.0Sx + 0.5L$
	$1.2D + 1.0Sy + 0.5L$
	$1.2D - 1.0Sy + 0.5L$
$0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$	$0.9D + 1.3W(P - B)x$
	$0.9D - 1.3W(P - B)x$
	$0.9D + 1.3W(S - S)x$
	$0.9D - 1.3W(S - S)x$
	$0.9D + 1.3W(S - B/S)y$
	$0.9D - 1.3W(S - B/S)y$
	$0.9D + 1Sx$
	$0.9D - 1Sx$
	$0.9D + 1Sy$
	$0.9D - 1Sy$

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				

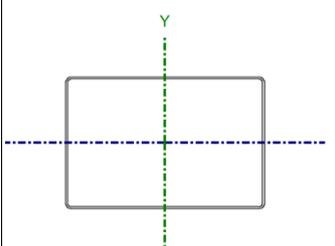
Figura 12: Definición de combinaciones de carga en el software

6. DISEÑO ESTRUCTURAL

Obtenidas las fuerzas internas en la fase de análisis se da paso a la fase de diseño que consta de la selección de elementos definitivos que cumplen con las especificaciones AISC y su método LRFD. Los elementos cumplen con las consideraciones de seguridad, principalmente las de $R_u \leq \phi R_n$. Además de contener dimensiones optimas y comerciales.

• VERIFICACIÓN DE COLUMNA HSSE-200X300X4.5MM

Barra N68/N67

Perfil: C-200x300mm Material: Acero (A36)							
Nudos	Longitud (m)		Características mecánicas				
	Inicial	Final	Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
N68	N67	5.450	43.66	3049.31	5657.80	6185.27	
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β	1.00	1.00	0.00	0.00			
L _k	5.450	5.450	0.000	0.000			
C _b	-		1.000				
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P _t	λ _c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM _x M _y V _x V _y T	
N68/N67	N.P. ⁽¹⁾	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0 m η = 2.0	x: 0 m η = 0.5	x: 0 m η = 64.3	η = 3.0	η < 0.1	x: 0 m η = 65.7	CUMPLE η = 65.7
<p>Notación:</p> <p>P_t: Resistencia a tracción λ_c: Limitación de esbeltez para compresión P_c: Resistencia a compresión M_x: Resistencia a flexión eje X M_y: Resistencia a flexión eje Y V_x: Resistencia a corte X V_y: Resistencia a corte Y PM_xM_yV_xV_yT: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</p>									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : \underline{65} \quad \checkmark$$

Donde:

λ: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{65}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{5450} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.00}$$

r_x: Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{8.36} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x : \underline{8.36} \text{ cm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{3049.31} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{43.66} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.020} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N68, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{1.450} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{71.545} \quad t$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-2-B:

$$P_n : \underline{79.495} \quad t$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-2-B).

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{43.66} \quad \text{cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{1820.92} \quad \text{kp/cm}^2$$

a) Cuando:

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \underline{4731.76} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_e : \underline{\infty}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{0.00} \quad \text{cm}^6$$

K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{0.00}$$

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{5450} \quad \text{mm}$$

G : Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{815494.39} \quad \text{kp/cm}^2$$

J : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{6185.27} \quad \text{cm}^4$$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{3049.31} \quad \text{cm}^4$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{5657.80} \quad \text{cm}^4$$

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{4731.76} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{4731.76} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra

r: Radio de giro dominante

$$F_{ey} : \underline{8779.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_x : \underline{1.00}$$

$$K_y : \underline{1.00}$$

$$L : \underline{5450} \text{ mm}$$

$$r_x : \underline{8.36} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{11.38} \text{ cm}$$

Donde:

I: Momento de inercia

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$I_x : \underline{3049.31} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{5657.80} \text{ cm}^4$$

$$A : \underline{43.66} \text{ cm}^2$$

$$Q : \underline{0.87}$$

2) en secciones formadas únicamente por elementos no rigidizados:

$$Q_s : \underline{1.00}$$

$$Q_a : \underline{0.87}$$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra.

A_{eff}: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'b_e' y en la altura eficaz reducida 'h_e', donde sea de aplicación.

b) para alas de secciones cuadradas y rectangulares con elementos esbeltos de espesor uniforme:

i) Cuando:

$$A : \underline{43.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{eff} : \underline{37.95} \text{ cm}^2$$

$$b_e : \underline{218.55} \text{ mm}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

t: Espesor de la pared

E: Módulo de elasticidad del acero

$$f : \underline{2094.97} \text{ kp/cm}^2$$

$$b : \underline{282.00} \text{ mm}$$

$$t : \underline{4.50} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

ii) Cuando:

$$h_e : \underline{182.00} \text{ mm}$$

Donde:

h: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$h : \underline{182.00} \text{ mm}$$

t: Espesor de la pared

$$t : \underline{4.50} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N68, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.6 \cdot Q1$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.029} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{6.243} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c

$$M_n : \underline{6.937} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{8.682} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{340.68} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

$$M_n : \underline{6.937} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$S_{\text{effx}} : \underline{272.22} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{effx} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X, basado en el ancho eficaz del ala, calculado como:

$$I_{\text{effx}} : \underline{2722.16} \text{ cm}^4$$

$$b_e : \underline{202.46} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{282.00} \text{ mm}$$

t : Espesor del ala

$$t : \underline{4.50} \text{ mm}$$

y : Distancia a la fibra extrema eficaz en flexión

$$y : \underline{100.00} \text{ mm}$$

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.643} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N68, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{5.565} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{8.661} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c

$$M_n : \underline{9.623} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{11.429} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{448.49} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

$$M_n : \underline{9.623} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$S_{effy} : \underline{377.62} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{effy} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y, basado en el ancho eficaz del ala, calculado como:

$$I_{effy} : \underline{5664.25} \text{ cm}^4$$

$$h_e : \underline{179.43} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

h : Distancia libre entre alas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$h : \underline{182.00} \text{ mm}$$

t : Espesor del alma

$$t : \underline{4.50} \text{ mm}$$

x : Distancia a la fibra extrema eficaz en flexión

$$x : \underline{150.00} \text{ mm}$$

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.030} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2\cdot PP + 1.6\cdot Q1$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{1.057} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{34.927} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{38.807} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{25.38} \text{ cm}^2$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{282.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{4.50} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{282.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{4.50} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.6 \cdot Q1$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.007} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{22.541} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{25.046} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{16.38} \text{ cm}^2$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{182.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.50} \text{ mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{182.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.50} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.657} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N68, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.6·Q1.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para

$$\eta : 0.66$$

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : 1.450 \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : 71.545 \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : 0.029 \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : 6.243 \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : 5.565 \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : 8.661 \text{ t}\cdot\text{m}$$

• VERIFICACIÓN CORREA

Barra N14/N1

Perfil: 3/8		Material: Acero (A36)					
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
N14	N1	0.559	0.71	0.04	0.04	0.08	
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
		Pandeo		Pandeo lateral			
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β		1.00	1.00	0.00	0.00		
L_K		0.559	0.559	0.000	0.000		
C_b		-		1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N14/N1	x: 0.559 m $\eta = 45.3$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.559 m $\eta = 23.5$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.559 m $\eta = 66.2$	CUMPLE $\eta = 66.2$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
<i>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</i> (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. (2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T : \underline{0.453} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N1, para la combinación de hipótesis 1.4·PP.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.741} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{1.636} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n : \underline{1.818} \text{ t}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{0.71} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.235} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N1, para la combinación de acciones 1.4·PP.

Donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_r &: \text{Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD} & \mathbf{M}_r &: \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M}_c &: \text{Resistencia de diseño a flexión} & \mathbf{M}_c &: \underline{0.003} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$$\begin{aligned} \phi_b &: \text{Factor de resistencia a flexión} & \phi_b &: \underline{0.90} \\ \mathbf{M}_n &: \text{La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 11, Sección 1} & \mathbf{M}_n &: \underline{0.003} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

1. Fluencia

Para redondos macizos:

$$\mathbf{M}_n : \underline{0.003} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{Z}_x : \text{Módulo resistente plástico respecto al eje X} \quad \mathbf{Z}_x : \underline{0.14} \text{ cm}^3$$

$$\mathbf{M}_y : \underline{0.002} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{F}_y : \text{Límite elástico mínimo especificado} \quad \mathbf{F}_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{S}_x : \text{Módulo resistente elástico respecto al eje X}$$

$$\mathbf{S}_x : \underline{0.08} \text{ cm}^3$$

Donde:

$$\mathbf{I} : \text{Momento de inercia} \quad \mathbf{I} : \underline{0.04} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{x} : \text{Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro} \quad \mathbf{x} : \underline{4.77} \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N14, para la combinación de hipótesis 1.4·PP.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.002} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{0.982} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

1. Resistencia nominal a cortante

$$V_n : \underline{1.091} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{0.71} \text{ cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{9.53} \text{ mm}$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.662} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N1, para la combinación de acciones 1.4·PP.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

a) Para

$$\eta : \underline{0.66}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{0.741} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{1.636} \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{0.003} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{0.003} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Barra N15/N4

Perfil: 1/2																									
Material: Acero (A36)																									
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Nudos</th> <th rowspan="2">Longitud (m)</th> <th colspan="4">Características mecánicas</th> </tr> <tr> <th>Inicial</th> <th>Final</th> <th>Área (cm²)</th> <th>I_x⁽¹⁾ (cm⁴)</th> <th>I_y⁽¹⁾ (cm⁴)</th> <th>I_t⁽²⁾ (cm⁴)</th> </tr> </thead> <tr> <td>N15</td> <td>N4</td> <td>0.400</td> <td>1.27</td> <td>0.13</td> <td>0.13</td> <td>0.26</td> </tr> </table>	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				Inicial	Final	Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	N15	N4	0.400	1.27	0.13	0.13	0.26				
	Nudos		Longitud (m)		Características mecánicas																				
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)																		
N15	N4	0.400	1.27	0.13	0.13	0.26																			
<p>Notas:</p> <p>⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado</p> <p>⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme</p>																									
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Pandeo</th> <th colspan="2">Pandeo lateral</th> </tr> <tr> <th>Plano ZX</th> <th>Plano ZY</th> <th>Ala sup.</th> <th>Ala inf.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>β</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>L_K</td> <td>0.400</td> <td>0.400</td> <td>0.000</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>C_b</td> <td colspan="2">-</td> <td colspan="2">1.000</td> </tr> </tbody> </table> <p>Notación:</p> <p>β: Coeficiente de pandeo</p> <p>L_K: Longitud de pandeo (m)</p> <p>C_b: Factor de modificación para el momento crítico</p>			Pandeo		Pandeo lateral		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	β	1.00	1.00	0.00	0.00	L_K	0.400	0.400	0.000	0.000	C_b	-		1.000	
	Pandeo		Pandeo lateral																						
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.																					
β	1.00	1.00	0.00	0.00																					
L_K	0.400	0.400	0.000	0.000																					
C_b	-		1.000																						

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N15/N4	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 36.0$	x: 0.4 m $\eta = 25.4$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0.4 m $\eta = 1.6$	x: 0.4 m $\eta = 58.6$	CUMPLE $\eta = 58.6$
<p>Notación:</p> <p>P_t: Resistencia a tracción</p> <p>λ_c: Limitación de esbeltez para compresión</p> <p>P_c: Resistencia a compresión</p> <p>M_x: Resistencia a flexión eje X</p> <p>M_y: Resistencia a flexión eje Y</p> <p>V_x: Resistencia a corte X</p> <p>V_y: Resistencia a corte Y</p> <p>$PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p>									

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$P M_x M_y V_x V_y T$	
<i>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</i> ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : \underline{126} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{126}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$\mathbf{L} : \underline{5000} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$\mathbf{K} : \underline{0.08}$$

r_x: Radio de giro respecto al eje X

$$\mathbf{r_x} : \underline{0.32} \text{ cm}$$

Donde:

$$\mathbf{r_x} : \underline{0.32} \text{ cm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$\mathbf{I_x} : \underline{0.13} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{1.27} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.360} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis 1.4·PP.

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\mathbf{P_r} : \underline{0.451} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{1.253} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

φ_p: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{1.392} \text{ t}$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{1.27} \text{ cm}^2$$

F_{cr}: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{1098.67} \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando:

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

F_e: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{1267.73} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{1267.73} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{1267.73} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.08}$$

$$K_y : \underline{0.08}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{5000} \text{ mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{0.32} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{0.32} \text{ cm}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{0.13} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{0.13} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{1.27} \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.254} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N4, para la combinación de acciones 1.4·PP.

Donde:

$$\mathbf{M}_r: \text{Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD} \quad \mathbf{M}_r : \underline{0.002} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M}_c: \text{Resistencia de diseño a flexión} \quad \mathbf{M}_c : \underline{0.007} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$$\phi_b: \text{Factor de resistencia a flexión} \quad \phi_b : \underline{0.90}$$

$$\mathbf{M}_n: \text{La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 11, Sección 1} \quad \mathbf{M}_n : \underline{0.008} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

Para redondos macizos:

$$\mathbf{M}_n : \underline{0.008} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{Z}_x: \text{Módulo resistente plástico respecto al eje X} \quad \mathbf{Z}_x : \underline{0.34} \text{ cm}^3$$

$$\mathbf{M}_y : \underline{0.005} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{F}_y: \text{Límite elástico mínimo especificado} \quad \mathbf{F}_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{S}_x: \text{Módulo resistente elástico respecto al eje X}$$

$$\mathbf{S}_x : \underline{0.20} \text{ cm}^3$$

Donde:

$$\mathbf{I}: \text{Momento de inercia} \quad \mathbf{I} : \underline{0.13} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{x}: \text{Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro} \quad \mathbf{x} : \underline{6.35} \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.016} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N4, para la combinación de hipótesis 1.4·PP.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.029} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{1.743} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

1. Resistencia nominal a cortante

$$V_n : \underline{1.937} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{1.27} \text{ cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{12.70} \text{ mm}$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.586} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N4, para la combinación de acciones 1.4·PP.

Donde:

η_1 : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

a) Para

$$\eta_1 : \underline{0.59}$$

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida	P_r : <u>0.451</u> t
P_c : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E	P_c : <u>1.253</u> t
M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte	M_{rx} : <u>0.002</u> t·m
M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F	M_{cx} : <u>0.007</u> t·m
M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil	M_{ry} : <u>0.000</u> t·m
M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F	M_{cy} : <u>0.007</u> t·m

η_2 : calculado según Artículo 1, Sección 3

3. Secciones doblemente simétricas sometidas a flexocompresión simple

b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión

$$\eta_2 : \underline{0.43}$$

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida	P_r : <u>0.451</u> t
P_{co} : Resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión calculado según el Capítulo E	P_{co} : <u>1.253</u> t
M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte	M_{rx} : <u>0.002</u> t·m
M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F	M_{cx} : <u>0.007</u> t·m

• VERIFICACIÓN DE CIMENTACIÓN

DISEÑO DE ZAPATAS

De manera general todas las fuerzas que actúan en la base de una columna deben transferirse satisfactoriamente a la zapata, para tal fin se realizó el siguiente procedimiento de diseño: cálculo del área requerida y las dimensiones laterales, dimensionamiento en altura, refuerzo por corte y flexión, transferencia de la fuerza en la base.

CAPACIDAD DE CARGA NETA ADMISIBLE

Características del terreno

$c := 0.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Cohesión
$\gamma := 1.91 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso volumétrico seco
$\phi := 23.3^\circ$	Angulo de fricción interna
$\beta := 0^\circ$	Angulo de inclinación de la carga sobre la cimentación
$D_f := 1.8 \text{ m}$	Profundidad de desplante
$F.S := 3$	Factor de seguridad
$PNF := \text{"NO"}$	Presencia de nivel freático
$\delta_c := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico del concreto

$$CS_{PC} := 16.53 \text{ tonnef} \quad MS_{PCY} := -0.56 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad MS_{PCX} := 0.021 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

$$T_Z = 1.15 \text{ m}$$

$$S_Z = 1.15 \text{ m}$$

$$\sigma_{YXcmax} = 1.037 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad q_{neta.adm} = 1.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación por capacidad de carga:

$$Verf_1 := \text{if } \sigma_{YXcmax} < q_{neta.adm} \mid = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \text{"Recalcular"}$$

$$T_Z := 2 \text{ m}$$

$$S_Z := 2 \text{ m}$$

$$Verf_1 := \text{if } \sigma_{YXcmax} < q_{neta.adm} \mid = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \text{"Recalcular"}$$

Propuesta final:

$$T_Z = 2 \text{ m} \\ S_Z = 2 \text{ m}$$

Largo de zapata
Ancho de zapata

COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO POR ESFUERZO ADMISIBLE(E.020)

$$U1 = D \\ U2 = D+L \\ U3 = D+(W \text{ o } 0.70 E) \\ U4 = \alpha [D+L+(W \text{ o } 0.70 E)]$$

Verificaciones:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{YcmaxC1} &= 0.011 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{XcmaxC1} &= 0.02 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{YcmaxC2} &= 0.013 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{XcmaxC2} &= 0.02 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{aligned} \right\} < q_{neta.adm} = 1.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verf₂="OK"

Condición de Servicio

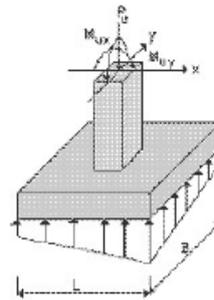
$$M_{UYZCOMB2} = 0.001 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{UYXCOMB2} = 0.001 \text{ tonnef} \cdot m$$

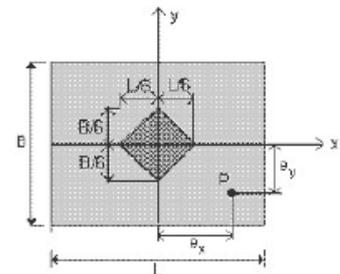
$$P_{UYCOMB2} = 0.53 \text{ tonnef}$$

$$e_{zy} = 3.388 \text{ cm}$$

$$e_{zx} = 0.127 \text{ cm}$$



(a)



(b)

DIMENSIONAMIENTO EN EN ALTURA POR PUNZONAMIENTO

$$h_{zc} = 60 \text{ cm}$$

$$d_{zc} := h_{zc} - 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

CALCULO PRESION DE DISEÑO

Se utilizan las siguiente combinaciones de carga:

$$U1 = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

$$U2 = 1,25 (\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CVi})$$

$$U3 = 0,9 \text{ CM} \pm 1,25 \text{ CVi}$$

$$U4 = 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$U5 = 0,9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

Combinación dimensionante:

$$\text{ELU-COMBINACION: } N_{\text{Comb}} = 8$$

$$N_{\text{comb}} = 15.63 \text{ tonnef}$$

$$M_{x_{\text{comb}}} = 1.96 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{y_{\text{comb}}} = 2.569 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{cx_4} = 1.96 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{cy_4} = 2.569 \text{ tonnef} \cdot m$$

Tensiones sobre el terreno

$$\sigma_{UA} = 0.436 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{UB} = 0.73 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{UC} = 0.345 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{UD} = 0.051 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

REVISION POR CORTANTE

$$Vud_x := \frac{\sigma_{UA} + \sigma_{UB} + \sigma_{UC} + \sigma_{UD}}{4} \cdot T_Z \cdot \left(\frac{S_Z - d_{zc}}{2} - d_{zc} \right) = 1.954 \text{ tonnef}$$

$$Vud_y := \frac{\sigma_{UA} + \sigma_{UB} + \sigma_{UC} + \sigma_{UD}}{4} \cdot S_Z \cdot \left(\frac{T_Z - d_{zc}}{2} - d_{zc} \right) = 1.954 \text{ tonnef}$$

$$\phi Vc_x := \phi_{CZ} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\sqrt{\text{kgf}}}{\text{cm}} \cdot T_Z \cdot d_{zc} = 65.284 \text{ tonnef}$$

$$\phi Vc_y := \phi_{CZ} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\sqrt{\text{kgf}}}{\text{cm}} \cdot S_Z \cdot d_{zc} = 65.284 \text{ tonnef}$$

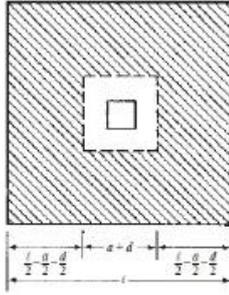
$$\begin{array}{l} Rev_{1x} := \text{if } \phi Vc_x \geq Vud_x \\ \quad \parallel \text{ "ok" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Recalcular" } \end{array} \quad \Bigg| \quad = \text{ "ok" } \quad \begin{array}{l} Rev_{1y} := \text{if } \phi Vc_y \geq Vud_y \\ \quad \parallel \text{ "ok" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Recalcular" } \end{array} \quad \Bigg| \quad = \text{ "ok" }$$

REVISION POR PUNZONAMIENTO

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi 4 \lambda \sqrt{f'_c} b_o} \quad \text{(Ecuación 12.2)}$$

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o} \quad \text{La Ecuación 12.3 no es aplicable a menos que } \beta_c > 2 \quad \text{(Ecuación 12.3)}$$

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi \left(\frac{\alpha_c d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o} \quad \text{La Ecuación 12.3 no es aplicable a menos que } b_o > \alpha_c d \quad \text{(Ecuación 12.4)}$$



$$Vu \leq \phi \cdot Vc \quad ; \phi = 0.85$$

$$Vs = 21.055 \text{ kN}$$

$$V_{SCPP} = 2108.94 \text{ kN}$$

$$Rev_2 := \begin{cases} \text{if } \phi_{CZ} \cdot V_{SCPP} \geq Vs \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar peralte”} \end{cases}$$

$$Rev_2 = \text{“Cumple”}$$

REFUERZO LONGITUDINAL

$$A_{ZRL1} = 2.893 \text{ cm}^2$$

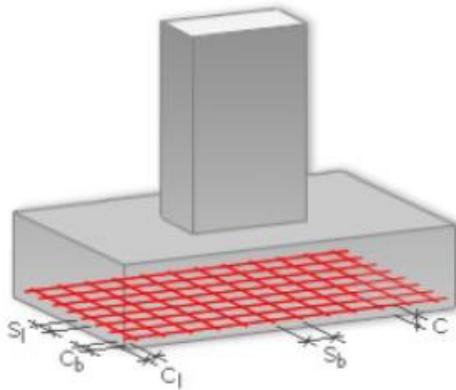
$$\rho_{ZRL} := \frac{A_{ZRL1}}{T_Z \cdot d_{zc}} = 0.00029$$

$$\rho_{ZRLmin} := 0.0018$$

$$s_{ZRL} = 20$$

Cuantía mínima
Separación de las barras

$$\text{Usar: } \phi d_{sb} = 15.875 \text{ mm @ } s_{ZRL} = 20$$



$$c := 5 \text{ cm}$$

$$c_b := 7.5 \text{ cm}$$

$$c_l := 7.5 \text{ cm}$$

$$s_b := s_{ZRL} = 20$$

$$s_l := s_{ZRL} = 20$$

7. CONCLUSIONES

Los elementos considerados en la estructura cumplen con los requisitos de esfuerzo y deformación solicitados.

- La estructura metálica con cobertura ligera tiene un buen comportamiento ante eventos sísmicos importantes con los refuerzos y ampliación de secciones expuestas en el presente documento.
- Se verifica el correcto funcionamiento de la estructura ante solicitaciones dinámicas a las secciones transversales de las correas, el correcto ajuste en las uniones con placas de 5/8" y subiendo los pedestales de concreto 1.25m, es así que se cumplen las disposiciones de la Norma E.030 para un buen comportamiento sísmico y evitar el problema de falla frágil con limitada capacidad de deformación en el rango inelástico de las columnas cautivas.
- Los cálculos de diseño llevados a cabo tomando en cuenta la carga de nieve predominante en la ciudad e indican que el nuevo planteamiento proyectado cumpliría con las normativas y garantizaría la seguridad de la estructura.
- El desplazamiento máximo relativo en el rango inelástico en las estructuras evaluadas para un evento sísmico, alcanza un valor máximo de 0.0086 de deriva en la dirección X-X y 0.0072 en la dirección Y-Y siendo estos valores menores a las derivas máximas permisibles por la Norma E.030.
- Los esfuerzos internos, axiales y momentos, producidos por las diferentes combinaciones de carga en las columnas se consideran menores a las que la columna puede resistir, con la modificación propuesta se tiene menor altura para la misma sección aumentando la rigidez del elemento y reducir su esbeltez.
- Las verificaciones por capacidad de carga fueron realizadas de acuerdo a las combinaciones de carga para diseño por esfuerzos admisibles de la Norma E.020.
- Los elementos de la cimentación no presentan falla por corte de punzonamiento.
- El modelo pseudotridimensional matemático es una aproximación al modelo en estudio, la base se considera empotrada debido a la gran rigidez de la cimentación, proporcionada por sus dimensiones y profundidad de desplante.

Nota:

Cualquier variación en las configuraciones actuales de la estructura o anomalías respecto a la calidad de los materiales descritos en el presente informe dejan sin validez las conclusiones aquí presentadas.