

MODELACIÓN Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL ASISTIDA POR SOFTWARE DE
MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN ECLESIAÍSTICA EN LA VEREDA JUAN BOSCO
CON IMPLEMENTACIÓN DE CUBIERTA EN MADERA



LAURA MILENA MENDEZ ROJAS
JUAN JOSE ROJAS SABOGAL



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
VILLAVICENCIO

2026

MODELACIÓN Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL ASISTIDA POR SOFTWARE DE
MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN ECLESIASTICA EN LA VEREDA JUAN BOSCO
CON IMPLEMENTACIÓN DE CUBIERTA EN MADERA

LAURA MILENA MENDEZ ROJAS
JUAN JOSE ROJAS SABOGAL

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero civil

Asesor

Ing. Mg. JHONATAN AUGUSTO FORERO PABON

Ingeniero Civil

Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Gerencia de la Construcción.

Magíster en Cálculo de obras Civiles.

Magíster en Ingeniería – Estructuras

UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
VILLAVICENCIO

2026

Autoridades Académicas

P. Álvaro José ARANGO RESTREPO, O.P.

Rector General

P. Adrián Mauricio GARCÍA PEÑARANDA, O.P.

Vicerrector Académico General

P. Luis Antonio ALFONSO VARGAS, O.P.

Rector Seccional Villavicencio

P. Juan Francisco CORREA HIGUERA, O.P.

Vicerrector Académico Seccional Villavicencio

Mg. Julieth Andrea SIERRA TOBÓN

Secretaria General Seccional Villavicencio

Mg. LUIS FERNANDO DÍAZ CRUZ

Decano de la Facultad de Ingeniería Civil

Dedicatoria

Agradezco principalmente a Dios por guiarme, por darme sabiduría y fuerza para llegar a este punto tan importante de mi vida.

A mi padre, Fernando Méndez, porque gracias a él pude lograr cada meta y cada objetivo. Me brindó apoyo incondicional, amor y nunca me dejó sola, siempre estuvo ahí incluso cuando todo se puso muy difícil. Más allá de su apoyo económico, su apoyo emocional fue fundamental en mi vida. Solo espero hacerlo sentir orgulloso y retribuirle, aunque sea un poco de todo lo que ha hecho por mí y mis hermanos. Es un hombre honorable, respetable y mi mayor ejemplo a seguir. Este logro es mío, pero el triunfo completamente es suyo. Mi padre, mi guía, mi motor y mi fuerza. Gracias por creer en mí y darme siempre fuerzas para seguir.

A mi madre, Sandra Rojas, quien siempre me cuidó, estuvo pendiente de mí y me apoyó durante todos estos años. Aunque las cosas no siempre fueron fáciles, siempre estuviste con tu amor de madre cuidándome y ayudándome a culminar esta etapa. Gracias por darme la vida, amor y motivación.

A mi compañero de vida, Leonardo Carrillo, quien me acompañó durante todo este proceso y me apoyó incluso cuando las cosas se dificultaban. Gracias por cuidarme, por tu paciencia y por creer en mí incluso cuando yo misma dudaba. Fuiste una pieza fundamental en este camino y este logro también es tuyo porque me inspiraste a crecer como persona y profesional.

A mis hermanos, Cristian y Juan, quienes siempre me apoyaron de una forma u otra, me cuidaron como su única hermana y me ayudaron a encontrar soluciones cuando sentía que no había salida. Sin ustedes esto tampoco habría sido posible.

Por último, agradezco a mi mascota Jerry, quien estuvo a mi lado en cada desvelada a lo largo de este proceso, siendo siempre mi compañero fiel.

Hoy me convierto en Ingeniera Civil gracias a ustedes. Gracias por creer en mí, por acompañarme y sostenerme en cada paso de este camino. Este logro también les pertenece, porque es el reflejo del amor, los valores y la fortaleza que sembraron en mi vida.

Con todo mi amor y mi gratitud, les dedico este logro y todo lo que está por venir.

Laura M.

Este logro no me pertenece únicamente a mí, representa también el amor, los sacrificios, las enseñanzas y el apoyo de todas las personas que me acompañaron a lo largo de este camino.

A mis padres, por ser mi guía, mi fortaleza y mi mayor ejemplo de esfuerzo y dedicación. Gracias por cada sacrificio silencioso, por cada consejo, por creer en mí incluso en los momentos más difíciles y por impulsarme siempre a seguir adelante. Cada meta alcanzada lleva también el fruto de su entrega y de los valores que sembraron en mi vida.

A mi hermanito, porque su presencia ha sido una motivación constante para crecer, superarme y construir un futuro del cual pueda sentirse orgulloso.

A mi familia, por acompañarme en cada etapa de este proceso, por su apoyo incondicional y por brindarme fortaleza en los días de incertidumbre, cansancio y desafíos.

Finalmente, dedico este proyecto al cierre de una etapa que marcó profundamente mi vida y al comienzo de un nuevo camino lleno de retos, responsabilidades y sueños por cumplir. Hoy culmina mi formación universitaria y nace el compromiso de ejercer con orgullo, dedicación y pasión mi profesión como ingeniera civil.

Que este nuevo comienzo esté siempre guiado por la responsabilidad, la ética y el deseo constante de construir no solo obras, sino también un futuro mejor.

Juan José R.

Agradecimientos

En primer lugar, agradecemos a Dios por ser nuestra guía y fortaleza durante cada etapa de este proceso de formación, por brindarnos la sabiduría, la perseverancia y el ánimo necesario para culminar esta importante fase de nuestras vidas.

A nuestros padres, por el esfuerzo, la confianza y el apoyo incondicional que nos ofrecieron a lo largo de nuestro proceso académico. Gracias por acompañarnos y motivarnos constantemente para alcanzar cada una de nuestras metas.

Expresamos nuestro más sincero agradecimiento a nuestro director, el ingeniero Jhonatan Augusto Forero Pabon, por su acompañamiento, dedicación, tiempo y conocimientos compartidos durante el desarrollo de esta investigación. Gracias por su orientación, experiencia y por depositar su confianza en nosotros durante todo este proceso.

A la Universidad Santo Tomás y a todas las personas que hicieron parte de nuestra formación profesional, especialmente a la Facultad de Ingeniería Civil y su cuerpo docente, por los conocimientos, enseñanzas y experiencias brindadas a lo largo de estos años.

Queremos agradecer también el uno al otro, Juan José Rojas y Laura Méndez, por el compromiso, la dedicación y el esfuerzo compartido durante el desarrollo de este proyecto de grado. Este camino estuvo lleno de retos, aprendizajes y momentos de presión que logramos superar gracias al trabajo en equipo, la confianza y el apoyo mutuo. Más allá de culminar esta etapa como compañeros de tesis, nos llevamos la satisfacción de haber construido una gran amistad y la certeza de que siempre nos apoyaremos mutuamente, tanto en lo personal como en lo profesional. Hoy finalizamos este logro como compañeros de tesis y comenzamos un nuevo camino como futuros colegas unidos por la misma pasión por la ingeniería civil.

Finalmente, expresamos nuestro agradecimiento a todas aquellas personas que, de una u otra manera, aportaron y brindaron su apoyo durante el desarrollo de este proyecto, así como a quienes dedicaron parte de su tiempo a la revisión y lectura de este trabajo de grado.

Contenido

	Pág.
Resumen	14
Abstract.....	15
Introducción.....	16
1. Formulación del problema.....	17
1.1. Descripción del problema	17
1.2. Pregunta Problema	18
2. Objetivos	19
2.1. Objetivo General.....	19
2.2. Objetivo Especifico.....	19
3. Justificación.....	20
4. Alcance del proyecto	22
5. Estado del arte	23
6. Marco de referencia.....	26
6.1. Marco Teórico `	26
6.1.1 Análisis estructural de edificaciones.....	26
6.1.2 Modelación estructural.....	26
6.1.3 Cargas estructurales	27
6.1.4 Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10	27
6.1.5 Comportamiento estructural.....	28
6.1.6 La madera como material estructural.....	28
6.1.7 Pandeo estructural.....	29
6.1.8 Cubiertas en madera.....	29
6.1.9 Relación entre modelación estructural y cubiertas en madera.....	30
6.2. Marco conceptual.....	31
6.3. Marco legal	32
7. Metodología.....	35
7.1. Fase 1: Recolección y análisis de la información	35

7.2.	Fase 2: Modelación, Diseño y análisis estructural.....	35
7.3.	Fase 3: Evaluación del comportamiento estructural y análisis de estabilidad.....	36
8.	Resultados	38
8.1.	Fase 1: Recolección y análisis de la información	38
8.2.	Fase 2: Modelación y análisis estructural	40
8.2.1	Espectro de deslizamiento.....	40
8.2.2	Determinación de cargas estructurales.....	42
8.2.3	Modelación de la propuesta de diseño	51
8.3.	Fase 3: Evaluación del comportamiento estructural y análisis de estabilidad.....	62
8.3.1	Evaluación de derivas	62
8.3.2	Evaluación del pandeo de la cubierta.....	64
9.	Diseño estructural de la propuesta.....	68
9.1.	Aplicación de cargas	69
9.2.	Diseño de columnas	72
9.3.	Diseño de vigas	76
9.4.	Diseño de cimentación.....	85
	Conclusiones.....	89
	Referencias bibliográficas	92
	Anexos	94

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 5.1 : Antecedentes Estado del Arte.....	24
Tabla 5.1 : Continuacion.....	25
Tabla 8.1 : Datos espectro de deslizamiento Villavicencio	41
Tabla 8.2 : valor de Sa	41
Tabla 8.3 : Elementos de la cubierta y secciones	52
Tabla 8.4 : Modos de vibración	58
Tabla 8.5 : Porcentaje de participación de la masa.....	58
Tabla 8.6 : Distribución de la fuerza sísmica horizontal equivalente.	58
Tabla 8.7 : Fuerzas sísmicas horizontales y momentos asociados	59
Tabla 8.8 : Dimensiones y especificaciones de la conexión estructural.....	60
Tabla 8.9 : Distribución de fuerzas sísmicas en dirección X.....	63
Tabla 8.10 : Distribución de fuerzas sísmicas en dirección Y	63
Tabla 8.11 : Resultados combinación Pandeo Gravedad.....	66
Tabla 8.12 : Resultados combinación Pandeo Succión	66
Tabla 8.13 : Resultados combinación Pandeo Succión con Viva.....	66
Tabla 9.1 : Descripción de los elementos y material	68
Tabla 9.2 : Características mecánicas de material	69
Tabla 9.3 : Armado de columnas	73
Tabla 9.4 : Carga axial y momentos C1.....	74
Tabla 9.5 : Carga axial y momentos C2.....	74
Tabla 9.6 : Carga axial y momentos C3.....	74
Tabla 9.7 : Carga axial y momentos C4.....	75
Tabla 9.8 : Carga axial y momentos C5.....	75
Tabla 9.9 : Carga axial y momentos C6.....	75
Tabla 9.10 : Resumen de Cargas, Momentos y Refuerzo vigas pórtico 3	78
Tabla 9.11 : Resumen de Cargas, Momentos y Refuerzo vigas pórtico 4	80
Tabla 9.12 : Resumen de Cargas, Momentos y Refuerzo vigas pórtico 1	82

Tabla 9.13 : Resumen de Cargas, Momentos y Refuerzo vigas pórtico 2	84
Tabla 9.14 : Resumen despiece y cuantificación de acero de zapatas	86
Tabla 9.15 : Resumen despiece y cuantificación de acero de vigas cimentación.....	87
Tabla 9.16 : Cargas en la base zapatas.....	88

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 6.1	34
Figura 7.1	37
Figura 8.1	38
Figura 8.2	39
Figura 8.3	39
Figura 8.4	40
Figura 8.5	42
Figura 8.6	44
Figura 8.7	45
Figura 8.8	46
Figura 8.9	46
Figura 8.10	47
Figura 8.11	49
Figura 8.12	50
Figura 8.13	53
Figura 8.14	54
Figura 8.15	55
Figura 8.16	56
Figura 8.17	56
Figura 8.18	57
Figura 8.19	61
Figura 8.20	61
Figura 8.21	62
Figura 8.22	63
Figura 8.23	64
Figura 8.24	65
Figura 8.25	65

Figura 8.26	67
Figura 9.1	69
Figura 9.2	70
Figura 9.3	70
Figura 9.4	71
Figura 9.5	72
Figura 9.6	73
Figura 9.7	76
Figura 9.8	76
Figura 9.9	77
Figura 9.10	79
Figura 9.11	81
Figura 9.12	83
Figura 9.13	85
Figura 9.14	85
Figura 9.15	86
Figura 9.16	87

Lista de Anexos

	Pág.
Anexo 1 Tabla de análisis de pandeo gravedad.....	94
Anexo 2 Tabla de análisis de pandeo succión	94
Anexo 3 Tabla de análisis de pandeo succión con viva.....	95
Anexo 4 Vista planta, fachada y cubierta propuesta.....	95
Anexo 5 Plano detalle estructural columnas.....	96
Anexo 6 Plano detalle estructural vigas.....	97
Anexo 7 Detalles conexión cubierta	98
Anexo 8 Detalle estructural cimentación.....	99
Anexo 9 Plano vistas planta y fachada	100
Anexo 10 Vista 3D propuesta.....	101
Anexo 11 Detalle estructural vigas de cimentación	102

Resumen

El presente trabajo tiene como objetivo desarrollar una propuesta de diseño estructural para una cubierta en madera en una edificación eclesiástica ubicada en la vereda Juan Bosco, municipio de Villavicencio, mediante el uso de software de modelación estructural, con el fin de analizar su comportamiento y verificar el cumplimiento de los criterios establecidos en la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10. La investigación se desarrolla bajo un enfoque cuantitativo y de tipo aplicado, empleando un diseño no experimental.

Metodológicamente, se realizó una visita técnica a la edificación con el propósito de obtener información geométrica y constructiva que sirviera como base para el desarrollo de la propuesta estructural. Posteriormente, se llevó a cabo la modelación de la cubierta en madera mediante software especializado, definiendo las propiedades de los materiales, las condiciones de apoyo, las cargas actuantes y las combinaciones de carga establecidas por la NSR-10 para este tipo de estructuras.

A partir de la modelación realizada, se evaluó el comportamiento estructural de la cubierta mediante análisis de estabilidad y pandeo de los elementos principales, además del diseño de conexiones mediante pernos y platinas, con el fin de garantizar una adecuada transmisión de cargas dentro del sistema estructural.

Los resultados esperados permitirán verificar la viabilidad estructural de la propuesta planteada, identificando el comportamiento de la cubierta frente a las condiciones de carga consideradas y su capacidad para proporcionar estabilidad y funcionalidad a la edificación. Asimismo, el estudio busca aportar al uso de estructuras en madera dentro de edificaciones de uso comunitario y al fortalecimiento de la aplicación de herramientas de modelación estructural en el contexto de la ingeniería civil.

Palabras Clave: modelación estructural, cubierta en madera, análisis de pandeo, diseño estructural, cargas estructurales, NSR-10, estabilidad estructural, ingeniería civil.

Abstract

The present study aims to develop a structural design proposal for a timber roof in a church building located in the Juan Bosco village, municipality of Villavicencio, through the use of structural modeling software, in order to analyze its behavior and verify compliance with the criteria established in the Colombian Seismic Resistant Construction Code NSR-10. The research follows a quantitative and applied approach with a non-experimental design.

Methodologically, a technical field visit was carried out to obtain geometric and constructive information that served as the basis for the structural proposal. Subsequently, the timber roof structure was modeled using specialized structural software, defining material properties, support conditions, acting loads, and load combinations established by NSR-10 for this type of structure.

Based on the developed model, the structural behavior of the roof was evaluated through stability and buckling analyses of the main elements, as well as the design of bolted and steel plate connections to ensure an adequate load transfer within the structural system.

The expected results will allow verification of the structural feasibility of the proposed design by identifying the behavior of the roof under the considered loading conditions and its ability to provide stability and functionality to the building. Likewise, this study seeks to contribute to the use of timber structures in community buildings and to strengthen the application of structural modeling tools within the field of civil engineering.

Key Word: structural modeling, timber roof, buckling analysis, structural design, structural loads, NSR-10, structural stability, civil engineering.

Introducción

En la ingeniería civil, el diseño estructural es un proceso fundamental para garantizar que las edificaciones sean seguras, estables y funcionales, especialmente en zonas con amenaza sísmica. En Colombia, estos criterios se encuentran establecidos en la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10, la cual define los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras capaces de soportar las cargas a las que estarán sometidas durante su vida útil.

Las edificaciones de uso eclesiástico presentan características particulares, como espacios amplios y cubiertas de gran dimensión, lo que hace necesario desarrollar soluciones estructurales adecuadas que permitan garantizar estabilidad y seguridad. En zonas rurales como la vereda Juan Bosco, ubicada en el municipio de Villavicencio, muchas construcciones se desarrollan de manera progresiva y con recursos limitados, por lo que resulta importante contar con propuestas estructurales técnicamente fundamentadas que contribuyan a mejorar el desempeño y funcionalidad de este tipo de edificaciones.

En este contexto, el presente trabajo plantea el desarrollo de una propuesta de diseño estructural para una cubierta en madera mediante el uso de software de modelación estructural. Para ello, se tomó como base la información geométrica y constructiva obtenida a través de una visita técnica realizada a la edificación, permitiendo establecer las condiciones necesarias para el desarrollo de la propuesta.

Posteriormente, se realizó la modelación de la cubierta considerando las propiedades mecánicas de los materiales, las condiciones de apoyo, las cargas actuantes y las combinaciones de carga establecidas por la NSR-10. Asimismo, se evaluó el comportamiento estructural de la propuesta mediante análisis de estabilidad y pandeo, además del diseño de conexiones mediante pernos y platinas, con el fin de garantizar una adecuada transmisión de cargas dentro del sistema estructural.

Finalmente, este trabajo busca aportar al uso de estructuras en madera dentro de edificaciones de uso comunitario y al fortalecimiento de herramientas de modelación estructural aplicadas en contextos reales. De igual manera, pretende servir como apoyo técnico para futuros proyectos relacionados con el diseño de cubiertas y estructuras livianas en el campo de la ingeniería civil.

1. Formulación del problema

1.1. Descripción del problema

La construcción de edificaciones destinadas al uso eclesiástico implica importantes exigencias estructurales, debido a que este tipo de espacios suelen presentar grandes luces, cubiertas de dimensiones considerables y concentración de personas durante actividades religiosas y comunitarias. Por esta razón, es fundamental desarrollar propuestas estructurales que garanticen estabilidad, seguridad y un adecuado comportamiento frente a las cargas actuantes.

La edificación eclesiástica ubicada en la vereda Juan Bosco, en el municipio de Villavicencio (Meta), se encuentra en proceso de construcción y requiere el desarrollo de una solución estructural para su sistema de cubierta. Debido a que el municipio se localiza en una zona de amenaza sísmica alta, resulta indispensable que la propuesta estructural cumpla con los lineamientos establecidos en la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10, con el fin de garantizar condiciones adecuadas de seguridad y funcionamiento.

En zonas rurales, los procesos constructivos suelen desarrollarse de manera progresiva y con recursos limitados, por lo que muchas veces no se cuenta con propuestas estructurales previamente modeladas o verificadas técnicamente. Esta situación hace necesario implementar herramientas de modelación estructural que permitan analizar el comportamiento de las soluciones planteadas antes de su ejecución constructiva.

En este contexto, el proyecto propone el diseño de una cubierta en madera utilizando madera estructural tipo ES1 (Choibá), material que se encuentra contemplado dentro de la NSR-10 y que presenta propiedades mecánicas adecuadas para aplicaciones estructurales. Su uso representa una alternativa viable para el desarrollo de cubiertas livianas, permitiendo reducir el peso propio de la estructura y facilitar la transmisión de cargas hacia los elementos de apoyo.

Por ello, se hace necesario desarrollar una modelación estructural mediante software especializado que permita analizar el comportamiento de la cubierta propuesta, considerando las cargas y combinaciones establecidas por la NSR-10, así como la estabilidad y el pandeo de los elementos principales. De esta manera, se busca verificar la viabilidad estructural de la propuesta y garantizar un adecuado desempeño dentro de la edificación.

1.2. Pregunta Problema

¿Cuál es el comportamiento estructural de la propuesta de cubierta en madera para la edificación eclesiástica ubicada en la vereda Juan Bosco, municipio de Villavicencio, al ser modelada mediante herramientas de simulación estructural, y en qué medida cumple con los criterios de estabilidad y diseño establecidos en la NSR-10 considerando las cargas y combinaciones aplicadas?

2. Objetivos

2.1. Objetivo General

Desarrollar una propuesta de diseño estructural para una cubierta en madera en la edificación eclesiástica ubicada en la vereda Juan Bosco, municipio de Villavicencio, mediante modelación estructural, con el fin de analizar su comportamiento y verificar el cumplimiento de los criterios establecidos en la NSR-10.

2.2. Objetivo Especifico

- Identificar las características geométricas y constructivas de la edificación, así como las condiciones de carga y los parámetros normativos necesarios para el desarrollo de la propuesta estructural.
- Desarrollar el modelo estructural de la cubierta en madera mediante software especializado, incorporando las propiedades mecánicas de los materiales y las combinaciones de carga establecidas en la NSR-10.
- Analizar el comportamiento estructural de la cubierta propuesta frente a las cargas actuantes y las condiciones de estabilidad consideradas en el diseño.
- Evaluar el comportamiento al pandeo de los elementos principales de la cubierta, con el fin de verificar su estabilidad estructural frente a las combinaciones de carga aplicadas.
- Diseñar las conexiones estructurales mediante pernos y platinas, garantizando una adecuada transmisión de cargas entre los elementos que conforman el sistema de cubierta.
- Verificar que la propuesta estructural cumpla con los criterios de estabilidad y diseño establecidos en la NSR-10 para estructuras en madera

3. Justificación

La seguridad estructural es uno de los aspectos más importantes en el diseño y construcción de edificaciones, especialmente en zonas con amenaza sísmica alta como el municipio de Villavicencio. En este contexto, el desarrollo de propuestas estructurales adecuadas resulta fundamental para garantizar estabilidad, funcionalidad y seguridad en edificaciones de uso comunitario, como es el caso de la iglesia ubicada en la vereda Juan Bosco.

Desde el punto de vista técnico, el proyecto es importante porque permite desarrollar y verificar una propuesta de diseño estructural para una cubierta en madera mediante herramientas de modelación estructural. A través del uso de software especializado es posible analizar el comportamiento de la cubierta frente a las cargas actuantes y las combinaciones de carga establecidas en la NSR-10, además de evaluar aspectos relacionados con la estabilidad y el pandeo de los elementos estructurales principales. Esto permite contar con criterios técnicos que contribuyan al adecuado desempeño de la propuesta antes de su ejecución constructiva.

En el ámbito normativo, la NSR-10 establece los requisitos mínimos que deben cumplir las estructuras en Colombia para garantizar condiciones adecuadas de seguridad y funcionamiento. Por ello, el desarrollo de este proyecto permite aplicar los lineamientos establecidos para estructuras en madera, verificando que la propuesta estructural cumpla con los parámetros de diseño y estabilidad definidos por la reglamentación vigente.

La relevancia social del proyecto radica en que las edificaciones eclesíásticas son espacios de reunión comunitaria que concentran un número importante de personas durante actividades religiosas y eventos sociales. En consecuencia, contar con una propuesta estructural técnicamente fundamentada contribuye a promover condiciones adecuadas de seguridad y confiabilidad para los usuarios de la edificación.

Desde el enfoque académico, la investigación permite aplicar conocimientos relacionados con diseño estructural, estabilidad y modelación computacional a un caso real de ingeniería civil. Asimismo, posibilita analizar el comportamiento de la madera estructural tipo ES1 (Choibá) como material principal de la cubierta, evaluando su desempeño dentro del sistema estructural propuesto y su viabilidad para este tipo de aplicaciones.

En cuanto a su utilidad metodológica, el proyecto desarrolla un procedimiento basado en recopilación de información técnica, modelación estructural, aplicación de cargas y combinaciones

según la NSR-10, análisis de estabilidad y diseño de conexiones estructurales. Esta metodología puede servir como referencia para futuros proyectos relacionados con cubiertas en madera y estructuras livianas en edificaciones de características similares.

Finalmente, el proyecto se articula con la línea de investigación en Estructuras y Gestión del Riesgo del programa de Ingeniería Civil, al enfocarse en el diseño y verificación de sistemas estructurales mediante herramientas de modelación. En este sentido, el trabajo resulta técnica, social y académicamente pertinente, ya que promueve el desarrollo de soluciones estructurales seguras y funcionales para contextos reales de construcción.

4. Alcance del proyecto

El presente proyecto se enfoca en el desarrollo y modelación de una propuesta de diseño estructural para una cubierta en madera en una edificación eclesiástica ubicada en la vereda Juan Bosco, municipio de Villavicencio (Meta), mediante el uso de software especializado de análisis estructural. El propósito principal es analizar el comportamiento de la cubierta propuesta frente a las cargas y combinaciones establecidas en la NSR-10, verificando criterios de estabilidad y desempeño estructural.

El estudio se desarrollará a partir de la recopilación de información geométrica y constructiva obtenida mediante visita técnica a la edificación, la cual servirá como base para el planteamiento de la propuesta estructural. Posteriormente, se realizará la modelación computacional de la cubierta en madera tipo ES1 (Choibá), considerando las propiedades mecánicas del material, las condiciones de apoyo y las cargas actuantes sobre el sistema estructural.

A partir de la modelación realizada, se analizará el comportamiento de la cubierta mediante la aplicación de cargas gravitacionales y combinaciones de carga establecidas en la NSR-10, así como la evaluación de estabilidad y pandeo de los elementos principales. Adicionalmente, se desarrollará el diseño de conexiones mediante pernos y platinas con el fin de garantizar una adecuada transmisión de cargas dentro del sistema estructural.

Con base en los resultados obtenidos, se establecerán criterios técnicos relacionados con la viabilidad y comportamiento estructural de la propuesta planteada. El proyecto se desarrollará dentro del tiempo académico establecido para el trabajo de grado y abarcará las etapas de recopilación de información, modelación estructural, análisis de estabilidad, evaluación de pandeo y diseño de conexiones, sin incluir procesos constructivos ni ejecución física de la cubierta propuesta.

5. Estado del arte

El diseño y análisis estructural de edificaciones ha evolucionado significativamente gracias al desarrollo de herramientas computacionales que permiten modelar y simular el comportamiento de las estructuras frente a diferentes condiciones de carga. Estas herramientas, basadas en modelos matemáticos y métodos numéricos, han facilitado el estudio de parámetros relacionados con estabilidad, distribución de cargas y comportamiento estructural, permitiendo obtener resultados con mayor precisión y confiabilidad dentro del proceso de diseño.

Con el avance del software especializado en ingeniería civil, la modelación estructural se ha convertido en una herramienta fundamental tanto en el ámbito académico como profesional, ya que permite desarrollar propuestas estructurales más eficientes y verificar su comportamiento antes de la ejecución constructiva. En el contexto colombiano, estos análisis se realizan bajo los lineamientos establecidos en la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10, la cual define los criterios mínimos para el diseño y construcción segura de edificaciones.

Asimismo, en los últimos años ha aumentado el interés por el uso de estructuras en madera dentro de proyectos arquitectónicos y estructurales, debido a sus ventajas relacionadas con el peso propio, facilidad constructiva y comportamiento estructural. En Colombia, la NSR-10 contempla el uso de maderas estructurales clasificadas según sus propiedades mecánicas, permitiendo su aplicación en sistemas de cubierta y estructuras livianas.

En este sentido, diversos estudios han abordado la modelación y análisis de cubiertas en madera, y la evaluación de estabilidad mediante análisis de pandeo, destacando la importancia de verificar el comportamiento de este tipo de sistemas frente a las cargas y combinaciones establecidas por la normativa vigente.

En la siguiente tabla se presenta una síntesis de investigaciones relacionadas con modelación estructural, diseño de cubiertas en madera y análisis de estabilidad estructural, resaltando sus principales aportes metodológicos y resultados relevantes para el desarrollo del presente proyecto.

Tabla 5.1 : Antecedentes Estado del Arte

Año	Autor(es)	Descripción
2024	Espino Anicama	Desarrollo de un modelo estructural para una galería comercial en Perú, mediante herramientas de simulación. El estudio resalta la importancia de definir adecuadamente las propiedades de los materiales y las condiciones de apoyo para obtener resultados confiables en el análisis estructural.
2023	Guzmán & Linares	Evaluación estructural de sistemas en madera laminada en la Orinoquía colombiana, demostrando su viabilidad para cubiertas y otras aplicaciones estructurales, especialmente en entornos rurales.
2022	Ortega Flores & Cartagena Mamani	Análisis sísmico de una edificación educativa en Perú, evaluando parámetros como periodos de vibración, participación modal y respuesta estructural, permitiendo verificar el cumplimiento de la normativa vigente.
2022	Ríos Angarita & Ospina Gómez	Revisión bibliográfica de más de 60 investigaciones sobre madera estructural, donde se concluye que este material presenta un comportamiento adecuado, aunque existe un vacío en estudios aplicados en Colombia.
2021	Forest Products Laboratory	Manual técnico que describe las propiedades físicas y mecánicas de la madera, destacando su resistencia, estabilidad y viabilidad como material estructural en cubiertas y otras aplicaciones de ingeniería.
2020	Barreiro Moreno	Evaluación estructural de un edificio de oficinas en estructura metálica mediante modelación 3D conforme a la NSR-10. El estudio analiza derivas, fuerzas internas y periodos estructurales, demostrando la importancia de la simulación para validar el comportamiento estructural.

Tabla 5.2 : Continuación

Año	Autor(es)	Descripción
2019	Corporación Universitaria del Caribe (CECAR)	Investigación sobre cubiertas en madera en arquitectura latinoamericana, donde se analizan aspectos técnicos y constructivos, destacando ventajas como bajo peso, facilidad constructiva y adecuado desempeño estructural.
2016	Acosta Rodríguez	Análisis estructural de una edificación mediante modelación computacional bajo la NSR-10, incorporando materiales, cargas y configuración estructural, evidenciando la utilidad de la simulación para predecir el comportamiento estructural.

6. Marco de referencia

6.1. Marco Teórico

6.1.1 *Análisis estructural de edificaciones*

El análisis estructural es un proceso fundamental dentro de la ingeniería civil, cuyo propósito es estudiar el comportamiento de una estructura frente a diferentes condiciones de carga, garantizando estabilidad, seguridad y funcionalidad durante su vida útil. Este análisis se basa en principios de la mecánica estructural y permite comprender la manera en que las cargas son transmitidas a través de los elementos que conforman el sistema estructural (Hibbeler, 2016).

En la actualidad, el análisis estructural ha evolucionado significativamente gracias al uso de herramientas computacionales que permiten simular el comportamiento de las estructuras con mayor precisión. A diferencia de los métodos tradicionales, las metodologías modernas permiten incorporar simultáneamente variables relacionadas con materiales, geometría, condiciones de apoyo y diferentes estados de carga, facilitando el desarrollo de propuestas estructurales más seguras y eficientes.

De acuerdo con Barreiro Moreno (2020), el análisis estructural permite verificar condiciones de estabilidad y comportamiento global en edificaciones mediante procedimientos de modelación computacional. En este sentido, el análisis no solo cumple una función de verificación, sino que también constituye una herramienta importante para la toma de decisiones dentro del proceso de diseño estructural.

6.1.2 *Modelación estructural*

La modelación estructural consiste en la representación matemática de una estructura mediante software especializado, con el propósito de simular su comportamiento frente a diferentes condiciones de carga. Este proceso implica idealizar la estructura real mediante elementos equivalentes, permitiendo analizar la distribución de cargas y el comportamiento general del sistema estructural (Chopra, 2017).

El uso de herramientas de modelación estructural ha permitido mejorar significativamente la precisión en el análisis y diseño de estructuras, ya que facilita la incorporación de propiedades mecánicas de los materiales, geometría de los elementos, condiciones de apoyo y combinaciones de carga establecidas por la normativa vigente.

Investigaciones como la desarrollada por Espino Anicama (2024) resaltan que una adecuada definición de los materiales y las condiciones de modelación es esencial para obtener resultados confiables. Asimismo, Acosta Rodríguez (2016) destaca que la modelación estructural permite anticipar el comportamiento de una propuesta estructural antes de su ejecución, contribuyendo al desarrollo de diseños más seguros y funcionales.

6.1.3 Cargas estructurales

Las cargas estructurales corresponden a las acciones que actúan sobre una estructura y que deben ser consideradas dentro del proceso de diseño. Estas cargas pueden clasificarse en cargas muertas, cargas vivas y cargas laterales, dependiendo de su origen y comportamiento.

Las cargas muertas corresponden al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales permanentes de la edificación, mientras que las cargas vivas están asociadas al uso y ocupación de los espacios. Por otra parte, las cargas laterales incluyen acciones producidas principalmente por viento y sismo, las cuales generan efectos importantes sobre la estabilidad de las estructuras.

En Colombia, la determinación de estas cargas y sus respectivas combinaciones se encuentra regulada por la NSR-10, la cual establece criterios específicos para garantizar un adecuado comportamiento estructural. Según Ortega Flores y Cartagena Mamani (2022), la correcta aplicación de cargas y combinaciones resulta fundamental para evaluar el desempeño y estabilidad de una estructura frente a diferentes condiciones de servicio.

6.1.4 Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10

La Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10 constituye el principal reglamento técnico para el diseño y construcción de edificaciones en Colombia. Su objetivo es

establecer los requisitos mínimos necesarios para garantizar la seguridad de las estructuras y reducir el riesgo asociado a eventos sísmicos (AIS, 2010).

La NSR-10 define aspectos relacionados con la determinación de cargas, combinaciones de diseño, criterios de estabilidad, diseño de conexiones y requisitos específicos según el material estructural utilizado. Asimismo, contempla disposiciones particulares para estructuras en madera, incluyendo parámetros relacionados con propiedades mecánicas, uniones y condiciones de diseño.

Diversos estudios, como los desarrollados por Barreiro Moreno (2020) y Acosta Rodríguez (2016), evidencian la importancia de aplicar la NSR-10 como base para validar propuestas estructurales desarrolladas mediante modelación computacional y garantizar condiciones adecuadas de seguridad y funcionamiento.

6.1.5 Comportamiento estructural

El comportamiento estructural hace referencia a la manera en que una estructura responde frente a las cargas aplicadas, considerando la interacción entre sus diferentes elementos. Este comportamiento depende de factores como la geometría, las propiedades de los materiales, las condiciones de apoyo y la distribución de cargas dentro del sistema estructural.

Un adecuado comportamiento estructural implica que la estructura sea capaz de soportar las cargas sin presentar fallas que comprometan su estabilidad o funcionalidad. Dentro de este análisis, la estabilidad estructural representa un aspecto fundamental, ya que permite verificar que los elementos mantengan su equilibrio y resistencia frente a las solicitaciones actuantes.

Según Chopra (2017), la correcta interpretación del comportamiento estructural es esencial para comprender el desempeño global de una estructura y garantizar que las condiciones de diseño sean adecuadas para las cargas consideradas.

6.1.6 La madera como material estructural

La madera es un material natural ampliamente utilizado en la construcción debido a sus propiedades mecánicas y su relación resistencia-peso. Una de sus principales ventajas es su bajo peso propio, lo que favorece el desarrollo de estructuras livianas y eficientes desde el punto de vista estructural.

Desde el punto de vista técnico, la madera presenta un comportamiento anisotrópico, lo que significa que sus propiedades varían según la dirección de las fibras. Por esta razón, es necesario considerar parámetros relacionados con resistencia, flexión y compresión durante el proceso de diseño (Forest Products Laboratory, 2021).

En Colombia, la NSR-10 contempla diferentes clasificaciones de madera estructural según sus propiedades mecánicas. Dentro de estas se encuentra la madera tipo ES1, categoría a la cual pertenece la Choibá, material utilizado en el presente proyecto debido a sus características estructurales y su viabilidad para aplicaciones en cubiertas.

Ríos Angarita y Ospina Gómez (2022) destacan que la madera representa una alternativa estructural viable dentro del contexto colombiano, especialmente en sistemas livianos y cubiertas, aunque resaltan la necesidad de continuar desarrollando estudios aplicados relacionados con su comportamiento estructural.

6.1.7 Pandeo estructural

El pandeo es un fenómeno de inestabilidad que ocurre principalmente en elementos sometidos a compresión, generando deformaciones laterales que pueden afectar el comportamiento estructural. Este fenómeno depende de factores como la longitud del elemento, las condiciones de apoyo, la geometría de la sección y las propiedades mecánicas del material.

El análisis de pandeo permite evaluar la estabilidad de los elementos estructurales frente a diferentes combinaciones de carga, identificando posibles condiciones críticas antes de que ocurra una falla estructural. Este análisis resulta especialmente importante en estructuras livianas y elementos esbeltos, como aquellos utilizados en cubiertas.

Hibbeler (2016) establece que el estudio de estabilidad y pandeo constituye un criterio fundamental dentro del análisis estructural, debido a que permite verificar el comportamiento de los elementos sometidos a compresión y prevenir posibles fallas por inestabilidad.

6.1.8 Cubiertas en madera

Las cubiertas en madera constituyen un sistema estructural ampliamente utilizado en edificaciones de baja y mediana altura, especialmente en contextos rurales. Estas cubiertas suelen

estar conformadas por cerchas, vigas y otros elementos estructurales que permiten distribuir eficientemente las cargas hacia los apoyos.

Una de las principales ventajas de las cubiertas en madera es su bajo peso propio, lo cual contribuye a disminuir las cargas transmitidas a la estructura. Asimismo, presentan facilidad constructiva y adaptabilidad a diferentes configuraciones arquitectónicas.

Investigaciones desarrolladas por la Corporación Universitaria del Caribe (CECAR, 2019) evidencian que las cubiertas en madera presentan un comportamiento estructural eficiente y funcional. De igual manera, Guzmán y Linares (2023) destacan el potencial de las estructuras en madera dentro de regiones como la Orinoquía colombiana, debido a su adaptación a las condiciones climáticas y constructivas del entorno.

6.1.9 Relación entre modelación estructural y cubiertas en madera

La integración entre la modelación estructural y las cubiertas en madera permite analizar de manera precisa el comportamiento general de este tipo de sistemas estructurales frente a diferentes condiciones de carga. Mediante herramientas computacionales es posible evaluar aspectos relacionados con estabilidad, distribución de cargas y comportamiento estructural de los elementos principales que conforman la cubierta.

La modelación estructural facilita la verificación de criterios establecidos en la NSR-10, permitiendo analizar el desempeño de la cubierta frente a las cargas gravitacionales y las combinaciones de carga definidas por la normativa vigente. Asimismo, posibilita evaluar fenómenos de estabilidad como el pandeo en elementos sometidos a compresión, contribuyendo a validar técnicamente la propuesta estructural.

Finalmente, esta integración resulta especialmente importante en proyectos desarrollados en contextos rurales, donde es necesario optimizar recursos y emplear soluciones estructurales funcionales y adaptables a las condiciones del entorno. De esta manera, el uso de herramientas de modelación estructural contribuye al desarrollo de propuestas seguras y técnicamente viables para cubiertas en madera.

6.2. Marco conceptual

El análisis estructural constituye una de las bases fundamentales de la ingeniería civil, ya que permite comprender el comportamiento de una edificación frente a diferentes condiciones de carga. Mediante este proceso es posible identificar deformaciones, desplazamientos y condiciones de estabilidad en los elementos estructurales, con el fin de verificar que la estructura sea segura y funcional (Hibbeler, 2016). Más allá de realizar cálculos, el análisis estructural busca interpretar la manera en que la estructura responde ante las solicitaciones que actúan sobre ella.

Actualmente, este proceso se apoya en la modelación estructural, la cual consiste en representar matemáticamente una estructura mediante el uso de software especializado. Esto permite simular el comportamiento de la edificación considerando aspectos como la geometría, las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones de apoyo (Chopra, 2017). A partir de esta modelación es posible evaluar el comportamiento global del sistema estructural y verificar condiciones relacionadas con estabilidad y desempeño.

Dentro de este análisis, las cargas estructurales representan todas las acciones que actúan sobre la edificación y que deben considerarse durante el diseño y evaluación estructural. Estas incluyen las cargas muertas, correspondientes al peso propio de los elementos permanentes de la estructura; las cargas vivas, asociadas al uso de la edificación; y las cargas laterales producidas por acciones como viento y sismo (AIS, 2010). La correcta definición de estas cargas y sus combinaciones resulta fundamental para garantizar condiciones adecuadas de seguridad y estabilidad.

Por otra parte, la estabilidad estructural corresponde a la capacidad que tiene una estructura para mantener su equilibrio y resistir las cargas aplicadas sin presentar fallas que comprometan su funcionamiento. Dentro de este concepto se encuentra el análisis de pandeo, el cual permite evaluar posibles fenómenos de inestabilidad en elementos sometidos a compresión. Este tipo de análisis resulta especialmente importante en estructuras livianas y elementos esbeltos, como los utilizados en cubiertas estructurales.

La madera estructural se considera un material con gran potencial dentro de la construcción debido a su adecuada relación resistencia-peso, lo que permite desarrollar estructuras livianas y eficientes. Además, presenta facilidad constructiva y adaptabilidad a diferentes condiciones arquitectónicas y ambientales. En Colombia, la NSR-10 contempla diferentes clasificaciones de

madera estructural según sus propiedades mecánicas, incluyendo la madera tipo ES1, categoría a la cual pertenece la Choibá utilizada en el presente proyecto.

En cuanto a su aplicación en edificaciones, la cubierta corresponde al sistema estructural superior encargado de proteger la construcción y transmitir las cargas hacia los elementos principales. Cuando las cubiertas se desarrollan en madera, generalmente se emplean sistemas como cerchas y vigas, los cuales permiten distribuir eficientemente las cargas dentro de la estructura. Asimismo, debido al bajo peso propio de la madera, este tipo de cubiertas contribuye a reducir las cargas transmitidas al sistema estructural (Corporación Universitaria del Caribe, 2019).

Finalmente, la integración entre modelación estructural y cubiertas en madera permite evaluar de manera más precisa el comportamiento de este tipo de sistemas estructurales. Mediante el uso de herramientas computacionales es posible analizar condiciones de estabilidad, distribución de cargas y comportamiento al pandeo, verificando si la propuesta estructural cumple con los criterios establecidos por la NSR-10. Este enfoque resulta especialmente útil en proyectos desarrollados en contextos rurales, donde es importante implementar soluciones estructurales seguras, funcionales y adaptadas a las condiciones del entorno (Guzmán & Linares, 2023).

6.3. Marco legal

El desarrollo de proyectos estructurales en Colombia se encuentra regulado por normas y reglamentos que establecen los criterios mínimos necesarios para garantizar la seguridad, estabilidad y funcionalidad de las edificaciones. Estas disposiciones orientan los procesos de diseño, análisis y construcción, especialmente en aspectos relacionados con la resistencia estructural y el comportamiento frente a diferentes condiciones de carga.

La principal referencia normativa para el presente proyecto es el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, expedido mediante el Decreto 926 de 2010 y actualizado posteriormente por decretos complementarios. Esta normativa establece los requisitos técnicos que deben cumplir las edificaciones en Colombia con el fin de proteger la vida humana y reducir el riesgo de colapso ante eventos sísmicos (AIS, 2010).

La NSR-10 se encuentra organizada en diferentes títulos que regulan aspectos específicos del diseño estructural. Para el desarrollo del presente proyecto resultan especialmente relevantes el Título A, correspondiente a los requisitos generales de diseño y construcción; el Título B,

relacionado con la determinación de cargas y combinaciones de carga; el Título C, enfocado en el análisis estructural; y el Título G, el cual establece los requisitos para el diseño de estructuras en madera.

El Título B de la NSR-10 define las cargas gravitacionales y laterales que deben considerarse dentro del análisis estructural, así como las combinaciones básicas de carga necesarias para verificar condiciones de seguridad y estabilidad. Estas combinaciones resultan fundamentales para el análisis de la cubierta propuesta y para la evaluación del comportamiento estructural frente a diferentes estados de carga.

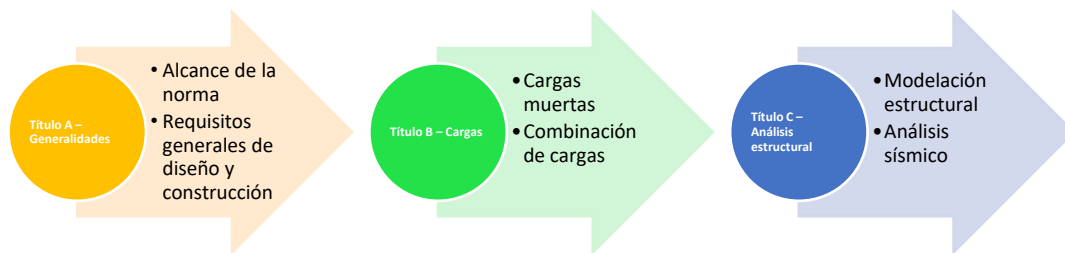
Por su parte, el Título C establece los criterios relacionados con el análisis estructural y la modelación de edificaciones mediante procedimientos analíticos y computacionales, permitiendo desarrollar simulaciones que representen adecuadamente el comportamiento de la estructura. En este sentido, la modelación estructural desarrollada en el presente proyecto se fundamenta en los lineamientos establecidos por esta normativa.

Asimismo, el Título G regula los criterios para el diseño de elementos estructurales en madera, incluyendo aspectos relacionados con propiedades mecánicas, estabilidad y condiciones generales de diseño. Esto resulta especialmente importante debido a que la propuesta estructural incorpora una cubierta en madera tipo ES1 (Choibá), cuya aplicación debe cumplir con los parámetros establecidos por la normativa vigente.

Finalmente, el cumplimiento de estas disposiciones no solo responde a una exigencia legal, sino que también constituye una garantía de calidad y seguridad en los proyectos de ingeniería civil. En el caso de edificaciones ubicadas en contextos rurales, como la vereda Juan Bosco en el municipio de Villavicencio, la aplicación adecuada de la NSR-10 resulta fundamental para asegurar que las soluciones estructurales propuestas sean técnica y funcionalmente viables.

Figura 6.1

NSR-10



Nota. El diagrama resume los apartados de la NSR-10 utilizados en el desarrollo del proyecto (AIS, 2010).

7. Metodología

La presente investigación se desarrolla mediante un enfoque orientado al análisis y diseño estructural de una edificación eclesiástica en proceso constructivo, utilizando herramientas de modelación estructural y criterios establecidos en la normativa colombiana vigente. La metodología se basa en la recopilación de información en campo, la representación del sistema estructural mediante un modelo computacional y la evaluación de su comportamiento frente a diferentes condiciones de carga.

A partir de este proceso, se busca desarrollar una propuesta estructural que incorpore una cubierta en madera, considerando criterios técnicos, normativos y de estabilidad estructural. Para ello, el proyecto se organiza en una serie de fases que permiten estructurar de manera lógica y ordenada cada una de las actividades desarrolladas.

7.1. Fase 1: Recolección y análisis de la información

En esta fase se realizó una visita técnica a la edificación en proceso de construcción, con el fin de identificar sus condiciones iniciales. Durante esta actividad se llevó a cabo el levantamiento de medidas de los elementos estructurales existentes, así como el registro fotográfico del estado actual de la obra. Posteriormente, se organizó y sistematizó la información recolectada, permitiendo la elaboración de planos mediante software de dibujo asistido, los cuales sirvieron como base para el desarrollo de la propuesta estructural.

De manera complementaria, se realizó una revisión general del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, con el propósito de identificar los criterios, parámetros, tipos de carga y disposiciones normativas que serían considerados en las etapas posteriores de modelación y análisis estructural.

7.2. Fase 2: Modelación, Diseño y análisis estructural

A partir de la información obtenida en la fase anterior, se desarrolló la modelación estructural de la propuesta mediante el uso de software especializado, definiendo la geometría, las propiedades de los materiales y las condiciones de apoyo del sistema estructural.

En esta fase se incorporó la cubierta en madera dentro del modelo estructural, considerando las propiedades mecánicas de la madera tipo ES1 (Choibá), así como la configuración geométrica de los elementos que conforman el sistema de cubierta.

Posteriormente, se definieron las cargas muertas, cargas vivas y cargas laterales de acuerdo con los lineamientos establecidos en la NSR-10. Asimismo, se aplicaron las combinaciones de carga correspondientes para evaluar el comportamiento estructural de la propuesta frente a diferentes condiciones de servicio y estabilidad.

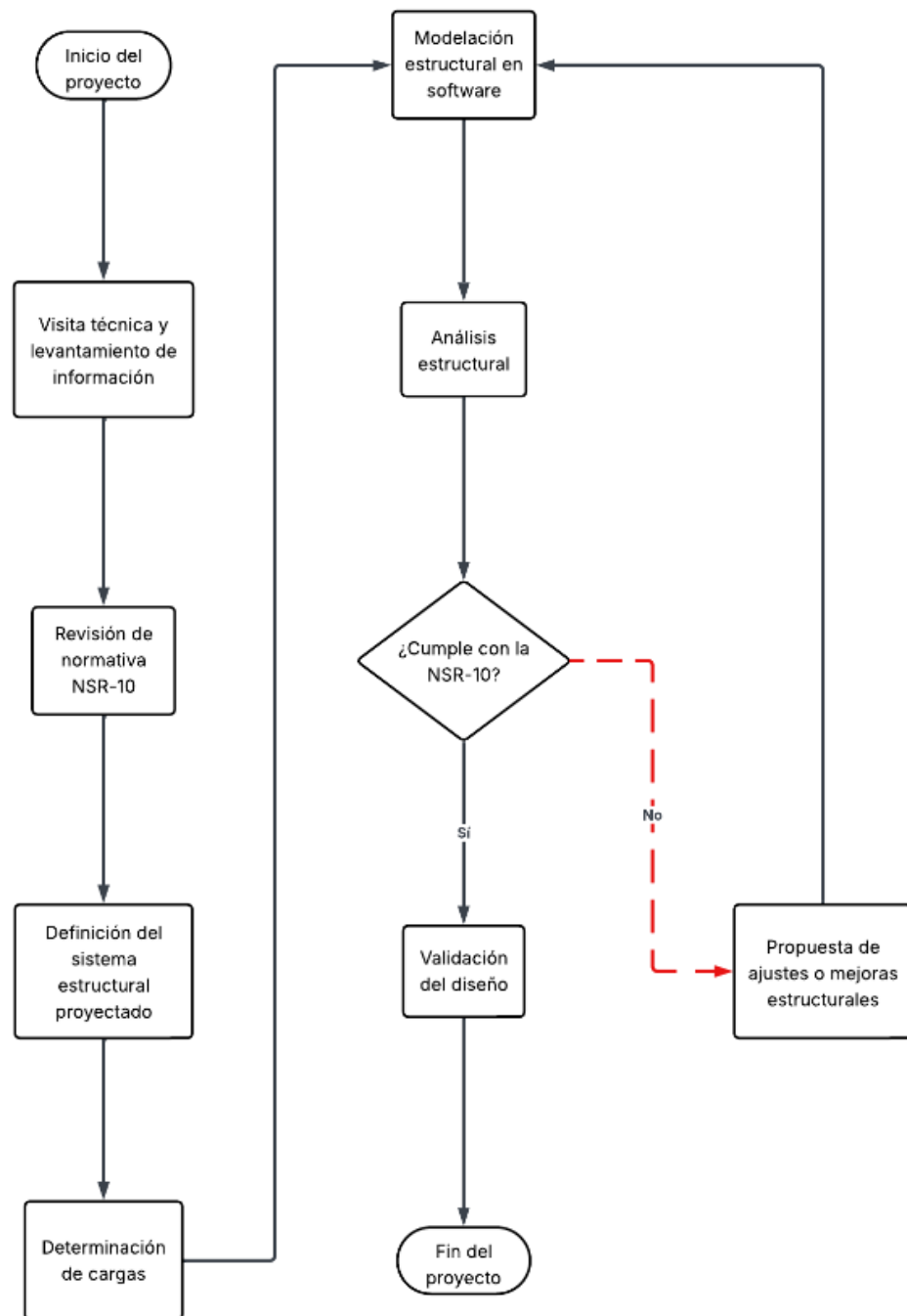
Adicionalmente, en esta fase se desarrolló el diseño de los elementos de conexión de la cubierta, incluyendo pernos y platinas, con el propósito de garantizar una adecuada transmisión de cargas y un correcto comportamiento estructural entre los elementos que conforman el sistema de cubierta en madera.

7.3. Fase 3: Evaluación del comportamiento estructural y análisis de estabilidad

En esta fase se realizó la evaluación del comportamiento estructural de la propuesta a partir de los resultados obtenidos en la modelación estructural. Para ello, se analizaron parámetros relacionados con estabilidad, desplazamientos y comportamiento global de la estructura frente a las combinaciones de carga consideradas.

Asimismo, se desarrolló el análisis de pandeo en los elementos principales de la cubierta propuesta, con el propósito de verificar su estabilidad estructural y analizar posibles deformaciones ante cargas gravitacionales y laterales. Este análisis permitió identificar el comportamiento de los elementos sometidos a compresión y validar la estabilidad general del sistema estructural.

Finalmente, con base en los resultados obtenidos, se establecieron conclusiones respecto a la viabilidad técnica de la propuesta estructural y al comportamiento de la cubierta en madera dentro del sistema general de la edificación.

Figura 7.1*Flujograma de metodología*

8. Resultados

8.1. Fase 1: Recolección y análisis de la información

Durante la visita técnica realizada, se llevó a cabo el levantamiento de las principales características geométricas de la edificación en proceso constructivo. Se identificó que la planta de la estructura presenta dimensiones aproximadas de 15 m de profundidad por 10 m de ancho. Asimismo, se evidenció la presencia de vigas de amarre con secciones de $0,12\text{ m} \times 0,20\text{ m}$, las cuales cumplen la función de integrar los elementos verticales del sistema estructural.

Por otra parte, se registró la existencia de 13 columnas de sección circular, con un diámetro aproximado de 0,15 m, distribuidas dentro del área de la edificación.

Figura 8.1

Proceso de levantamiento de medidas durante la visita técnica.



Figura 8.2

Registro del equipo de trabajo durante la visita técnica al sitio de estudio.

**Figura 8.3**

Identificación de columnas estructurales existentes en la edificación.



Figura 8.4

Vista general del terreno donde se desarrolla la edificación.



8.2. Fase 2: Modelación y análisis estructural

En esta fase se desarrolló la modelación estructural de la edificación, con el propósito de analizar su comportamiento ante cargas gravitacionales y sísmicas. A partir de la información obtenida en la fase anterior, se construyeron modelos que permitieron evaluar el desempeño de la estructura en diferentes escenarios.

8.2.1 Espectro de deslizamiento

El coeficiente de importancia fue determinado con base en la clasificación del grupo de uso establecida en la NSR-10. La edificación analizada se clasifica dentro del grupo de uso III, correspondiente a edificaciones destinadas a la atención de la comunidad, como es el caso de una iglesia, donde se congrega un número considerable de personas. En consecuencia, se adoptó un valor de 1.25, de acuerdo con lo establecido en la Tabla A.2.5-1 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Los valores de los parámetros sísmicos A_a y A_v fueron obtenidos a partir del Apéndice A-4 de la NSR-10, el cual establece las aceleraciones sísmicas para los diferentes municipios de Colombia. Para el caso específico de la ciudad de Villavicencio, se adoptaron los valores de $A_a = 0.25$ y $A_v = 0.30$, correspondientes a una zona de amenaza sísmica alta, según lo indicado en la normativa. Estos parámetros constituyen la base para la construcción del espectro de respuesta

sísmica, ya que permiten definir la intensidad del movimiento del suelo y su influencia en el comportamiento estructural de la edificación.

Para la determinación del coeficiente F_a , se tuvo en cuenta el valor de $A_a = 0.25$, el cual requirió una interpolación entre los valores correspondientes a $A_a = 0.2$ y $A_a = 0.3$, según lo establecido en la Tabla A.2.4-3 de la NSR-10. Asimismo, se consideró un perfil de suelo tipo D, correspondiente a las condiciones geotécnicas predominantes del municipio de Villavicencio, obteniéndose el valor correspondiente de F_a .

De igual manera, el coeficiente F_v fue determinado a partir del valor de $A_v = 0.30$, utilizando la Tabla A.2.4-4 de la NSR-10. Para un perfil de suelo tipo D, se obtuvo un valor de $F_v = 1.8$, el cual representa la amplificación del movimiento sísmico en la zona de períodos intermedios del espectro. A partir de estos parámetros (I , A_a , A_v , F_a y F_v), se procedió a la construcción del espectro de respuesta sísmica, el cual fue aplicado en el análisis estructural del modelo con el fin de evaluar su comportamiento ante solicitaciones sísmicas.

Tabla 8.1 : Datos espectro de deslizamiento Villavicencio

Parámetros del Espectro de Respuesta	
T(o)	0.17
Sa	1.016
Tc	0.798
TL	4.320

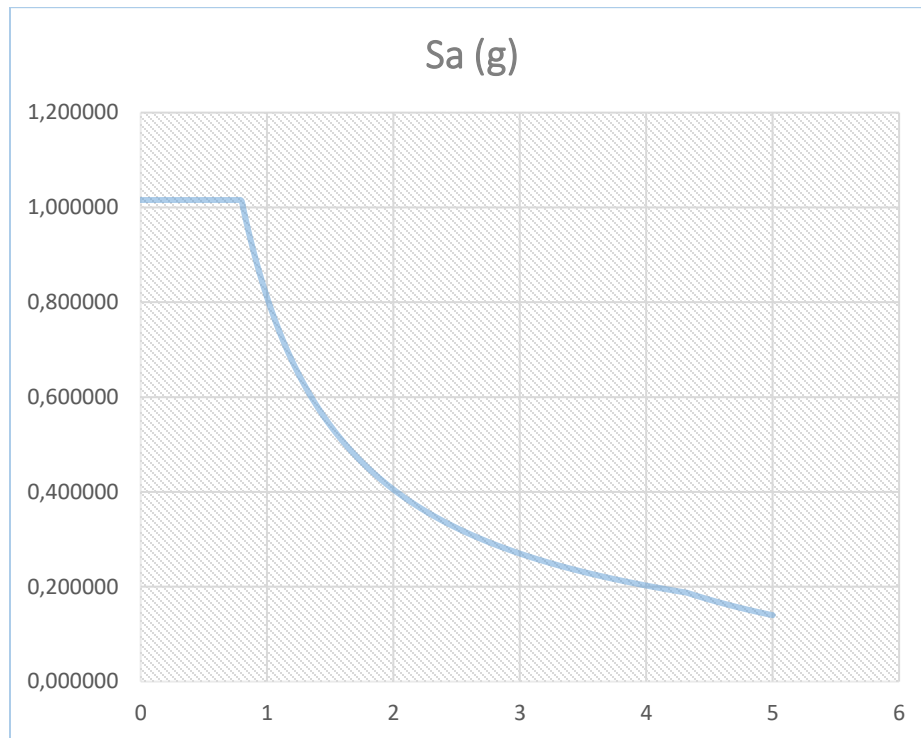
A partir de los parámetros sísmicos definidos, se determinó la aceleración espectral máxima del espectro de diseño. Para ello, se empleó la expresión correspondiente a la zona de periodos cortos, definida como $S_a = 2.5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I$. Sustituyendo los valores de $A_a = 0.25$, $F_a = 1.3$ e $I = 1.25$, se obtuvo un valor de $S_a = 1.015625 g$, el cual corresponde a la aceleración máxima del espectro y representa la mayor demanda sísmica considerada en el análisis estructural.

Tabla 8.2 : valor de S_a

TIEMPO (s)	S_a (g)
0	1.015625

Figura 8.5

Espectro de respuesta sísmica aplicado al modelo estructural.



8.2.2 Determinación de cargas estructurales

Cálculo de carga de muerta según NSR-10

La carga muerta de la cubierta fue definida considerando el peso propio de la teja tipo sándwich y una carga adicional correspondiente a elementos livianos no estructurales presentes sobre la cubierta.

Para la teja tipo sándwich se adoptó un peso de:

$$0.073 \text{ kN/m}^2$$

valor acorde con este tipo de cubiertas livianas utilizadas comúnmente en estructuras de madera y metálicas. Adicionalmente, se consideró una carga muerta superpuesta de:

$$0.15 \text{ kN/m}^2$$

con el fin de incluir el peso de elementos secundarios y accesorios livianos presentes en la cubierta, tales como:

- Canales de recolección de aguas lluvias.
- Instalaciones eléctricas livianas y luminarias.
- Accesorios menores y elementos de acabado.

La adopción de esta carga adicional se consideró adecuada debido a que la estructura corresponde a una iglesia de pequeñas dimensiones con una cubierta liviana en madera, donde no se contempla la presencia de elementos pesados sobre la cubierta.

Por tanto, la carga muerta total considerada para el análisis estructural corresponde a:

$$D = 0.073 + 0.15 = 0.223 \text{ kN/m}^2$$

obteniéndose:

$$D = 0.223 \text{ kN/m}^2$$

valor utilizado para el modelado y diseño estructural de las correas, cerchas y demás elementos resistentes de la cubierta.

Cálculo de carga de viva según NSR-10

La carga viva de la cubierta fue definida conforme a lo establecido en la NSR-10 para cubiertas inclinadas, la estructura presenta una pendiente del:

$$30\%$$

La cual fue convertida a grados mediante:

$$\theta = \tan^{-1}(0.30) = 16.7^\circ$$

Debido a que la inclinación de la cubierta es mayor a:

$$15^\circ$$

la cubierta fue clasificada dentro de la categoría de cubiertas inclinadas mayores a 15° , de acuerdo con las tablas de cargas vivas mínimas establecidas en la NSR-10 para cubiertas no destinadas a ocupación permanente.

Por tanto, se adoptó una carga viva de cubierta de:

$$0.35 \text{ kN/m}^2$$

valor correspondiente a cargas de mantenimiento, inspección y acceso ocasional sobre cubiertas inclinadas livianas. Esta carga fue utilizada en el análisis y diseño estructural de las correas, cerchas y demás elementos resistentes de la cubierta

Figura 8.6

cargas vivas mínimas de cubierta

Cargas vivas mínimas en cubiertas

Tipo de cubierta	Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
Cubiertas, Azoteas y Terrazas	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
Cubiertas usadas para jardines de cubierta o para reuniones	5.00	500
Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.50	50

Nota-1 — La carga viva de la cubierta no debe ser menor que el máximo valor de las cargas vivas usadas en el resto de la edificación, y cuando esta tenga uso mixto, tal carga debe ser la mayor de las cargas vivas correspondientes a los diferentes usos.

Nota. NSR-10, Título B, la tabla B.4.2.1-2 (AIS, 2010).

Cálculo de carga de viento según NSR-10

Para determinar las cargas de viento sobre la cubierta propuesta de la edificación eclesiástica ubicada en la vereda Juan Bosco, Villavicencio, se empleó el Método Analítico establecido en el Título B, Capítulo B.6 de la NSR-10, debido a que este método permite evaluar las presiones de viento en las zonas de barlovento y sotavento, fundamentales para el análisis de cubiertas inclinadas. La estructura presenta las siguientes características geométricas:

- Longitud: 15 m
- Ancho: 10 m
- Altura de columnas: 3.0 m
- Altura adicional de cubierta: 1.5 m
- Altura total aproximada: 4.5 m
- Zona rural con terreno abierto

Velocidad básica del viento (V)

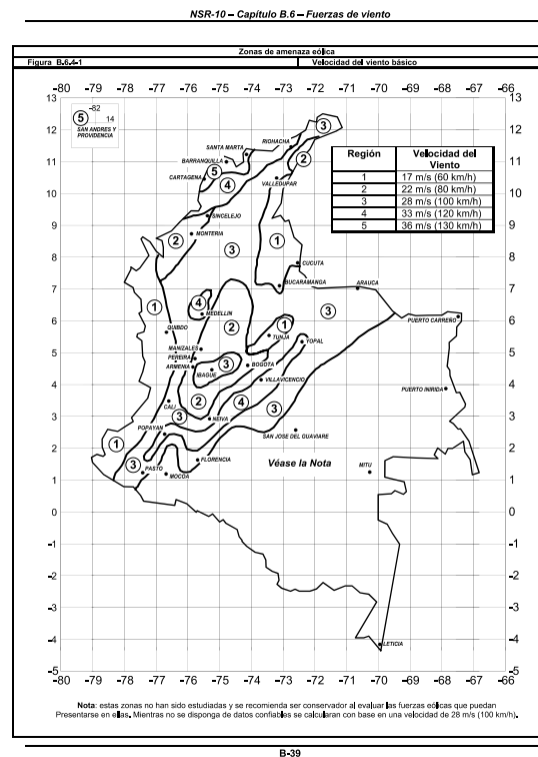
La velocidad básica del viento se obtuvo a partir de la Figura B.6.4-1 de la NSR-10, correspondiente al mapa de amenaza eólica de Colombia.

Villavicencio se encuentra dentro de la Región 4, por lo que corresponde:

$$V = 33 \text{ m/s}$$

Figura 8.7

Zona Eólica velocidad del viento



Nota. NSR-10, Título B, la Figura B.6.4-1 (AIS, 2010).

Coficiente de importancia

La NSR-10 clasifica las edificaciones según el riesgo y la ocupación, las iglesias pertenecen generalmente a Grupo de Uso III, porque concentran personas y son edificaciones de reunión pública, Por eso:

$$I = 1.25$$

Figura 8.8

Coficiente de importancia - Grupo de uso

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Nota. NSR-10, Título A, la tabla A.2.5-1 (AIS, 2010).

Categoría de exposición

De acuerdo con la sección B.6.5.6 de la NSR-10, la edificación se clasificó dentro de la categoría de exposición C, debido a que se encuentra ubicada en una zona rural con terreno abierto y pocas obstrucciones alrededor, condiciones que permiten una mayor incidencia de las cargas de viento sobre la estructura.

Coeficiente de exposición K_z

La Tabla B.6.5-3 de la NSR-10 define el coeficiente de exposición en función de la altura de la estructura y de la categoría de exposición seleccionada. Para una exposición tipo C y una altura aproximada de 4.5 m, se adoptó:

$$K_z = 0.85$$

Figura 8.9

Coeficiente de exposición

Altura sobre el terreno Z m	Exposición, Nota 1			
	B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 - 45	0.7	0.57	0.85	1.03
6.0	0.7	0.62	0.90	1.08
7.5	0.7	0.66	0.94	1.12
9.0	0.7	0.70	0.98	1.16
12.0	0.76	0.76	1.04	1.22
15.0	0.81	0.81	1.09	1.27
18.0	0.85	0.85	1.13	1.31
20.0	0.89	0.89	1.17	1.34
24.5	0.93	0.93	1.21	1.38
27.5	0.96	0.96	1.24	1.40
30.5	0.99	0.99	1.26	1.43
36.5	1.04	1.04	1.36	1.52
42.5	1.09	1.09	1.36	1.52
49.0	1.13	1.13	1.39	1.55
55.0	1.17	1.17	1.43	1.58
60.0	1.20	1.20	1.46	1.61
76.0	1.28	1.28	1.53	1.68
90.0	1.35	1.35	1.59	1.73
107.0	1.41	1.41	1.64	1.78
122.0	1.47	1.47	1.69	1.82
137.0	1.52	1.52	1.73	1.86
152.0	1.56	1.56	1.77	1.89

Nota. NSR-10, Título B, la Tabla B.6.5-3 (AIS, 2010).

Factor topográfico K_{zt}

La sección B.6.5.7 de la NSR-10 establece el uso del factor topográfico para terrenos con colinas, crestas o cambios pronunciados de elevación. Debido a que la estructura se localiza sobre un terreno relativamente plano, se consideró:

$$K_{zt} = 1.0$$

Factor de direccionalidad K_d

De acuerdo con la Tabla B.6.5-4 de la NSR-10, para edificios se adoptó:

$$K_d = 0.85$$

Figura 8.10

Factor de direccionalidad

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad del Viento, K_d *
Edificios	
Sistema Principal de Resistencia de Cargas de Viento	0.85
Componentes y Recubrimientos	0.85
Cubiertas Abovedadas	0.85
Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares	
Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Avisos Sólidos	0.85
Avisos Abiertos y Estructura Rectangular	0.85
Torres en Celosía	
Triangular, Cuadrada y Rectangular	0.85
Todas las otras secciones transversales	0.95

* El factor de direccionalidad K_d ha sido calibrado con las combinaciones de carga especificadas. Este factor debe usarse cuando se usen las combinaciones B.2.3 y B.2.4 correspondientes.

Nota. NSR-10, Título B, la Tabla B.6.5-4 (AIS, 2010).

Presión dinámica del viento

La presión por velocidad se calculó mediante la ecuación establecida en la sección B.6.5.10 de la NSR-10:

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$$

Sustituyendo los valores correspondientes:

$$q_h = 0.613(0.85)(1.0)(0.85)(33)^2(1.25)$$

Resultado:

$$q_h = 602.6 \text{ N/m}^2$$

$$q_h = 0.603 \text{ kN/m}^2$$

Coefficientes de presión externa (C_p)

Los coeficientes de presión externa fueron determinados a partir de la Figura B.6.5-3 de la NSR-10 para edificaciones cerradas de planta rectangular. Para la cara de barlovento y sotavento se adoptó lo siguiente:

La norma establece que para cubiertas inclinadas debe utilizarse la altura media del techo. La altura de cumbrera se calculó mediante:

$$4.50 \text{ m} = 3.00 \text{ m} + 1.50 \text{ m}$$

Por tanto, la altura media resulta:

$$h = \frac{3.0 + 4.5}{2} = 3.75 \text{ m}$$

Con el fin de ingresar a las tablas de coeficientes de presión externa para cubiertas inclinadas, se determinó la relación geométrica h/L , donde:

- h : corresponde a la altura media de cubierta,
- L : corresponde al ancho horizontal de la estructura perpendicular a la dirección del viento.

Por tanto:

$$\frac{h}{L} = \frac{3.75}{11.49} = 0.33$$

Este valor se encuentra entre los valores tabulados de:

$$0.25 < h/L < 0.5$$

de la tabla de coeficientes de presión externa para cubiertas a dos aguas sometidas a viento normal a la cumbrera establecida en la NSR-10. Debido a que el valor calculado no coincide exactamente con los valores tabulados por la norma, se realizó interpolación lineal entre las filas correspondientes. Sin embargo, para efectos de diseño y siguiendo un criterio conservador de ingeniería, se adoptó el valor asociado a:

$$h/L = 0.5$$

ya que este produce coeficientes de presión más críticos y, por tanto, mayores cargas de viento sobre la cubierta. La adopción del valor superior permite evitar la subestimación de las fuerzas de viento actuantes sobre la estructura, garantizando un diseño estructural más seguro frente a los efectos de succión generados sobre la cubierta.

Posteriormente, la pendiente de cubierta del 30% fue convertida a grados mediante:

$$\theta = \tan^{-1}(0.30) = 16.7^\circ$$

El ángulo obtenido fue utilizado para ingresar a la tabla de coeficientes de presión externa para cubiertas inclinadas de dos aguas sometidas a viento normal a la cumbrera. Debido a que el ángulo calculado no coincide exactamente con los valores tabulados de la norma, se realizó interpolación lineal entre los valores correspondientes a 15° y 20° .

Figura 8.11

Los coeficientes de presión externa

Coeficientes de Presión en Cubiertas, C_p , para usar con q_h												
Dirección del Viento	Barlovento									Sotavento		
	Ángulo θ en grados									Ángulo θ en grados		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20
Normal a la cumbrera para $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	-0.20	0.0*	0.40	0.01	-0.30	-0.50	-0.60
		-0.18	0.0*	0.20	0.30	-0.30	0.40		θ			
	0.50	-0.90	-0.70	-0.40	-0.30	-0.20	-0.20	0.0*	0.01	-0.50	-0.50	-0.60
		-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	0.40	θ			
	≥ 1.0	-1.3**	-1.00	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	0.0*	0.01	-0.70	-0.60	-0.60
		-0.18	-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	θ	-0.70	-0.60	-0.60
Normal a la cumbrera para $\theta < 10^\circ$ y paralela a la cumbrera para todo θ	≤ 0.5	Distancia horizontal desde el borde de barlovento				C_p			*Valor dado para fines de interpolación			
		0 a h/2				-0.9, -0.18			**Valor que puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue:			
		h/2 a h				-0.9, -0.18						
		h a 2h				-0.5, -0.18						
		> 2h				-0.3, -0.18						
	≥ 1.0	0 a h/2				-1.3**, -0.18			Área (m ²)		Factor de Reducción	
									<10		1	
									20		0.9	
							>100		0.8			

Notas:

Nota. NSR-10, Título B, la Figura B.6.5-3 (AIS, 2010).

Para Barlovento los valores son para 15° es -0.70 y para 20° es -0.40.

Aplicando interpolación lineal:

$$C_p = -0.70 + \frac{(16.7-15)}{(20-15)} [(-0.40) - (-0.70)]$$

se obtiene:

$$C_p = -0.598$$

aproximadamente:

$$C_p = -0.60$$

Para sotavento los valores son para 15° es -0.50 y para 20° es -0.60.

Aplicando interpolación lineal:

$$C_p = -0.50 + \frac{(16.7-15)}{(20-15)} [(-0.60) - (-0.50)]$$

se obtiene:

$$C_p = -0.534$$

Presión interna (GC_{pi})

Debido a que la estructura corresponde a una edificación cerrada, el coeficiente de presión interna fue tomado de la tabla de presiones internas de la NSR-10 para edificios cerrados, adoptando:

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

Figura 8.12

Presión interna GC_{pi}

Clasificación del Cerramiento	GC_{pi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios Parcialmente Cerrados	0.55 -0.55
Edificios Cerrados	0.18 -0.18

Nota. NSR-10, Título B, la Figura B.6.5-2 (AIS, 2010).

Presión dinámica del viento

La presión dinámica del viento fue calculada mediante la ecuación establecida en el Título B.6 de la NSR-10:

$$q_h = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2I$$

donde:

- $K_z = 0.85$, obtenido de la tabla de coeficientes de exposición para exposición tipo C y altura aproximada de 4 m.
- $K_{zt} = 1.0$, debido a que la estructura no presenta efectos topográficos significativos.
- $K_d = 0.85$, tomado de la tabla de factores de direccionalidad para edificios.
- $V = 33 \text{ m/s}$, correspondiente a la velocidad básica del viento para Villavicencio.

- $I = 1.25$, correspondiente al grupo de uso de la estructura.

Sustituyendo:

$$q_h = 0.613(0.85)(1.0)(0.85)(33^2)(1.25)$$

se obtiene:

$$q_h = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

Presión de diseño sobre cubierta

La presión neta sobre la cubierta se determinó mediante la ecuación establecida por la NSR-10:

$$p = q_h(C_p) - q_i(GC_{pi})$$

Para la condición de barlovento:

$$p = 0.60(-0.60) - 0.60(0.18)$$

obteniéndose:

$$p = -0.468 \text{ kN/m}^2$$

Para la condición de sotavento:

$$p = 0.60(-0.534) - 0.60(0.18)$$

obteniéndose:

$$p = -0.428 \text{ kN/m}^2$$

8.2.3 Modelación de la propuesta de diseño

Con el fin de mejorar el comportamiento estructural de la edificación, se planteó una propuesta que consiste en la incorporación de una cubierta en madera. Esta modificación busca aportar mayor rigidez al sistema estructural y mejorar la distribución de cargas. A partir de esta propuesta, se desarrolló un nuevo modelo estructural en el software, considerando las condiciones del modelo existente e incluyendo los elementos adicionales.

Geometría del diseño

Para el modelo de la propuesta se adoptaron columnas de sección $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$ y vigas de $0.30 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}$, teniendo en cuenta los criterios establecidos en la NSR-10 para elementos con ambos extremos continuos, según lo indicado en la Tabla C.9.5(a). Adicionalmente, se consideró como criterio de diseño que el área de las columnas fuera mayor a 900 cm^2 , acorde con

recomendaciones para edificaciones en zonas sísmicas como Villavicencio. La altura de las columnas se definió en 3.0 m, alcanzando una altura total de la cubierta de aproximadamente 4.5 m medida desde el nivel del piso.

En cuanto al sistema de cubierta, se planteó una estructura en madera compuesta por pendolones, diagonales, correas, cordón superior y cordón inferior. Para el cálculo del pendolón, se tuvo en cuenta la geometría de la cubierta mediante la relación:

$$h = \frac{L}{2} \cdot \tan(\theta)$$

donde θ corresponde a la pendiente de la cubierta expresada en grados. Asimismo, se adoptó una pendiente del 30% y un alerón de 0.78 m.

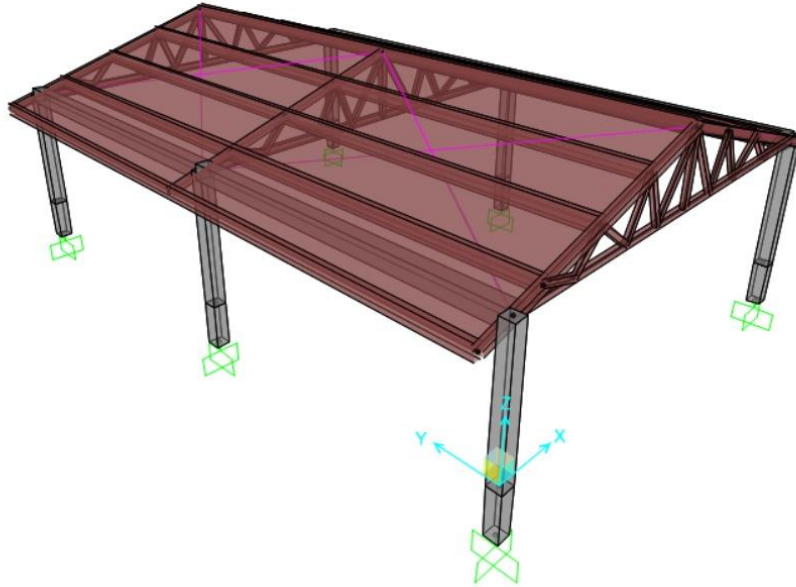
Para el dimensionamiento de las correas se tomaron como referencia los criterios establecidos en la Tabla E.9.2-2a de la NSR-10; sin embargo, debido a que la estructura presenta una separación entre cerchas de aproximadamente 7.5 m, superior a las luces comúnmente utilizadas en cubiertas livianas, fue necesario adoptar una sección de mayor capacidad correspondiente a 0.12×0.30 m, con el fin de garantizar un comportamiento adecuado frente a esfuerzos de flexión, deformaciones y efectos de succión por viento.

Tabla 8.3 : Elementos de la cubierta y secciones

Elemento	Sección
Pendolón	b:0.1 h:0.15
Cordón Superior	b:0.12 h:0.2
Cordón Inferior	b:0.1 h:0.15
Diagonales	b:0.08 h:0.12
Correas	b:0.12 h:0.30

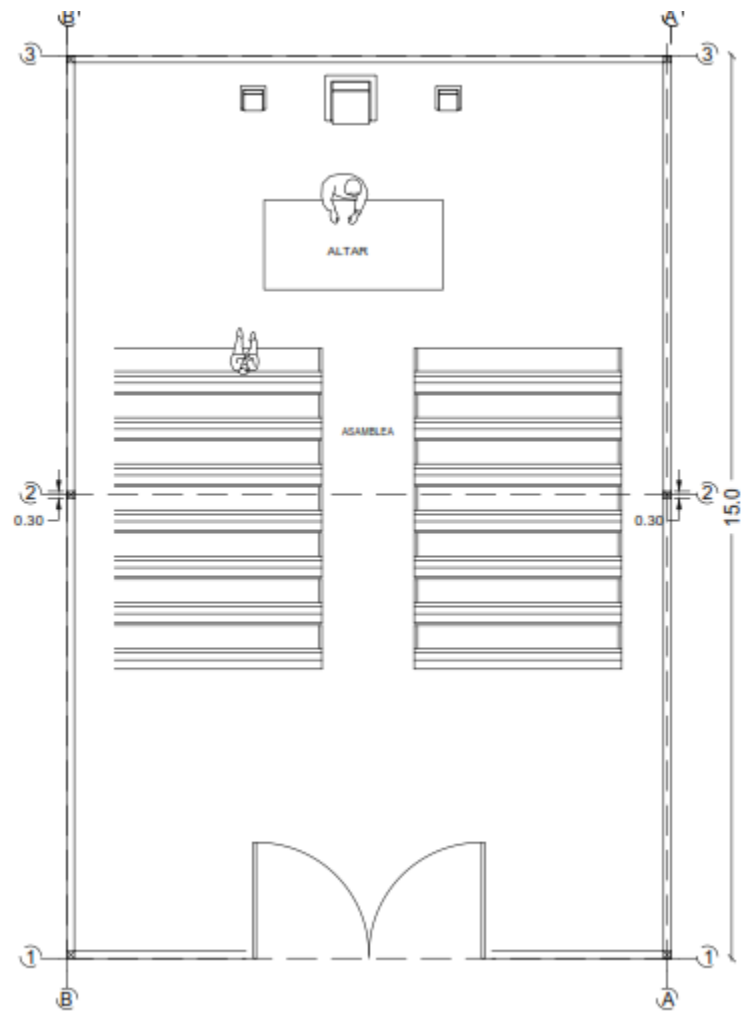
Figura 8.13

Modelo estructural de la propuesta.

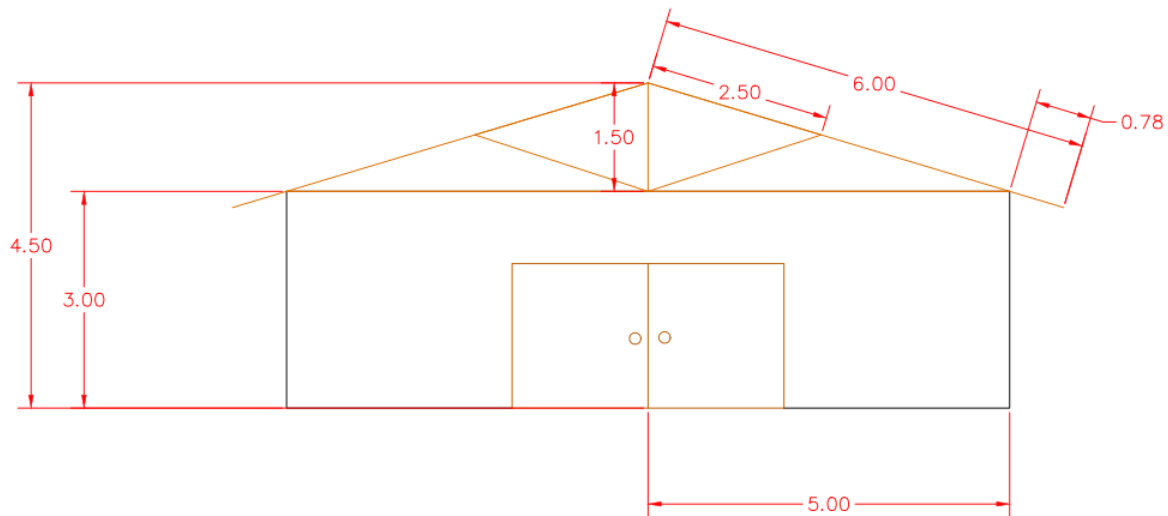


Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en software estructural.

Activa

Figura 8.14*Plano en planta de la propuesta*

Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en AutoCAD.

Figura 8.15*Plano fachada de la propuesta*

Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en AutoCAD.

Propiedades de los materiales

Para el modelo de la propuesta se adoptaron propiedades de materiales acordes con lo establecido en la NSR-10. En el caso del concreto, se consideró una resistencia a la compresión de 21 MPa y un peso específico de 24 kN/m³, correspondientes a un material de mejor calidad en comparación con el modelo existente, lo cual contribuye a un mejor desempeño estructural. Por otra parte, para la cubierta se utilizó madera aserrada ES1 choiba, adoptando un módulo de elasticidad de 23,300 MPa, valor representativo dentro de los rangos típicos establecidos en la norma. Estas propiedades fueron asignadas en el modelo con el fin de representar adecuadamente el comportamiento de los materiales y mejorar la rigidez del sistema estructural frente a cargas sísmicas.

Figura 8.16

Madera tipo ES1

Tabla G-B.1
Maderas Tipo "ES1" MPa
CH = 12%

No.	Nombre Científico	Nombre Vulgar	DB	$E_{0.5}$	F_b	F_C	F_p	F_v	F_t
1	DIPTERYX OLEIFERA	CHOIBA	0.850	23 300	29.6	24.6	7.3	2.7	22.2
2	MYROXYLON BALSAMUN	BALSAMO	0.810	19 160	29.9	26.8	7.8	3.2	22.4
3	LICANIA SP.	AMBURE PICHANGILLO	0.766	23 100	32.5	26.0	7.2	2.5	24.4
4	PLTYMISCUM PINNATUM	GUAYACAN TREBOL	0.780	Nota 1	37.7	34.0	7.4	2.1	28.3
5	PELTOGYNE PORPHYROCORDIA	NAZARENO	0.890	19 900	29.6	26.4	7.1	3.5	22.2
6	ESCHWEILERA PITTIERI	COCO MANTECO	0.744	21 700	31.9	23.4	8.2	2.0	23.8
7	LECYTHIS SP	COCO MONO	0.751	Nota 1	34.0	25.0	7.8	Nota 1	25.5
8	TRIGONIASTRUM SP	MARFIL	0.769	Nota 1	34.2	29.1	9.7	Nota 1	25.7
9	LAGERTROEMIA SP	PUNTE CASCARILLO	Nota 1	19 000	31.2	25.6	7.8	2.3	23.4
10	XYLOPIA SP	YAYA BLANCA	0.763	Nota 1	39.7	31.3	9.0	Nota 1	29.8
VALORES DE DISEÑO ASUMIDOS				18 000	29.5	23.0	6.0	2.0	21.0

Nota. NSR-10, Título G, Tabla G-B.1 (AIS, 2010).

Figura 8.17

Definición de propiedades del material en el modelo estructural concreto

Nota. Elaborado a partir del modelo estructural desarrollado en software especializado.

Figura 8.18

Definición de propiedades del material en el modelo estructural madera

General Data

Material Name and Display Color: MADERA CHOIBA

Material Type: Other

Material Grade:

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.35

Mass per Unit Volume: 0.7495

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 23300000.

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 3.000E-06

Shear Modulus, G: 9708333.

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Nota. Elaborado a partir del modelo estructural desarrollado en software especializado.

Asignación de cargas

En el modelo estructural de la propuesta se consideraron las cargas actuantes sobre la edificación. El peso propio de la estructura fue calculado automáticamente por el software, obteniendo un valor de 169.038 kN. Por otra parte, la acción sísmica fue incorporada mediante el espectro de respuesta previamente definido, obteniéndose una cortante basal de 171.679 kN, la cual representa la fuerza sísmica total aplicada en la base de la estructura. Estas cargas permiten evaluar el comportamiento del sistema estructural bajo condiciones más cercanas a la realidad.

Análisis modal

Del análisis modal realizado al modelo estructural se obtuvo un período fundamental de:

$$T=0.1929 \text{ s}$$

Este resultado indica que la estructura tiene un comportamiento relativamente rígido, lo cual es esperado debido a que se trata de una cubierta liviana en madera con una altura baja y elementos estructurales poco flexibles. El período obtenido fue considerado para evaluar el comportamiento dinámico de la estructura durante el análisis estructural.

Tabla 8.4 : Modos de vibración

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.192896	0.98632	3.903E-07	0.000009315
MODAL	Mode	2	0.154232	0.00001177	0.99867	1.261E-08
MODAL	Mode	3	0.150088	0.00731	0.00108	7.997E-07
MODAL	Mode	4	0.054595	4.658E-10	0.0001	3.809E-07
MODAL	Mode	5	0.046863	0.00159	3.134E-09	0.00896

Tabla 8.5 : Porcentaje de participación de la masa

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9976	99.8003
MODAL	Acceleration	UY	99.9998	99.9861
MODAL	Acceleration	UZ	74.7054	28.2735

Fuerza horizontal equivalente

Con base en la cortante basal obtenida para el modelo propuesto, se realizó la distribución de la fuerza sísmica horizontal equivalente a lo largo de la altura de la estructura, siguiendo los criterios establecidos en la NSR-10. Esta distribución permite evaluar las fuerzas actuantes en cada nivel y analizar el comportamiento estructural de la propuesta frente a cargas sísmicas.

Tabla 8.6 : Distribución de la fuerza sísmica horizontal equivalente.

Piso	Area (m ²)	C.M.A (kN/m ²)	W (kN)	h.ent (m)	ht (m)	m * h ^k	Cvx	Fx (kN)	Masa
Cubierta	192.72	0.1730	34.379	1.5	4.50	16	0.20	135.92	3.504
Piso 1	150	1.389263	208.29	3	3.00	64	0.80	549.26	21.243
SUMATORIA						79		685.18	24.747

La siguiente tabla muestra las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y (F_x y F_y), así como los momentos (M_x y M_y), teniendo en cuenta un 5% de la dimensión en planta en cada dirección (X y Y). Esto permite hacer el análisis más realista.

Tabla 8.7 : Fuerzas sísmicas horizontales y momentos asociados

fuerzas resultantes - fuerza sísmica horizontal equivalente				
$F_x=F_y$	5% L_y	M_{F_x}	5% L_x	M_{F_y}
685.18	0.75	513.883	0.5	342.589

Diseño de plantina y pernos cubierta

La conexión diseñada corresponde al apoyo de una cercha de madera sobre una columna de concreto mediante una platina metálica tipo “U”, utilizando pernos pasantes y anclajes mecánicos al concreto. El sistema de conexión fue planteado para una cubierta liviana con pendiente aproximada del 30%, buscando garantizar estabilidad estructural, correcta transmisión de cargas y facilidad constructiva.

El diseño de la conexión entre la cercha de madera y la columna de concreto se desarrolló con base en los criterios establecidos en el Título G - Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua de la NSR-10, específicamente en el Capítulo G.6 correspondiente a uniones estructurales. Para la conexión se adoptó una platina metálica tipo “U”, debido a que este sistema proporciona mayor estabilidad lateral, una adecuada distribución de esfuerzos y reducción del riesgo de desplazamiento o volcamiento del elemento estructural. De acuerdo con las disposiciones del numeral G.6.13 sobre uniones empernadas, se emplearon pernos pasantes galvanizados de 1/2”, incorporando arandelas y tuercas hexagonales con el fin de garantizar una correcta transmisión de cargas y evitar el aplastamiento de la madera. Asimismo, se consideraron las distancias mínimas entre pernos y respecto a los bordes del elemento de madera, con el propósito de prevenir fisuración y asegurar el adecuado comportamiento mecánico de la unión. La platina fue especificada en acero ASTM A36 galvanizado con espesor de 6 mm, cumpliendo criterios de resistencia y protección contra corrosión establecidos para elementos metálicos expuestos. Finalmente, la fijación al concreto se planteó mediante anclajes mecánicos o químicos de 5/8”, permitiendo una adecuada transferencia de cargas entre la cubierta y el sistema de soporte estructural.

Tabla 8.8 : Dimensiones y especificaciones de la conexión estructural

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPECIFICACIÓN
Platina metálica	Tipo	Platina tipo “U”
	Material	Acero ASTM A36 galvanizado
	Espesor	6 mm
	Longitud base inferior	160 mm
	Ancho base inferior	100 mm
	Altura alas laterales	200 mm
	Separación interior	100 mm
Pernos pasantes	Tipo	Pernos pasantes galvanizados
	Diámetro	1/2”
	Distribución	Vertical (1 superior y 1 inferior)
	Separación entre centros	80 mm
	Distancia mínima al borde	60 mm
	Elementos complementarios	Arandelas planas y tuercas hexagonales
Anclajes al concreto	Tipo	Anclajes mecánicos
	Diámetro	5/8”
	Separación entre ejes	120 mm

De acuerdo con la Tabla G.6.13-5 de la NSR-10, los espaciamientos mínimos en conexiones empernadas de madera deben definirse en función del diámetro del perno utilizado. Para el diseño de la conexión se seleccionaron pernos galvanizados de 1/2”, equivalentes a un diámetro de $d = 12.7 \text{ mm}$. La norma establece que la separación mínima entre centros de pernos debe ser igual o superior a $4d$, obteniéndose:

$$s_{min} = 4d$$

$$s_{min} = 4(12.7) = 50.8 \text{ mm}$$

En el diseño propuesto se adoptó una separación entre pernos de 80 mm, valor que supera el mínimo exigido por la NSR-10, garantizando una adecuada transmisión de cargas y reduciendo el riesgo de fisuración en la madera. Asimismo, la norma establece que la distancia mínima al borde debe ser igual o superior a $2d$:

$$e_{min} = 2d$$

$$e_{min} = 2(12.7) = 25.4 \text{ mm}$$

Para la conexión diseñada se utilizó una distancia al borde de 60 mm, cumpliendo satisfactoriamente el requisito normativo y proporcionando mayor seguridad frente al aplastamiento y agrietamiento del elemento de madera.

Figura 8.19
Espaciamientos mínimos para pernos según NSR-10

Tabla G.6.13-5
Espaciamientos mínimos para pernos

Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre pernos	4d
		Distancia al extremo en tracción	5d
		Distancia al extremo en compresión	4d
	Perpendicularmente a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de pernos	2d
		Distancia a los bordes	2d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre líneas de pernos s	
		Para $\frac{\ell}{d} \leq 2$	$s = 2.5d$
		Para $\frac{\ell}{d} \geq 6$	$s = 5d$
		Para $2 \leq \frac{\ell}{d} \leq 6$	$2.5d \leq s \leq 5d$
	Perpendicularmente a la dirección del grano.	Espaciamiento entre pernos s	4d
		Distancia al borde cargado	4d
		Distancia al borde no cargado	2d

Nota. NSR-10, Título G, Capítulo G.6.13.5 (AIS, 2010).

Con base en la Tabla G.6.13-2 de la NSR-10, para pernos de 1/2" ($d = 12.7 \text{ mm}$) se requieren arandelas con diámetro exterior mínimo de 55 mm y espesor mínimo de 5 mm, con el fin de distribuir adecuadamente las presiones sobre la madera y evitar aplastamientos. Por esta razón, en la conexión diseñada se utilizaron arandelas planas galvanizadas compatibles con los pernos pasantes de 1/2", garantizando una adecuada transmisión de esfuerzos y el cumplimiento de los criterios normativos para uniones empernadas.

Figura 8.20
Dimensiones mínimas de arandelas para conexiones empernadas según NSR-10

Tabla G.6.13-2
Dimensiones mínimas de arandelas para uniones empernadas estructurales.

Diámetro del perno d mm	10	12	16	20	>20
Espesor de la arandela mm	5	5	6	6	8
Diámetro externo arandelas circulares mm	50	55	65	75	95
Lado, arandelas cuadradas mm	45	50	60	65	85

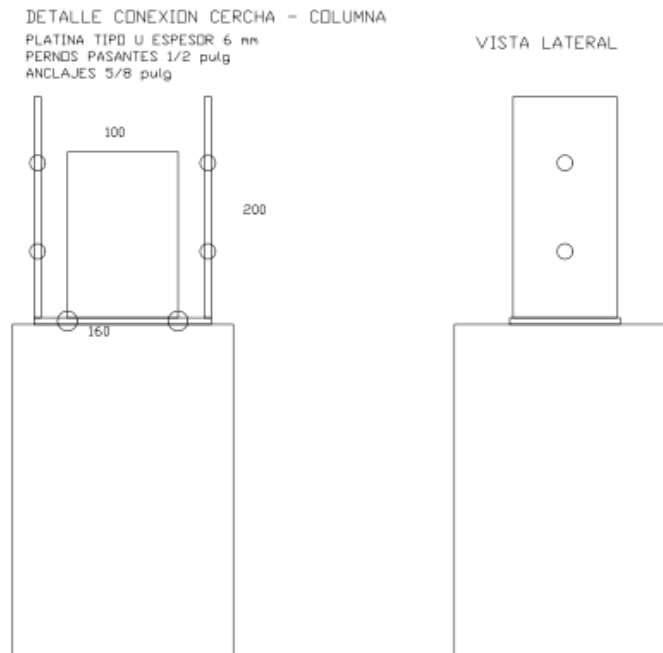
Nota. NSR-10, Título G, Capítulo G.6.13.2 (AIS, 2010).

Con el fin de representar gráficamente la conexión diseñada entre la cercha de madera y la columna de concreto, se elaboró un plano técnico en AutoCAD donde se detallan las dimensiones

de la platina metálica tipo “U”, la distribución de los pernos pasantes, los anclajes al concreto y las especificaciones principales de fabricación e instalación. Este plano permite visualizar de manera precisa la configuración estructural de la conexión y facilita su posterior proceso constructivo.

Figura 8.21

Plano CAD de conexión entre cercha de madera y columna de concreto



Nota. Plano de detalle de conexión elaborado en AutoCAD.

8.3. Fase 3: Evaluación del comportamiento estructural y análisis de estabilidad

8.3.1 Evaluación de derivas

Para la evaluación de las derivas en el modelo estructural se consideraron las combinaciones sísmicas en las direcciones SX y SY las cuales permiten representar el comportamiento de la estructura frente a las acciones sísmicas horizontales. De acuerdo con la NSR-10 las estructuras de concreto reforzado metálicas de madera y de mampostería deben presentar una deriva máxima equivalente al 1.0% de la altura de entrepiso. Sin embargo, la misma norma establece que para edificaciones de un solo piso la revisión de derivas puede omitirse. Aun

así, en el presente proyecto estas fueron consideradas como un parámetro adicional de verificación del comportamiento estructural. Al comparar los resultados obtenidos con el límite permitido por la norma se evidenció que la estructura presenta un comportamiento adecuado y cumple con los requisitos de estabilidad y desempeño sísmico.

Figura 8.22

Derivas máximas permitidas según la NSR-10

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pl}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left(\Delta_{\max}^I \leq 0.010 h_{pl} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left(\Delta_{\max}^I \leq 0.005 h_{pl} \right)$

Nota. NSR-10, Título A, Tabla A.6.4-1 (AIS, 2010).

Derivas S_x y S_y

Tabla 8.9 : Distribución de fuerzas sísmicas en dirección X

S_x						
U1	U2	Du	Dv	D	$D_{\text{permisible}}$	$D < D_{\text{permisible}}$
0.02711	0.005111	0.02711	0.005111	0.0276	0.0300	CUMPLE

Tabla 8.10 : Distribución de fuerzas sísmicas en dirección Y

S_y						
U1	U2	Du	Dv	D	$D_{\text{permisible}}$	$D < D_{\text{permisible}}$
0.007578	0.016902	0.007578	0.016902	0.0185	0.0300	CUMPLE

Las derivas sísmicas obtenidas en las direcciones X y Y presentan valores de 0.0276 m y 0.0185 m, respectivamente, los cuales se encuentran por debajo del límite permisible de 0.03 m establecido por la NSR-10.

8.3.2 Evaluación del pandeo de la cubierta

En el presente análisis se utilizaron tres combinaciones principales: $1.2D + L + W$, $0.9D + W$ y $1.2D + 1.6L$, las cuales fueron aplicadas con el fin de identificar las condiciones más críticas de compresión y deformación en los elementos de la cubierta. Estas combinaciones permitieron evaluar la estabilidad de la estructura frente a posibles fenómenos de inestabilidad o pandeo, garantizando que los elementos propuestos presenten un comportamiento adecuado ante las cargas consideradas en el diseño.

Figura 8.23
Combinaciones de carga pandeo gravedad

The screenshot shows a software dialog box for defining a load case. The 'Load Case Name' is 'PANDEO GRAVEDAD'. Under 'Stiffness to Use', 'Zero Initial Conditions - Unstressed State' is selected. The 'Loads Applied' table lists two loads: DEAD with a scale of 1.2, and LIVE with a scale of 1.6. The 'Load Case Type' is 'Buckling'. Other parameters include 'Number of Buckling Modes' set to 15 and 'Eigenvalue Convergence Tolerance' set to 1.000E-09.

Load Type	Load Name	Scale
Load Pattern	DEAD	1.2
Load Pattern	DEAD	1.2
Load Pattern	LIVE	1.6

Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en software estructural.

Figura 8.24
Combinaciones de carga pandeo succión

Load Case Name

PANDEO SUCCION

Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Buckling

Design...

Stiffness to Use

☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State

☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note:

Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Mass Source

MASA

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale
Load Pattern	DEAD	0.9
Load Pattern	DEAD	0.9
Load Pattern	Ws	1.

Add

Modify

Delete

Other Parameters

Number of Buckling Modes

15

Eigenvalue Convergence Tolerance

1.000E-09

OK

Cancel

Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en software estructural.

Figura 8.25
Combinaciones de carga pandeo succión con viva

Load Case Name

PANDEO SUCCION CON VIVA

Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Buckling

Design...

Stiffness to Use

☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State

☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note:

Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Mass Source

MASA

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale
Load Pattern	DEAD	1.2
Load Pattern	DEAD	1.2
Load Pattern	LIVE	1.
Load Pattern	Ws	1.

Add

Modify

Delete

Other Parameters

Number of Buckling Modes

15

Eigenvalue Convergence Tolerance

1.000E-09

OK

Cancel

Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en software estructural.

En el análisis de pandeo, el parámetro más importante corresponde al primer modo positivo obtenido, ya que este representa el factor crítico de carga a partir del cual la estructura podría presentar inestabilidad. Valores mayores a 1 indican que la estructura es capaz de soportar una carga superior a la aplicada antes de alcanzar el pandeo, reflejando un comportamiento estable. Por el contrario, valores menores a 1 evidencian una condición de inestabilidad estructural.

Tabla 8.11 : Resultados combinación Pandeo Gravedad

Caso	Tipo	Numero	Factor
PANDEO G	Mode	1	40.161595
PANDEO G	Mode	2	-62.071356
PANDEO G	Mode	3	-67.791228
PANDEO G	Mode	4	-77.591321
PANDEO G	Mode	5	-92.886779

Tabla 8.12 : Resultados combinación Pandeo Succión

Caso	Tipo	Numero	Factor
PANDEO S	Mode	1	133.615946
PANDEO S	Mode	2	-141.132515
PANDEO S	Mode	3	-183.620334
PANDEO S	Mode	4	-331.604549
PANDEO S	Mode	5	403.841221

Tabla 8.13 : Resultados combinación Pandeo Succión con Viva

Caso	Tipo	Numero	Factor
PANDEO SV	Mode	1	56.979961
PANDEO SV	Mode	2	-73.152308
PANDEO SV	Mode	3	-94.79845
PANDEO SV	Mode	4	-133.143522
PANDEO SV	Mode	5	-163.426559

Los resultados obtenidos en el análisis de pandeo evidencian que la cubierta propuesta presenta un comportamiento estable frente a las cargas aplicadas. Para las combinaciones PANDEO G, PANDEO S y PANDEO SV se obtuvieron factores de 40.16, 133.615 y 56.97 respectivamente, valores considerablemente mayores a 1. Esto indica que la estructura puede soportar cargas mucho mayores antes de presentar una condición de inestabilidad o pandeo.

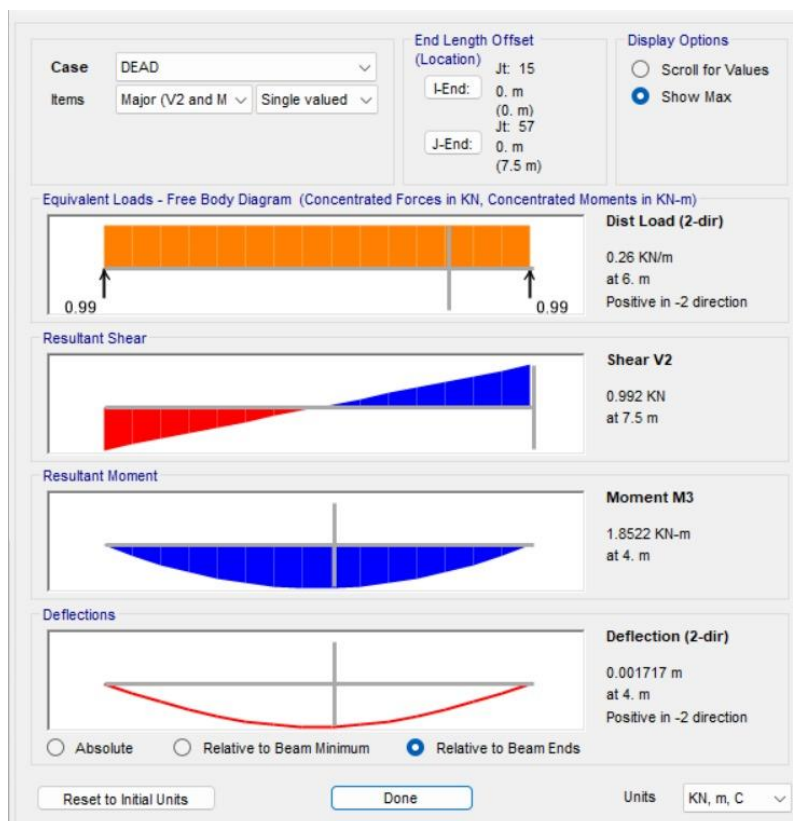
También para verificar el comportamiento en servicio de los elementos de cubierta se realizó la revisión de deflexiones considerando la separación entre cerchas de 7.5 m, equivalente a 7500 mm. Tomando como referencia el criterio de deflexión máxima permisible de $L/360$, se obtuvo un límite máximo permitido de:

$$\frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83 \text{ mm}$$

A partir del análisis estructural realizado en el software de modelación estructural se obtuvo una deflexión máxima de 0.001717 m, equivalente a 1.717 mm teniendo en cuenta la carga muerta. Al comparar este resultado con el límite permisible se evidencia que las deformaciones obtenidas son considerablemente menores al valor máximo permitido, por lo cual la estructura cumple adecuadamente con los criterios de servicio y estabilidad establecidos para los elementos de cubierta.

Figura 8.26

Análisis de carga, cortante, momento y deflexión



Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en software estructural.

9. Diseño estructural de la propuesta

Con el fin de sustentar técnicamente la propuesta estructural desarrollada para la edificación, en este apartado se presentan los principales resultados obtenidos durante el proceso de modelación y diseño. Inicialmente, se exponen las características mecánicas de los materiales considerados en el análisis, y descripción adecuada de los elementos, dimensiones adoptadas para los diferentes elementos estructurales. Posteriormente, se presentan las cuantías, armados, así como otros parámetros relevantes para la evaluación del comportamiento de la estructura. La información se organiza mediante tablas con el propósito de facilitar la interpretación de los resultados y respaldar los criterios de diseño empleados en el proyecto.

Tabla 9.1 : Descripción de los elementos y material

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil (Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Hormigón	f _c =210	N1/N2	N1/N2	30x30 (Rectangular)	3.000	1.00	1.00	-	-
		N3/N4	N3/N4	30x30 (Rectangular)	3.000	1.00	1.00	-	-
Hormigón	f _c =210	N5/N6	N5/N6	30x30 (Rectangular)	3.000	1.00	1.00	-	-
		N8/N7	N8/N7	30x30 (Rectangular)	3.000	1.00	1.00	-	-
		N10/N9	N10/N9	30x30 (Rectangular)	3.000	1.00	1.00	-	-
		N12/N11	N12/N11	30x30 (Rectangular)	3.000	1.00	1.00	-	-
		N7/N11	N7/N11	30x35 (Viga descolgada rectangular)	7.500	1.00	1.00	-	-
		N11/N4	N11/N4	30x35 (Viga descolgada rectangular)	7.500	1.00	1.00	-	-
		N2/N9	N2/N9	30x35 (Viga descolgada rectangular)	7.500	1.00	1.00	-	-
		N9/N6	N9/N6	30x35 (Viga descolgada rectangular)	7.500	1.00	1.00	-	-
		N2/N9	N2/N9	30x35 (Viga descolgada rectangular)	7.500	1.00	1.00	-	-
		N9/N6	N9/N6	30x35 (Viga descolgada rectangular)	7.500	1.00	1.00	-	-

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Tabla 9.2 : Características mecánicas de material

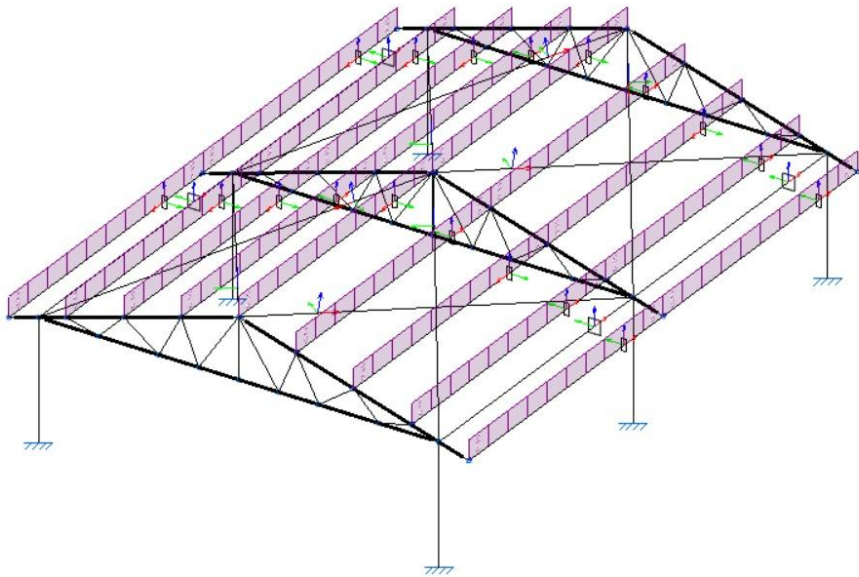
Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	Avy (cm ²)	Avz (cm ²)	Iyy (cm ⁴)	Izz (cm ⁴)	It (cm ⁴)
Tipo	Designación								
Acero laminado	A36	1	1", (VARILLA 1")	5.07	4.56	4.56	2.04	2.04	4.09
Madera	Pino Chioba	2	PENDOLON, (PENDOLON)	150.00	125.00	125.00	2812.50	1250.00	2940.00
		3	CORDON INFERIOR, (CORDON INFERIOR)	150.00	125.00	125.00	2812.50	1250.00	2940.00
		4	CORDON SUPERIOR, (CORDON SUPERIOR)	240.00	200.00	200.00	8000.00	2880.00	7153.92
		5	CORREAS, (CORREAS)	360.00	300.00	300.00	27000.00	4320.00	12752.64
		6	DIAGONALES, (DIAGONALES)	96.00	80.00	80.00	1152.00	512.00	1204.22
Hormigón	f'c=210	7	30x30, (Rectangular)	900.00	750.00	750.00	67500.00	67500.00	113400.00
		8	30x35, (Viga descolgada rectangular)	1050.00	875.00	875.00	107187.50	78750.00	151830.00
Notación: Ref.: Referencia A: Área de la sección transversal Avy: Área de cortante de la sección según el eje local 'y' Avz: Área de cortante de la sección según el eje local 'z' Iyy: Inercia de la sección alrededor del eje local 'y' Izz: Inercia de la sección alrededor del eje local 'z' It: Inercia a torsión Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.									

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

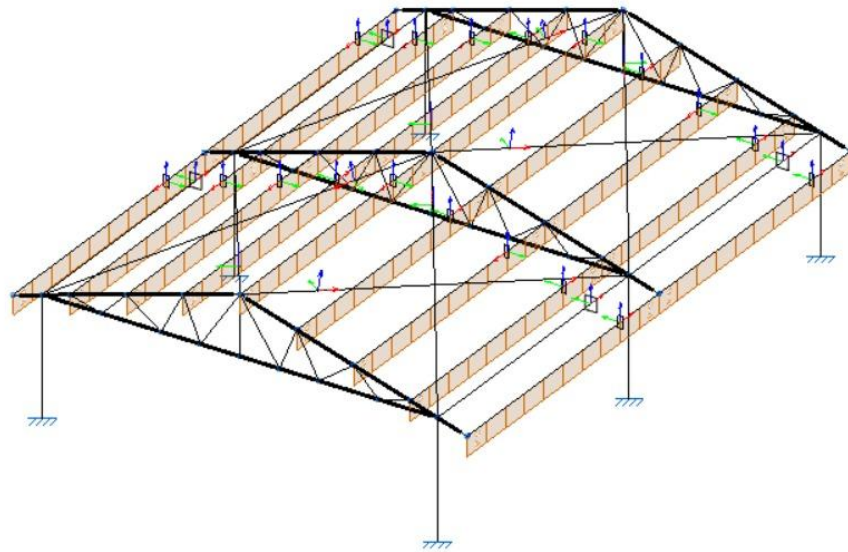
9.1. Aplicación de cargas

Figura 9.1

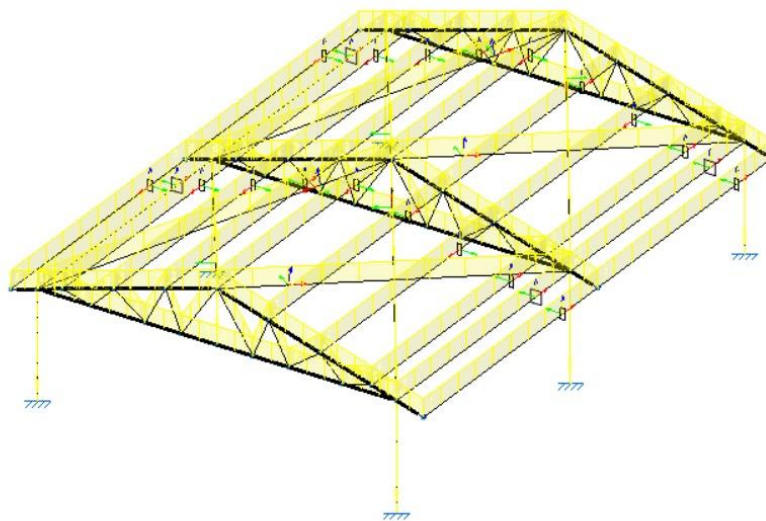
Carga Viva



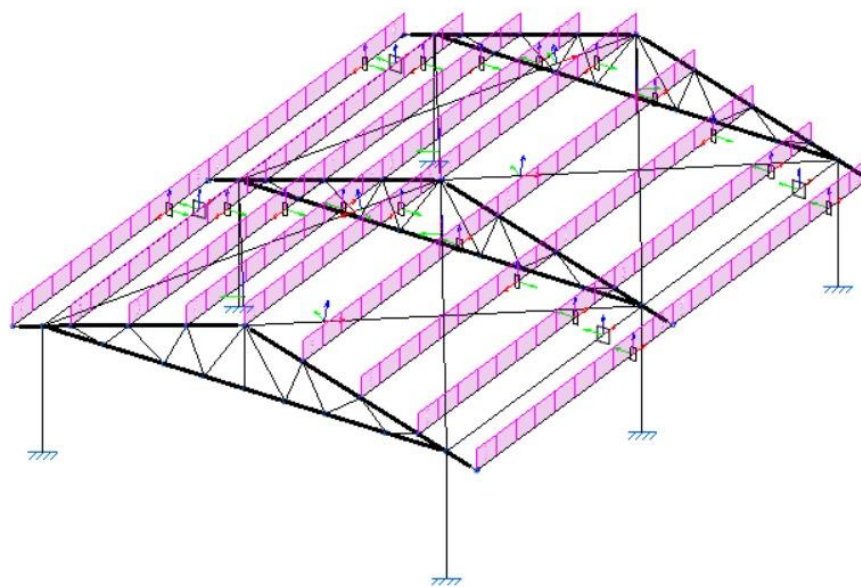
Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en software estructural.

Figura 9.2*Carga Viento*

Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en software estructural.

Figura 9.3*Peso Propio*

Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en software estructural.

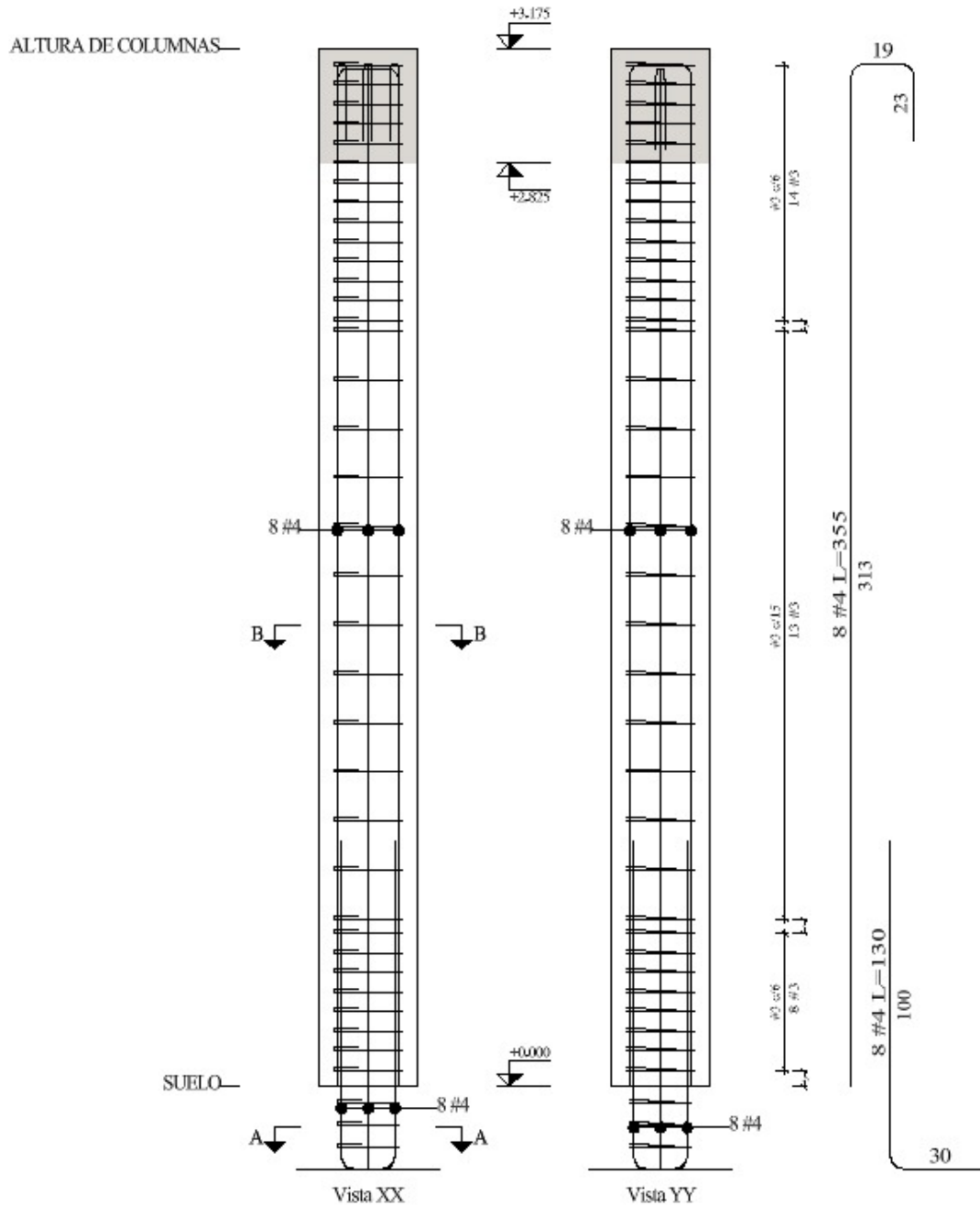
Figura 9.4*Carga Muerta*

Nota. Elaborado a partir del modelo desarrollado en software estructural.

9.2. Diseño de columnas

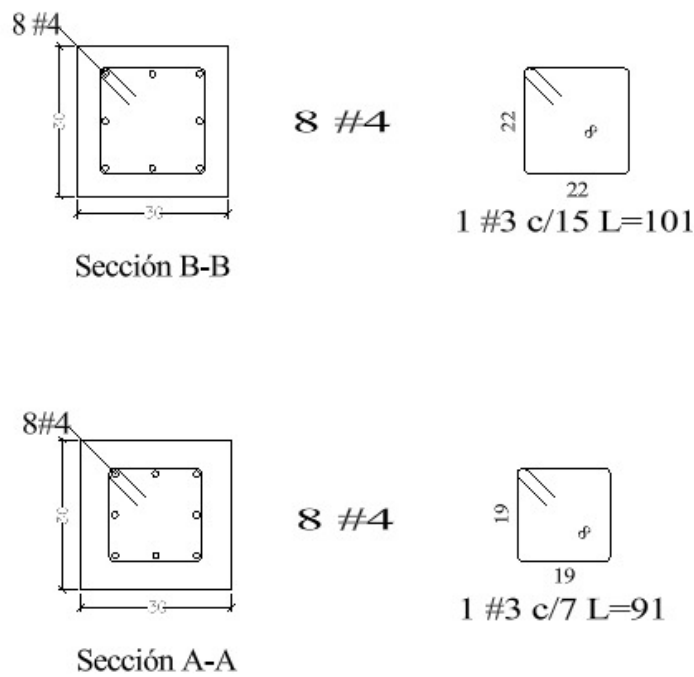
Figura 9.5

Despiece Longitudinal y confinamiento en columnas



Nota. Plano de detalle elaborado en AutoCAD.

Figura 9.6
sección transversal típica de columnas



Nota. Plano de detalle elaborado en AutoCAD.

Tabla 9.3 : Armado de columnas

Armado de pilares											
Hormigón: f'c=210											
Pilar	Geometría			Armaduras						Aprov. (%)	estado
	Nivel	Dimensiones (cm)	Tramo (m)	Barras				estribos			
				squina	Cara X	Cara Y	Cuantía (%)	Descripción ⁽¹⁾	Separación (cm)		
P1	3.0	30x30	0.00/2.83	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	15	77.2	Cumple
	SUELO	-	-	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	-	4.1	Cumple
P2	3.0	30x30	0.00/2.83	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	15	84.8	Cumple
	SUELO	-	-	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	-	4.1	Cumple
P3	3.0	30x30	0.00/2.83	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	15	83.5	Cumple
	SUELO	-	-	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	-	4.2	Cumple
P4	3.0	30x30	0.00/2.83	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	15	86.1	Cumple
	SUELO	-	-	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	-	4.1	Cumple
P5	3.0	30x30	0.00/2.83	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	15	91.1	Cumple
	SUELO	-	-	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	-	7.4	Cumple
P6	3.0	30x30	0.00/2.83	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	15	92.8	Cumple
	SUELO	-	-	4#4	2#4	2#4	1.13	1#3	-	7.4	Cumple
Notas: ⁽¹⁾ = estribo, r = rama											

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Tabla 9.4 : Carga axial y momentos C1

Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0,000 m	0,429 m	0,857 m	1,071 m	1,500 m	1,929 m	2,357 m	3,000 m
N1/N2	Hormigón	N_{min}	-37.530	-36.395	-35.260	-34.693	-33.557	-32.422	-31.287	-29.584
		N_{max}	-11.951	-11.100	-10.248	-9.823	-8.971	-8.120	-7.269	-5.992
		V_{ymin}	-7.368	-7.368	-7.368	-7.368	-7.368	-7.368	-7.368	-7.368
		V_{ymax}	12.101	12.101	12.101	12.101	12.101	12.101	12.101	12.101
		V_{zmin}	-7.768	-7.768	-7.768	-7.768	-7.768	-7.768	-7.768	-7.768
		V_{zmax}	7.510	7.510	7.510	7.510	7.510	7.510	7.510	7.510
		M_{tmin}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		M_{tmax}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		M_{ymin}	0.00	-3.22	-6.44	-8.05	-11.26	-14.48	-17.70	-22.53
		M_{ymax}	0.00	3.33	6.66	8.32	11.65	14.98	18.31	23.30
		M_{zmin}	0.00	-5.19	-10.37	-12.97	-18.15	-23.34	-28.52	-36.30
		M_{zmax}	0.00	3.16	6.32	7.89	11.05	14.21	17.37	22.10

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Tabla 9.5 : Carga axial y momentos C2

Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0,000 m	0,429 m	0,857 m	1,071 m	1,500 m	1,929 m	2,357 m	3,000 m
N3/N4	Hormigón	N_{min}	-37.473	-36.338	-35.203	-34.635	-33.500	-32.365	-31.230	-29.527
		N_{max}	-10.407	-9.556	-8.704	-8.279	-7.427	-6.576	-5.724	-4.447
		V_{ymin}	-11.991	-11.991	-11.991	-11.991	-11.991	-11.991	-11.991	-11.991
		V_{ymax}	7.287	7.287	7.287	7.287	7.287	7.287	7.287	7.287
		V_{zmin}	-10.648	-10.648	-10.648	-10.648	-10.648	-10.648	-10.648	-10.648
		V_{zmax}	10.976	10.976	10.976	10.976	10.976	10.976	10.976	10.976
		M_{tmin}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		M_{tmax}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		M_{ymin}	0.00	-4.70	-9.41	-11.76	-16.46	-21.17	-25.87	-32.93
		M_{ymax}	0.00	4.56	9.13	11.41	15.97	20.54	25.10	31.94
		M_{zmin}	0.00	-3.12	-6.25	-7.81	-10.93	-14.05	-17.18	-21.86
		M_{zmax}	0.00	5.14	10.28	12.85	17.99	23.13	28.27	35.97

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Tabla 9.6 : Carga axial y momentos C3

Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0,000 m	0,429 m	0,857 m	1,071 m	1,500 m	1,929 m	2,357 m	3,000 m
N5/N6	Hormigón	N_{min}	-38.333	-37.198	-36.063	-35.495	-34.360	-33.225	-32.090	-30.387
		N_{max}	-9.854	-9.003	-8.151	-7.725	-6.874	-6.023	-5.171	-3.894
		V_{ymin}	-12.085	-12.085	-12.085	-12.085	-12.085	-12.085	-12.085	-12.085
		V_{ymax}	12.085	12.085	12.085	12.085	12.085	12.085	12.085	12.085
		V_{zmin}	-10.706	-10.706	-10.706	-10.706	-10.706	-10.706	-10.706	-10.706
		V_{zmax}	10.201	10.201	10.201	10.201	10.201	10.201	10.201	10.201
		M_{tmin}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		M_{tmax}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		M_{ymin}	0.00	-4.37	-8.74	-10.93	-15.30	-19.67	-24.04	-30.60
		M_{ymax}	0.00	4.59	9.18	11.47	16.06	20.65	25.24	32.12
		M_{zmin}	0.00	-3.14	-6.28	-7.85	-10.99	-14.13	-17.27	-21.98
		M_{zmax}	0.00	5.18	10.36	12.95	18.13	23.31	28.49	36.25

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Tabla 9.7 : Carga axial y momentos C4

Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0.000 m	0.429 m	0.857 m	1.071 m	1.500 m	1.929 m	2.357 m	3.000 m
N8/N7	Hormigón	N _{min}	-37.428	-36.293	-35.158	-34.590	-33.455	-32.320	-31.184	-30.617
		N _{max}	-11.995	-11.144	-10.292	-9.867	-9.015	-8.164	-7.313	-6.887
		Vy _{min}	-7.283	-7.283	-7.283	-7.283	-7.283	-7.283	-7.283	-7.283
		Vy _{max}	11.938	11.938	11.938	11.938	11.938	11.938	11.938	11.938
		Vz _{min}	-11.308	-11.308	-11.308	-11.308	-11.308	-11.308	-11.308	-11.308
		Vz _{max}	11.456	11.456	11.456	11.456	11.456	11.456	11.456	11.456
		Mt _{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Mt _{max}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		My _{min}	0.00	-4.91	-9.82	-12.27	-17.18	-22.09	-27.00	-29.46
		My _{max}	0.00	4.85	9.69	12.12	16.96	21.81	26.65	29.08
		Mz _{min}	0.00	-5.12	-10.23	-12.79	-17.91	-23.02	-28.14	-30.70
		Mz _{max}	0.00	3.12	6.24	7.80	10.92	14.05	17.17	21.85

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Tabla 9.8 : Carga axial y momentos C5

Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0.000 m	0.429 m	0.857 m	1.071 m	1.500 m	1.929 m	2.357 m	3.000 m
N10/N9	Hormigón	N _{min}	-66.653	-65.517	-64.382	-63.815	-62.680	-61.544	-60.409	-59.842
		N _{max}	-24.160	-23.309	-22.458	-22.032	-21.181	-20.329	-19.478	-19.052
		Vy _{min}	-14.410	-14.410	-14.410	-14.410	-14.410	-14.410	-14.410	-14.410
		Vy _{max}	14.383	14.383	14.383	14.383	14.383	14.383	14.383	14.383
		Vz _{min}	-7.693	-7.693	-7.693	-7.693	-7.693	-7.693	-7.693	-7.693
		Vz _{max}	7.564	7.564	7.564	7.564	7.564	7.564	7.564	7.564
		Mt _{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Mt _{max}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		My _{min}	0.00	-3.24	-6.48	-8.10	-11.35	-14.59	-17.83	-19.45
		My _{max}	0.00	3.30	6.59	8.24	11.54	14.84	18.13	19.78
		Mz _{min}	0.00	-6.16	-12.33	-15.41	-21.58	-27.74	-33.90	-36.99
		Mz _{max}	0.00	6.18	12.35	15.44	21.62	27.79	33.97	37.06

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Tabla 9.9 : Carga axial y momentos C6

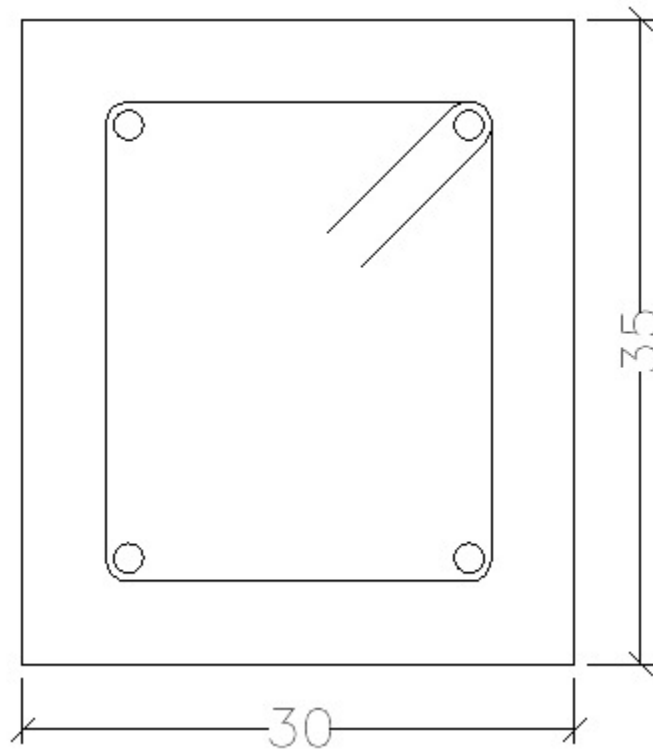
Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0.000 m	0.429 m	0.857 m	1.071 m	1.500 m	1.929 m	2.357 m	3.000 m
N12/N11	Hormigón	N _{min}	-67.115	-65.980	-64.845	-64.277	-63.142	-62.007	-60.872	-60.304
		N _{max}	-24.220	-23.369	-22.517	-22.092	-21.240	-20.389	-19.538	-19.112
		Vy _{min}	-14.231	-14.231	-14.231	-14.231	-14.231	-14.231	-14.231	-14.231
		Vy _{max}	14.332	14.332	14.332	14.332	14.332	14.332	14.332	14.332
		Vz _{min}	-10.905	-10.905	-10.905	-10.905	-10.905	-10.905	-10.905	-10.905
		Vz _{max}	11.321	11.321	11.321	11.321	11.321	11.321	11.321	11.321
		Mt _{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Mt _{max}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		My _{min}	0.00	4.67	9.35	11.68	16.36	21.03	25.71	28.04
		Mz _{min}	0.00	-6.14	-12.28	-15.36	-21.50	-27.64	-33.78	-36.85
		Mz _{max}	0.00	6.10	12.20	15.25	21.35	27.45	33.55	36.59

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

9.3. Diseño de vigas

Figura 9.7

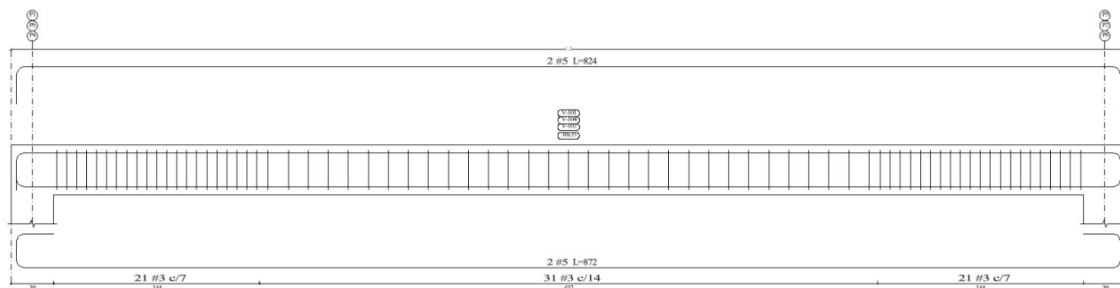
sección transversal típica de vigas



Nota. Plano de detalle elaborado en AutoCAD.

Figura 9.8

Despiece longitudinal y distribución de refuerzo vigas

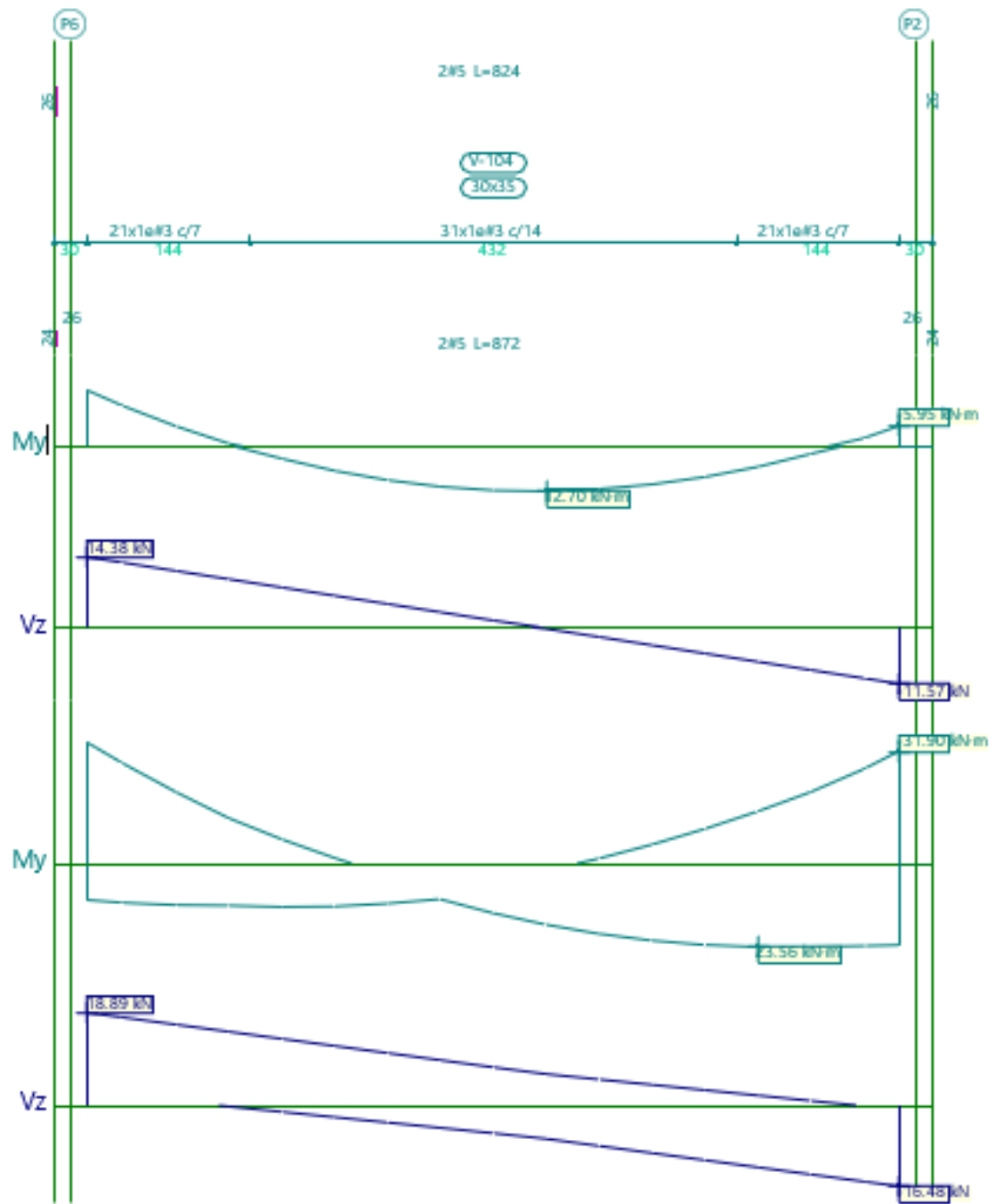


Nota. Plano de detalle elaborado en AutoCAD.

Tabla 9.10 : Resumen de Cargas, Momentos y Refuerzo vigas pórtico 3

Pórtico 3				Tramo: V-103		
Sección				30x35		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[kN-m]		-6.60	--	-15.59
	x	[m]		0.00	--	7.20
	Momento máx.	[kN-m]		10.54	12.54	7.03
	x	[m]		2.19	3.13	5.01
	Cortante mín.	[kN]		--	-4.63	-14.23
	x	[m]		--	4.54	7.20
	Cortante máx.	[kN]		11.73	2.13	--
	x	[m]		0.00	2.66	--
	Torsor mín.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Torsor máx.	[kN]		--	--	--	
x	[m]		--	--	--	
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[kN-m]		-32.52	-1.69	-33.83
	x	[m]		0.00	2.66	7.20
	Momento máx.	[kN-m]		23.21	19.59	12.28
	x	[m]		1.26	2.66	5.48
	Cortante mín.	[kN]		-4.12	-10.54	-18.77
	x	[m]		2.19	4.54	7.20
	Cortante máx.	[kN]		16.63	8.40	2.51
	x	[m]		0.00	2.66	5.01
	Torsor mín.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Torsor máx.	[kN]		--	--	--	
x	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	3.98	3.98	3.98
			Nec.	3.16	2.99	3.29
Área Inf.		[cm²]	Real	3.98	3.98	3.98
			Nec.	2.99	2.99	2.99
Área Transv.		[cm²/m]	Real	20.37	10.19	20.37
			Nec.	2.55	2.55	2.55
F. Activa				1.17 mm, L/6152 (L: 7.20 m)		

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Figura 9.10
Momento y cortante viga pórtico 4


Nota. Elaboración con programa estructural

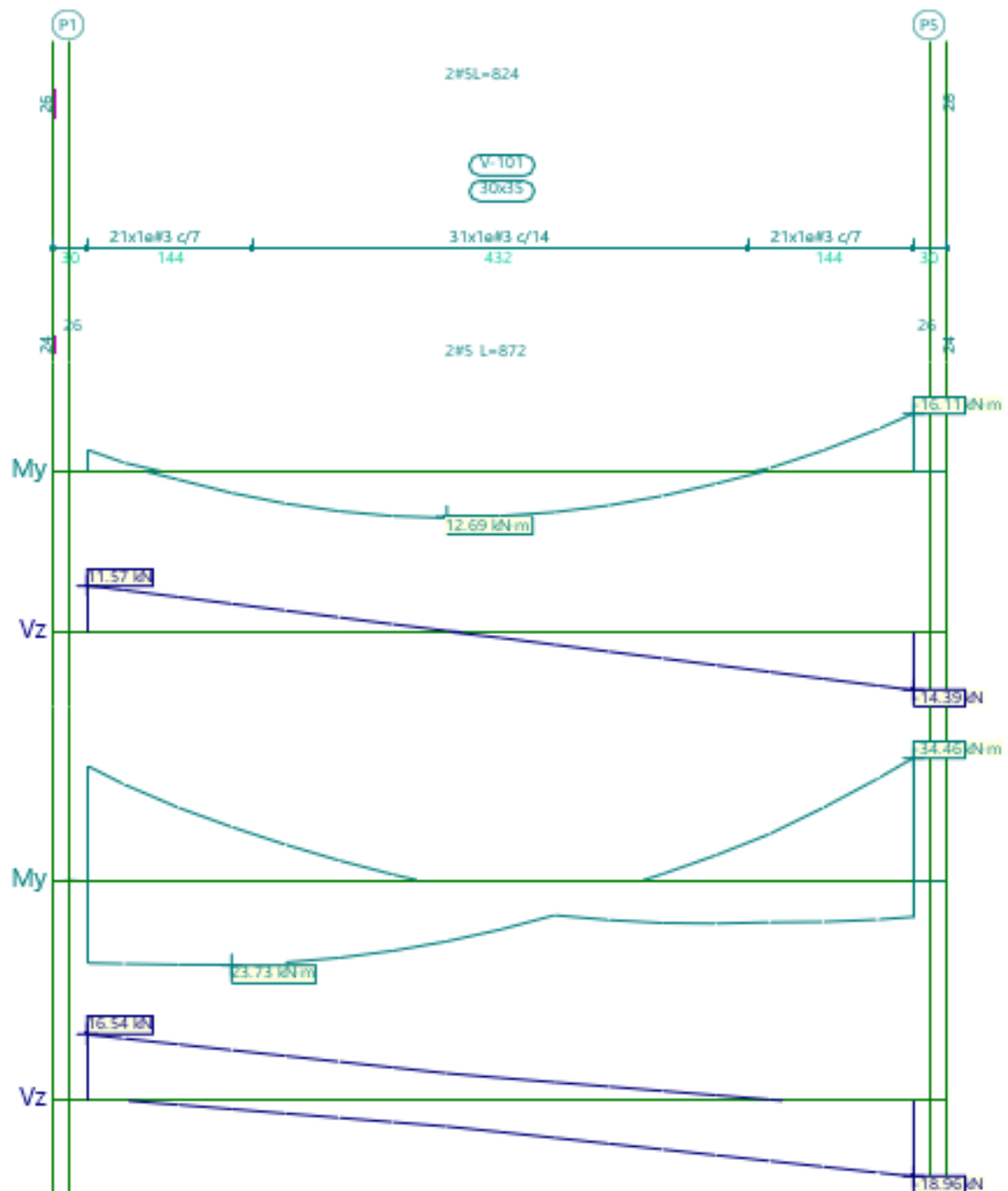
Tabla 9.11 : Resumen de Cargas, Momentos y Refuerzo vigas pórtico 4

Pórtico 4				Tramo: V-104		
Sección				30x35		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[kN-m]		-16.07	--	-5.95
	x	[m]		0.00	--	7.20
	Momento máx.	[kN-m]		6.90	12.70	10.85
	x	[m]		2.19	4.07	5.01
	Cortante mín.	[kN]		--	-1.97	-11.57
	x	[m]		--	4.54	7.20
	Cortante máx.	[kN]		14.38	4.79	--
	x	[m]		0.00	2.66	--
	Torsor mín.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Torsor máx.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[kN-m]		-34.21	-1.50	-31.90
	x	[m]		0.00	4.54	7.20
	Momento máx.	[kN-m]		12.09	19.77	23.56
	x	[m]		1.73	4.54	5.94
	Cortante mín.	[kN]		-2.40	-8.25	-16.48
	x	[m]		2.19	4.54	7.20
	Cortante máx.	[kN]		18.89	10.66	4.20
	x	[m]		0.00	2.66	5.01
	Torsor mín.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Torsor máx.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	3.98	3.98	3.98
			Nec.	3.33	2.99	3.10
Área Inf.		[cm²]	Real	3.98	3.98	3.98
			Nec.	2.99	2.99	2.99
Área Transv.		[cm²/m]	Real	20.37	10.19	20.37
			Nec.	2.55	2.55	2.55
F. Activa				1.20 mm, L/5998 (L: 7.20 m)		

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Figura 9.11

Momento y cortante viga pórtico 1



Nota. Elaboración con programa estructural

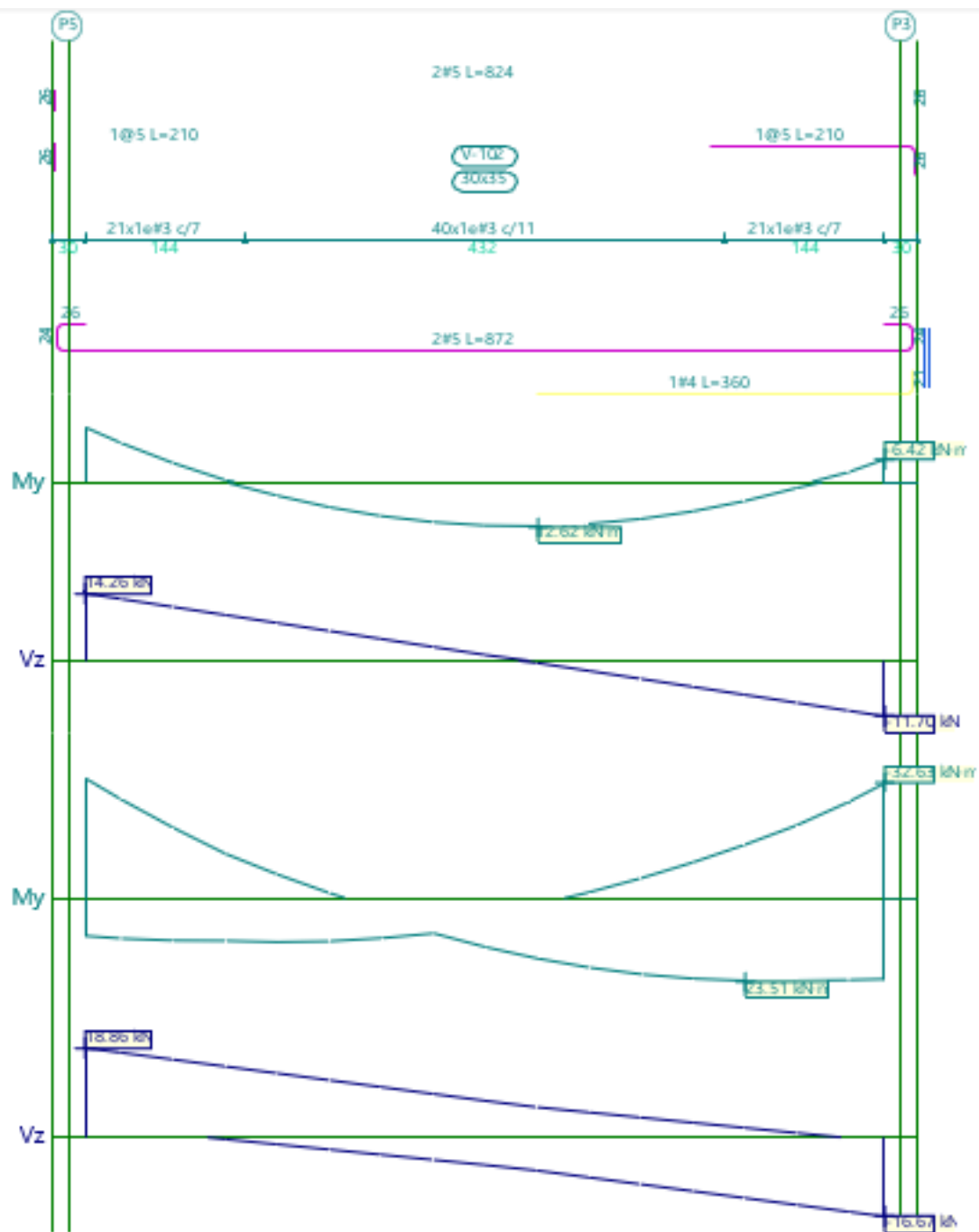
Tabla 9.12 : Resumen de Cargas, Momentos y Refuerzo vigas pórtico 1

Pórtico 1				Tramo: V-101		
Sección				30x35		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[kN-m]		-5.94	--	-16.11
	x	[m]		0.00	--	7.20
	Momento máx.	[kN-m]		10.85	12.69	6.87
	x	[m]		2.19	3.13	5.01
	Cortante mín.	[kN]		--	-4.79	-14.39
	x	[m]		--	4.54	7.20
	Cortante máx.	[kN]		11.57	1.97	--
	x	[m]		0.00	2.66	--
	Torsor mín.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Torsor máx.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[kN-m]		-32.14	-1.59	-34.46
	x	[m]		0.00	2.66	7.20
	Momento máx.	[kN-m]		23.73	19.84	12.17
	x	[m]		1.26	2.66	5.48
	Cortante mín.	[kN]		-4.27	-10.73	-18.96
	x	[m]		2.19	4.54	7.20
	Cortante máx.	[kN]		16.54	8.31	2.46
	x	[m]		0.00	2.66	5.01
	Torsor mín.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Torsor máx.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	3.98	3.98	3.98
			Nec.	3.12	2.99	3.36
Área Inf.		[cm²]	Real	3.98	3.98	3.98
			Nec.	2.99	2.99	2.99
Área Transv.		[cm²/m]	Real	20.37	10.19	20.37
			Nec.	2.55	2.55	2.55
F. Activa				1.20 mm, L/6006 (L: 7.20 m)		

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Figura 9.12

Momento y cortante viga pórtico 2



Nota. Elaboración con programa estructural

Tabla 9.13 : Resumen de Cargas, Momentos y Refuerzo vigas pórtico 2

Pórtico 2				Tramo: V-102		
Sección				30x35		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[kN-m]		-15.64	--	-6.42
	x	[m]		0.00	--	7.20
	Momento máx.	[kN-m]		7.05	12.62	10.65
	x	[m]		2.19	4.07	5.01
	Cortante mín.	[kN]		--	-2.10	-11.70
	x	[m]		--	4.54	7.20
	Cortante máx.	[kN]		14.26	4.66	--
	x	[m]		0.00	2.66	--
	Torsor mín.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Torsor máx.	[kN]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[kN-m]		-34.10	-1.71	-32.63
	x	[m]		0.00	4.54	7.20
	Momento máx.	[kN-m]		12.38	19.75	23.51
	x	[m]		1.73	4.54	5.94
	Cortante mín.	[kN]		-2.56	-8.44	-16.67
	x	[m]		2.19	4.54	7.20
	Cortante máx.	[kN]		18.86	10.63	4.20
	x	[m]		0.00	2.66	5.01
	Torsor mín.	[kN]		-1.76	-1.76	-1.76
	x	[m]		0.00	2.66	5.01
	Torsor máx.	[kN]		1.99	1.99	1.99
	x	[m]		0.00	2.66	5.01
Área Sup.		[cm²]	Real	5.97	3.98	5.97
			Nec.	5.14	2.99	4.99
Área Inf.		[cm²]	Real	3.98	5.06	5.25
			Nec.	2.99	3.71	4.08
Área Transv.		[cm²/m]	Real	20.37	12.96	20.37
			Nec.	2.55	2.55	2.55
F. Activa				1.18 mm, L/6079 (L: 7.20 m)		

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Tabla 9.14 : Resumen despiece y cuantificación de acero de zapatas

Referencias: P1, P2, P3, P4, P5 y P6		Grado 60		Total
Nombre de armado		#3	#4	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		4x1.39	5.56
	Peso (kg)		4x1.38	5.53
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		4x1.39	5.56
	Peso (kg)		4x1.38	5.53
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		8x1.24	9.92
	Peso (kg)		8x1.23	9.87
Arranque - Estribos	Longitud (m)	3x1.03		3.09
	Peso (kg)	3x0.58		1.73
Totales	Longitud (m)	3.09	21.04	
	Peso (kg)	1.73	20.93	22.66
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	3.40	23.14	
	Peso (kg)	1.90	23.03	24.93

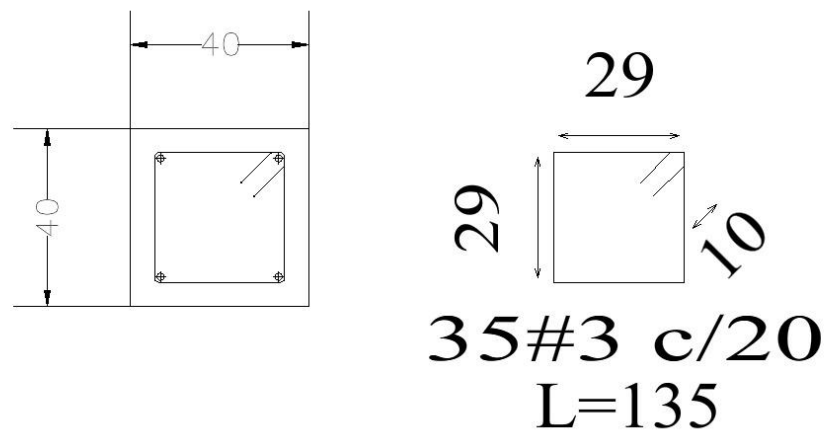
Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

El mento	Grado 60 (kg)			Hormigón (m³)	
	#3	#4	Total	f'c=210	Limpieza
Referencias: P1, P2, P3, P4, P5 y P6	6x1.91	6x23.02	149.58	6x0.19	6x0.06
Totales	11.46	138.12	149.58	1.15	0.38

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Figura 9.15

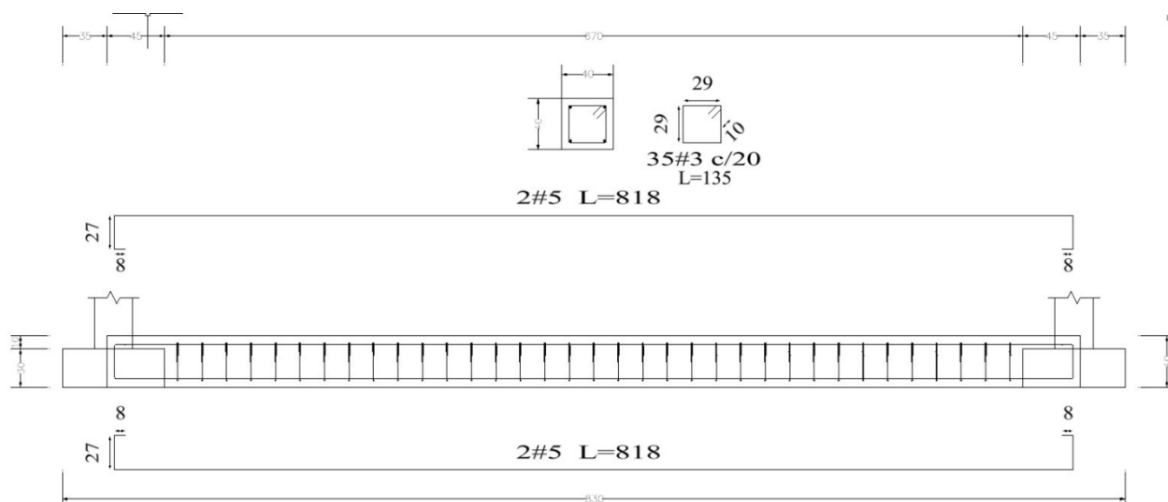
sección transversal típica de vigas cimentación



Nota. Plano de detalle elaborado en AutoCAD

Figura 9.16

Despiece longitudinal y distribución de refuerzo vigas cimentación



Nota. Plano de detalle elaborado en AutoCAD

Tabla 9.15 : Resumen despiece y cuantificación de acero de vigas cimentación

Referencias: C.2.2 [P5-P1], C.2.2 [P6-P4], C.2.2 [P6-P2] y C.2.2 [P5-P3]		Grado 60		Total
Nombre de armado		#3	#5	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x8.18	16.36
	Peso (kg)		2x12.78	25.56
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x8.18	16.36
	Peso (kg)		2x12.78	25.56
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	35x1.35		47.25
	Peso (kg)	35x0.76		26.45
Totales	Longitud (m)	47.25	32.72	
	Peso (kg)	26.45	51.12	77.57
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	51.98	35.99	
	Peso (kg)	29.10	56.23	85.33

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)			Hormigón (m³)	
	#3	#5	Total	f _c =210	Limpieza
Referencias: C.2.2 [P5-P1], C.2.2 [P6-P4], C.2.2 [P6-P2] y C.2.2 [P5-P3]	4x29.10	4x56.23	341.32	4x1.11	4x0.27
Totales	116.40	224.92	341.32	4.43	1.07

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Tabla 9.16 : Cargas en la base zapatas

Frame	Station	OutputCase	Case Type	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
				Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Max	-13.226	20.985	6.19	0.3183	4.1659	17.3401
2	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Min	-24.175	-21.165	-13.206	-0.3246	-18.2505	-17.9268
2	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Max	-13.226	20.985	6.19	0.3183	4.1659	17.3401
2	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Min	-24.175	-21.165	-13.206	-0.3246	-18.2505	-17.9268
2	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Max	-12.683	11.512	13.693	0.1765	12.8359	9.4146
2	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Min	-24.718	-11.693	-20.71	-0.1828	-26.9205	-10.0013
2	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Max	-12.683	11.512	13.693	0.1765	12.8359	9.4146
2	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Min	-24.718	-11.693	-20.71	-0.1828	-26.9205	-10.0013
2	0	D-W	Combination		-22.393	-0.195	-3.527	-0.0065	-7.0643	-0.5549
7	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Max	-27.806	16.854	12.764	0.3645	17.4144	10.5798
7	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Min	-29.07	-16.046	-12.768	-0.3726	-17.4344	-9.7099
7	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Max	-27.806	16.854	12.764	0.3645	17.4144	10.5798
7	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Min	-29.07	-16.046	-12.768	-0.3726	-17.4344	-9.7099
7	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Max	-28.09	9.459	22.657	0.3158	30.9155	6.0194
7	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Min	-28.786	-8.651	-22.661	-0.324	-30.9355	-5.1495
7	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Max	-28.09	9.459	22.657	0.3158	30.9155	6.0194
7	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Min	-28.786	-8.651	-22.661	-0.324	-30.9355	-5.1495
7	0	D-W	Combination		-39.139	0.814	0.025	-0.0072	0.0273	1.0244
9	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Max	-27.348	17.872	12.782	0.3123	17.4436	13.3518
9	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Min	-30.968	-18.851	-12.855	-0.3189	-17.5426	-14.9169
9	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Max	-27.348	17.872	12.782	0.3123	17.4436	13.3518
9	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Min	-30.968	-18.851	-12.855	-0.3189	-17.5426	-14.9169
9	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Max	-28.159	9.618	22.706	0.2181	30.9854	6.9978
9	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Min	-30.157	-10.597	-22.779	-0.2248	-31.0843	-8.563
9	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Max	-28.159	9.618	22.706	0.2181	30.9854	6.9978
9	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Min	-30.157	-10.597	-22.779	-0.2248	-31.0843	-8.563
9	0	D-W	Combination		-29.46	-0.821	-0.059	-0.0066	-0.0808	-1.2423
290	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Max	-17.983	18.227	6.405	0.3183	14.5954	42.6736
290	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Min	-31.372	-18.366	-13.188	-0.3246	-21.2706	-43.0332
290	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Max	-17.983	18.227	6.405	0.3183	14.5954	42.6736
290	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Min	-31.372	-18.366	-13.188	-0.3246	-21.2706	-43.0332
290	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Max	-17.619	10.003	13.994	0.1765	28.4891	23.4122
290	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Min	-31.736	-10.142	-20.777	-0.1828	-35.1642	-23.7719
290	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Max	-17.619	10.003	13.994	0.1765	28.4891	23.4122
290	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Min	-31.736	-10.142	-20.777	-0.1828	-35.1642	-23.7719
290	0	D-W	Combination		-33.485	-0.095	-3.384	-0.0065	-3.3139	-0.2546
300	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Max	-17.534	19.296	13.147	0.3183	21.2604	39.9843
300	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Min	-31.044	-19.071	-6.244	-0.3246	-14.5069	-39.8959
300	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Max	-17.534	19.296	13.147	0.3183	21.2604	39.9843
300	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Min	-31.044	-19.071	-6.244	-0.3246	-14.5069	-39.8959
300	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Max	-17.841	10.675	20.652	0.1765	35.1027	22.0345
300	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Min	-30.737	-10.45	-13.75	-0.1828	-28.3492	-21.946
300	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Max	-17.841	10.675	20.652	0.1765	35.1027	22.0345
300	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Min	-30.737	-10.45	-13.75	-0.1828	-28.3492	-21.946
300	0	D-W	Combination		-27.963	0.277	3.434	-0.0065	3.3443	0.2038
302	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Max	-16.44	18.858	13.124	0.3183	21.2183	39.5522
302	0	D+0.7EX+0.21EY	Combination	Min	-32.23	-19.296	-6.15	-0.3246	-14.3346	-40.1171
302	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Max	-16.44	18.858	13.124	0.3183	21.2183	39.5522
302	0	D-0.7EX-0.21EY	Combination	Min	-32.23	-19.296	-6.15	-0.3246	-14.3346	-40.1171
302	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Max	-16.796	10.285	20.594	0.1765	34.9941	21.6503
302	0	D+0.21EX+0.7EY	Combination	Min	-31.874	-10.723	-13.62	-0.1828	-28.1103	-22.2152
302	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Max	-16.796	10.285	20.594	0.1765	34.9941	21.6503
302	0	D-0.21EX-0.7EY	Combination	Min	-31.874	-10.723	-13.62	-0.1828	-28.1103	-22.2152
302	0	D-W	Combination		-33.159	-0.385	3.512	-0.0065	3.4826	-0.4479

Nota. Elaborado a partir de los resultados obtenidos en software estructural.

Conclusiones

1. El análisis estructural desarrollado para la propuesta de cubierta en madera de la edificación eclesiástica ubicada en la vereda Juan Bosco permitió comprobar que el sistema estructural diseñado cumple satisfactoriamente con los criterios de estabilidad, resistencia y funcionalidad establecidos en la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10. La utilización de herramientas de modelación computacional permitió evaluar con precisión el comportamiento de la estructura frente a diferentes condiciones de carga y validar técnicamente la viabilidad de la propuesta.
2. El análisis de derivas permitió verificar que los desplazamientos laterales de la estructura permanecen dentro de los límites exigidos por la NSR-10. Los valores obtenidos fueron de 0.0276 en la dirección X y 0.0185 en la dirección Y, inferiores al límite máximo permisible de 0.0300, lo cual demuestra que la estructura presenta una adecuada rigidez lateral y que su comportamiento ante acciones sísmicas no compromete la estabilidad ni la seguridad de los usuarios.
3. El periodo fundamental de vibración calculado para la estructura fue de ($T = 0.1929$) segundos, resultado que confirma que la edificación posee un comportamiento relativamente rígido. Esta condición es coherente con una estructura de baja altura y una cubierta liviana en madera correctamente arriostrada, favoreciendo un mejor desempeño sísmico y reduciendo el riesgo de deformaciones excesivas durante un evento sísmico.
4. En cuanto al análisis de estabilidad, los factores de pandeo obtenidos para las combinaciones de carga más críticas fueron considerablemente superiores al valor mínimo requerido de 1.0. Los resultados alcanzados fueron de 40.16 para cargas gravitacionales, 133.61 para succión de viento y 56.97 para la combinación de viento con carga viva. Estos valores evidencian que la estructura presenta una elevada reserva de estabilidad y que los elementos sometidos a compresión poseen suficiente capacidad resistente frente a fenómenos de inestabilidad lateral.
5. El comportamiento en servicio de la cubierta también resultó satisfactorio. La deflexión máxima calculada fue de 1.717 mm, valor ampliamente inferior al límite permisible de 20.83 mm establecido mediante el criterio ($L/360$). Esto garantiza que la cubierta no

presentará deformaciones excesivas que puedan generar afectaciones estéticas, acumulación de agua lluvia o deterioro prematuro de elementos constructivos y acabados.

6. El cálculo de cargas realizado para el diseño estructural permitió incorporar adecuadamente las acciones gravitacionales que actúan sobre la cubierta. La carga muerta total considerada fue de 0.223 (kN/m²), incluyendo el peso de la teja tipo sándwich y elementos complementarios como canales e instalaciones livianas. Asimismo, se adoptó una carga viva de 0.35 (kN/m²) para mantenimiento, conforme a la inclinación de la cubierta y a las disposiciones establecidas por la NSR-10.
7. El análisis de viento realizado para la zona de Villavicencio, con una velocidad básica de 33 m/s y presiones de succión de -0.468 (kN/m²), permitió verificar que la cubierta presenta un comportamiento estable frente a cargas laterales y fenómenos de levantamiento producidos por el viento. Las presiones negativas obtenidas corresponden a efectos normales de succión en cubiertas inclinadas, evidenciando que la estructura es capaz de resistir adecuadamente estas solicitaciones sin comprometer su estabilidad ni seguridad.
8. La selección de madera estructural tipo ES1 (Choibá) demostró ser adecuada para las condiciones del proyecto, debido a sus excelentes propiedades mecánicas y a su módulo de elasticidad de 23,300 MPa, el cual permitió desarrollar elementos estructurales eficientes capaces de cubrir las luces planteadas para la iglesia sin presentar deformaciones excesivas.
9. El diseño de conexiones mediante platinas metálicas tipo “U” en acero ASTM A36 galvanizado de 6 mm y pernos pasantes de 1/2” garantizó una adecuada transmisión de esfuerzos entre la madera y los elementos de concreto. La separación propuesta entre pernos de 80 mm superó ampliamente el mínimo normativo de 50.8 mm, reduciendo el riesgo de fisuración, aplastamiento o desgarramiento de la madera en las zonas de unión y aumentando la seguridad y confiabilidad del sistema estructural.
10. Desde el enfoque social y comunitario, el proyecto representa un aporte significativo para el desarrollo de infraestructura segura en zonas rurales, donde frecuentemente las edificaciones se ejecutan sin estudios estructurales especializados. La propuesta desarrollada no solo garantiza estabilidad y seguridad para los usuarios de la iglesia, sino

que también fortalece un espacio de encuentro comunitario, integración social y desarrollo espiritual para la población de la vereda Juan Bosco.

11. Finalmente, se concluye que la propuesta de cubierta liviana en madera diseñada para la edificación eclesiástica es técnica, estructural y normativamente viable. La integración de una cubierta en madera tipo ES1 sobre el sistema estructural planteado mejora el desempeño global de la edificación, proporcionando seguridad, estabilidad, funcionalidad y condiciones adecuadas para el servicio de la comunidad.

Referencias bibliográficas

- Acosta Rodríguez, D. L. (2016). Análisis estructural de una edificación mediante modelación computacional bajo la NSR-10 [Trabajo de grado, Universidad Santo Tomás]. Repositorio Institucional USTA. <https://hdl.handle.net/11634/2677>
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Barreiro Moreno, J. C. (2020). Evaluación estructural de edificio de oficinas de 10 pisos en estructura metálica ubicado en la ciudad de Cúcuta-Norte de Santander-Colombia de acuerdo con el NSR-10 [Trabajo de grado, Universidad de los Andes]. Repositorio Institucional Universidad de los Andes. <https://hdl.handle.net/1992/50959>
- Chopra, A. K. (2017). Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering (5th ed.). Pearson. https://gacbe.ac.in/images/E%20books/Dynamics%20of%20Structures%20Theory%20and%20Applications%20to%20Earthquake%20Engineering%20A.K.%20Chopra_NNN_bb.pdf
- Espino Anicama, C. J. (2024). Modelamiento estructural aplicando el software ETABS para el análisis estructural de una galería comercial en el distrito La Tinguña, Ica, Ica [Trabajo de grado, Universidad Nacional San Luis Gonzaga]. Repositorio Institucional Universidad Nacional San Luis Gonzaga. <https://hdl.handle.net/20.500.13028/6282>
- Guzmán, J., & Linares, M. (2023). Wood construction: Estructura en madera laminada en la Orinoquía [Trabajo de grado, Universidad La Gran Colombia]. Repositorio Institucional Universidad La Gran Colombia. <http://hdl.handle.net/11396/8054>
- Hibbeler, R. C. (2016). Structural analysis (9th ed.). Pearson.
- Ortega Flores, E., & Cartagena Mamani, E. C. (2022). Análisis sísmico usando el software ETABS, para la construcción del bloque CI de la institución educativa Champagnat en la ciudad de Tacna, 2020 [Trabajo de grado, Universidad Alas Peruanas]. Repositorio Institucional Universidad Alas Peruanas. <https://hdl.handle.net/20.500.12990/13003>
- Ríos Angarita, H. L., & Ospina Gómez, S. A. (2022). La madera como material estructural en el diseño de viviendas: Una revisión documental de análisis bibliográfico [Trabajo de grado de

especialización, Universidad Francisco de Paula Santander]. Repositorio Institucional Universidad Francisco de Paula Santander. <https://repositorio.ufps.edu.co/handle/ufps/7334>

Robechi Sierra, J. Á., & Romero Castaño, A. A. (2019). Cubiertas de madera implementadas en la arquitectura actual latinoamericana desde la perspectiva de la construcción sostenible [Trabajo de grado, Corporación Universitaria del Caribe]. Catálogo Bibliográfico CECAR. <https://catalogo.cecar.edu.co/bib/34917>

Ross, R. J. (2021). Wood handbook: Wood as an engineering material (FPL-GTR-282). Forest Products Laboratory, U.S. Department of Agriculture, Forest Service. <https://research.fs.usda.gov/download/treearch/62200.pdf>

Anexos

Anexo 1 Tabla de análisis de pandeo gravedad

TABLE: Buckling Factors			
Caso	Tipo	Numero	Factor
PANDEO G	Mode	1	40.161595
PANDEO G	Mode	2	-62.071356
PANDEO G	Mode	3	-67.791228
PANDEO G	Mode	4	-77.591321
PANDEO G	Mode	5	-92.886779
PANDEO G	Mode	6	121.384673
PANDEO G	Mode	7	-145.411315
PANDEO G	Mode	8	-154.09033
PANDEO G	Mode	9	-155.004858
PANDEO G	Mode	10	-171.264267
PANDEO G	Mode	11	193.316927
PANDEO G	Mode	12	-202.053353
PANDEO G	Mode	13	-206.061151
PANDEO G	Mode	14	-232.840217
PANDEO G	Mode	15	-259.221084

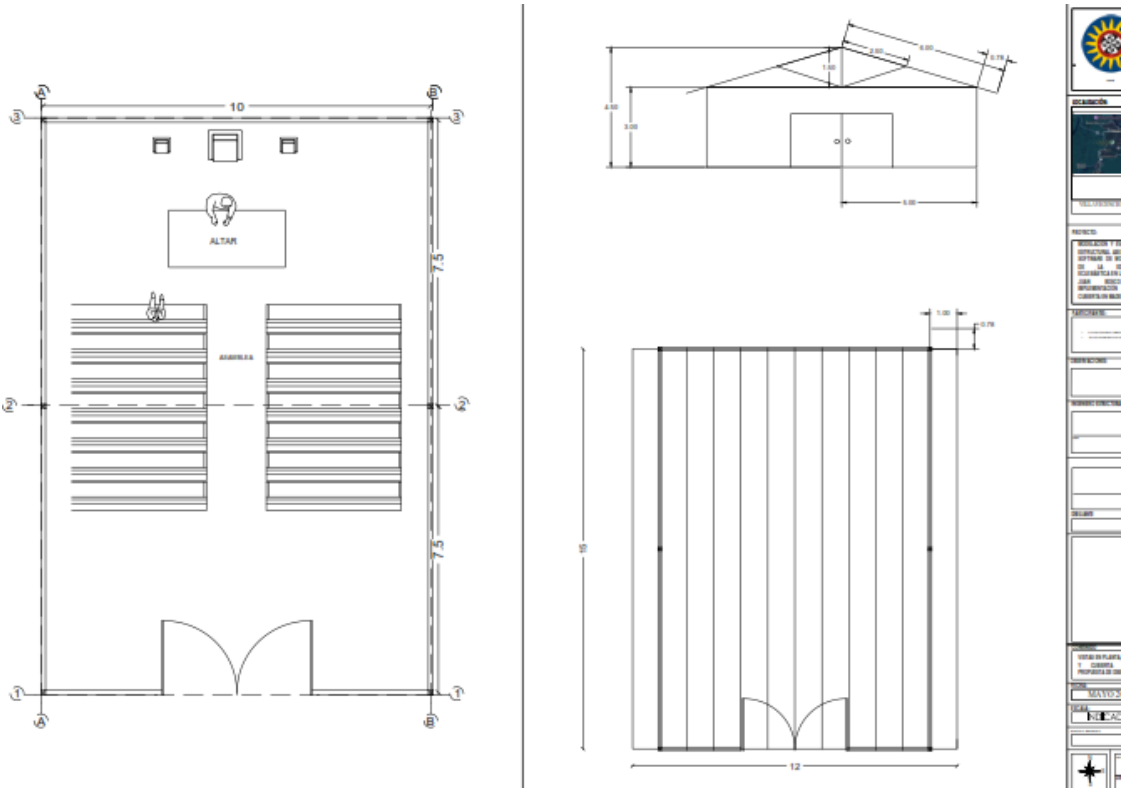
Anexo 2 Tabla de análisis de pandeo succión

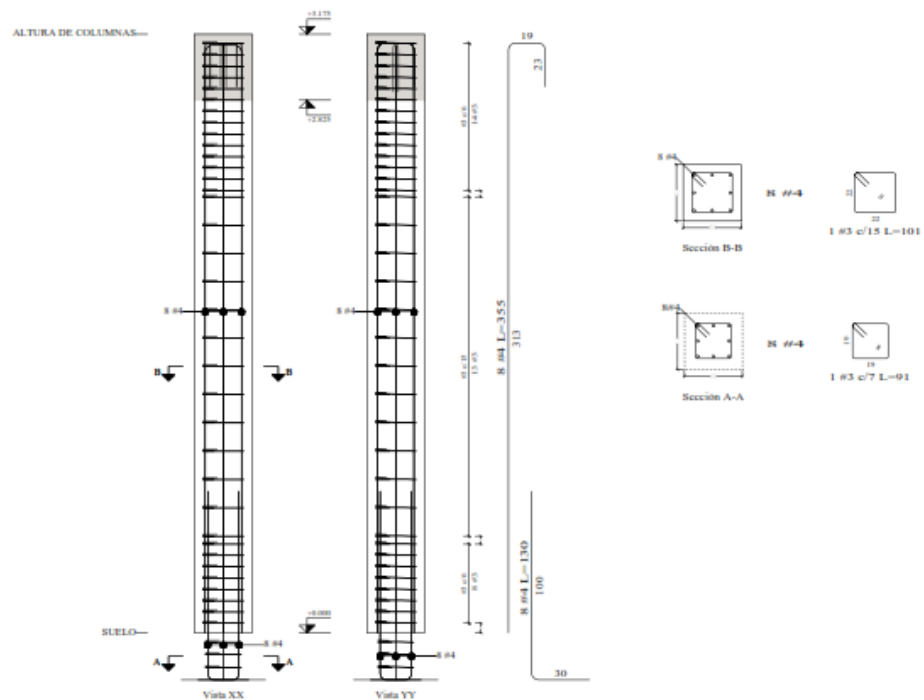
TABLE: Buckling Factors			
Caso	Tipo	Numero	Factor
PANDEO S	Mode	1	133.615946
PANDEO S	Mode	2	-141.132515
PANDEO S	Mode	3	-183.620334
PANDEO S	Mode	4	-331.604549
PANDEO S	Mode	5	403.841221
PANDEO S	Mode	6	-465.614623
PANDEO S	Mode	7	-503.813865
PANDEO S	Mode	8	-530.482362
PANDEO S	Mode	9	-540.591729
PANDEO S	Mode	10	644.603969
PANDEO S	Mode	11	-666.17738
PANDEO S	Mode	12	-700.40829
PANDEO S	Mode	13	-705.89291
PANDEO S	Mode	14	-712.07606
PANDEO S	Mode	15	-898.814535

Anexo 3 Tabla de análisis de pandeo succión con viva

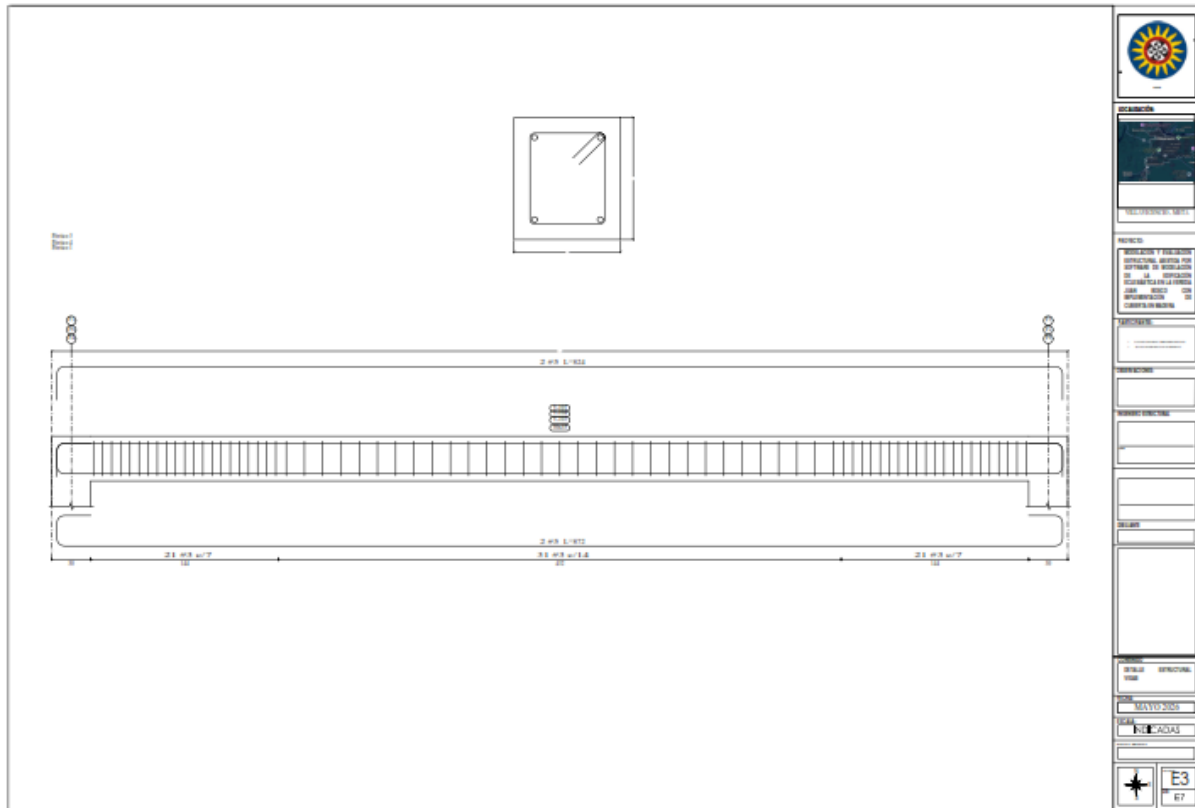
TABLE: Buckling Factors			
Caso	Tipo	Numero	Factor
PANDEO SV	Mode	1	56.979961
PANDEO SV	Mode	2	-73.152308
PANDEO SV	Mode	3	-94.79845
PANDEO SV	Mode	4	-133.143522
PANDEO SV	Mode	5	-163.426559
PANDEO SV	Mode	6	172.21657
PANDEO SV	Mode	7	-188.565697
PANDEO SV	Mode	8	-220.496361
PANDEO SV	Mode	9	-223.028712
PANDEO SV	Mode	10	-242.448047
PANDEO SV	Mode	11	-249.294018
PANDEO SV	Mode	12	274.457097
PANDEO SV	Mode	13	-329.542861
PANDEO SV	Mode	14	-336.634112
PANDEO SV	Mode	15	-363.231031

Anexo 4 Vista planta, fachada y cubierta propuesta

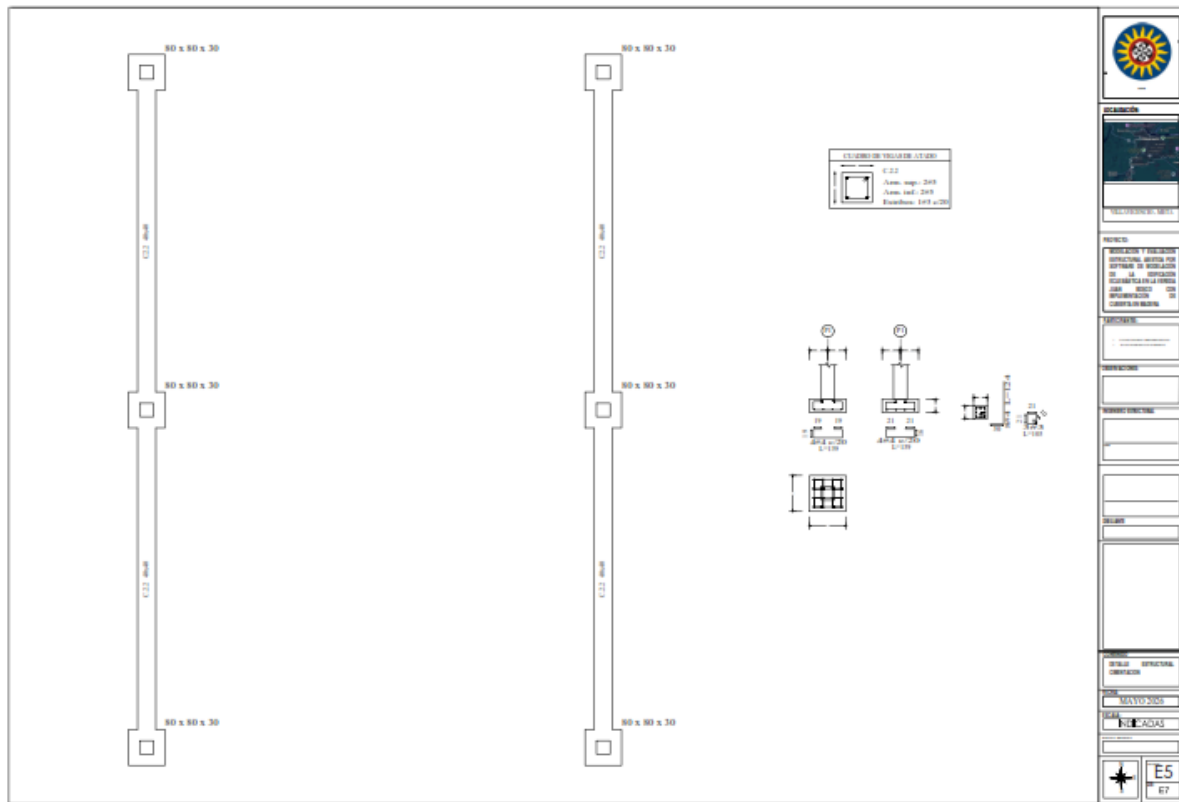


[illegible]

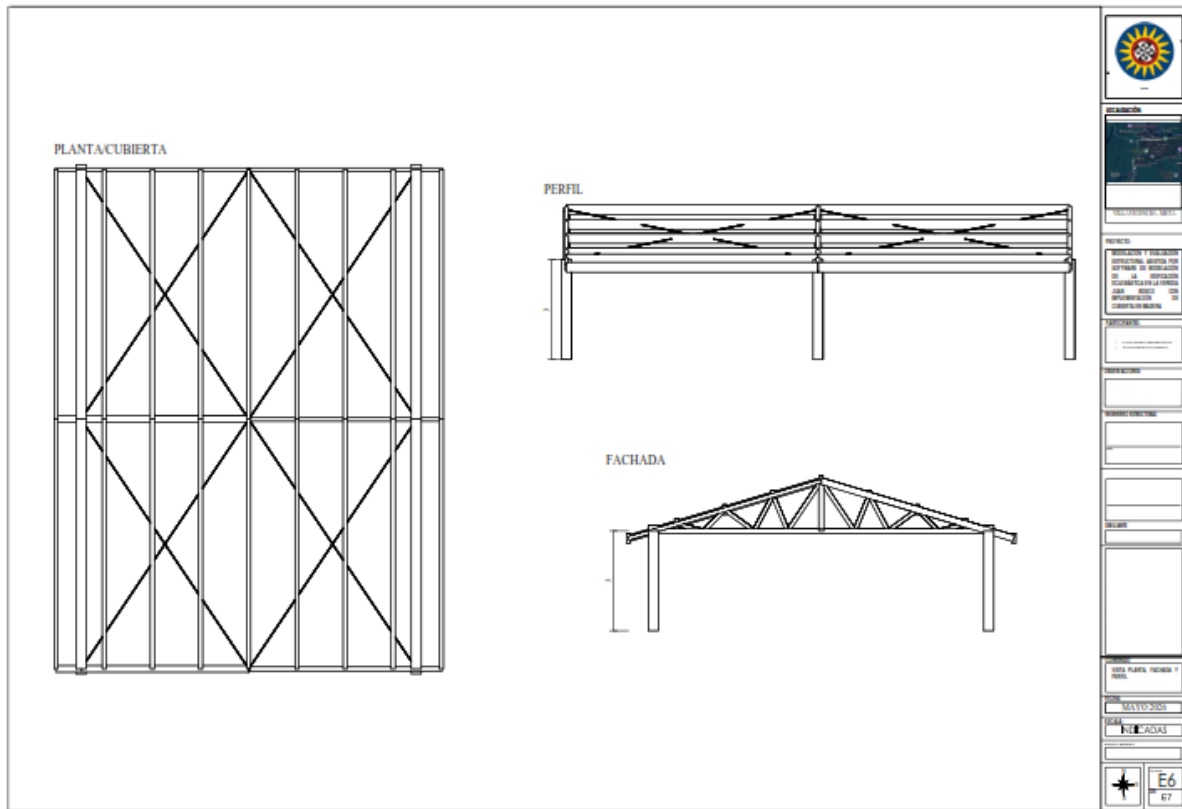
Anexo 6 Plano detalle estructural vigas



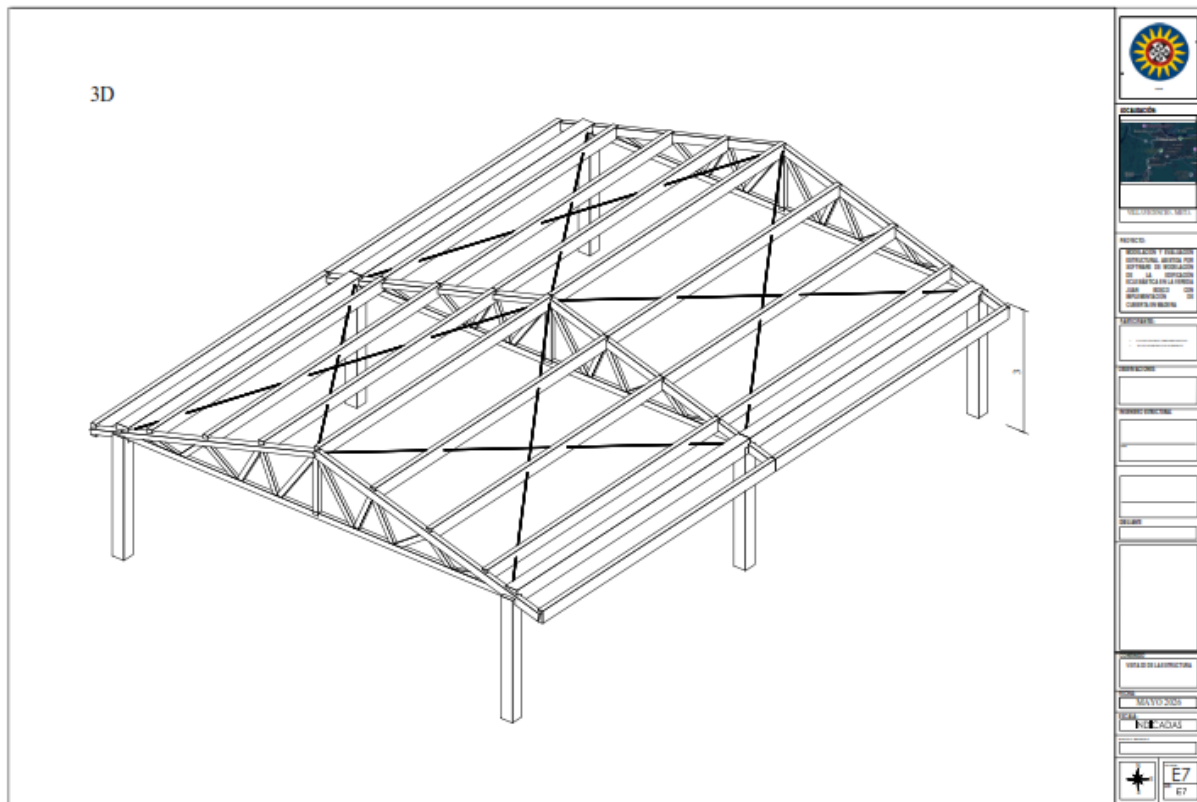
Anexo 8 Detalle estructural cimentación



Anexo 9 Plano vistas planta y fachada



Anexo 10 Vista 3D propuesta



Anexo 11 Detalle estructural vigas de cimentación

