

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PEATONAL EN LA AV
BOYACÁ CON CARRERA 25 SUR, BOGOTÁ D.C.**

JULIAN DAVID RUIZ ALVAREZ



UNIVERSIDAD
La Gran Colombia

Vigilada MINEDUCACIÓN

UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍAS
ESPECIALIZACIÓN EN DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE
INFRAESTRUCTURA Y EDIFICACIONES
BOGOTÁ D.C.

2025

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PEATONAL EN LA AV
BOYACÁ CON CARRERA 25 SUR, BOGOTÁ D.C.**

JULIAN DAVID RUIZ ALVAREZ

Ingeniero Civil

Trabajo presentado como requisito para optar al título de
Especialista en Diseño y Construcción de Obra de Infraestructura y Edificaciones

Director:

Ing. Arnold Giuseppe Gutiérrez Torres



UNIVERSIDAD
La Gran Colombia

Vigilada MINEDUCACIÓN

UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

**ESPECIALIZACIÓN EN DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE
INFRAESTRUCTURA Y EDIFICACIONES**

BOGOTÁ D.C.

2025

Tabla de contenido

1.	INTRODUCCIÓN.....	7
2.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	8
3.	JUSTIFICACION.....	9
4.	ANTECEDENTES	10
5.	OBJETIVOS.....	12
5.1	Objetivo general.....	12
5.2	Objetivos específicos	12
6.	MARCO TEÓRICO	13
6.1	Marco legal	16
6.2	Marco normativo.....	17
7.	METODOLOGÍA.....	17
7.1	Enfoque de la investigación	17
7.2	Tipos de investigación.....	17
7.3	Población y muestra.....	17
7.4	Variables	18
7.5	Fases de investigación.....	18
7.6	Fases de investigación.....	19
8.	DESARROLLO DE FASES.....	20
8.1	Población de demanda	20
8.2	Estudios previos.....	23
8.3	Diseño Arquitectónico	27
8.4	Pre - dimensionamientos.....	29
8.5	Modelación estructural.....	45
8.6	Análisis y diseño estructural	61
8.7	Optimización al diseño.....	67
9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	69
9.5	Conclusiones.....	69
9.6	Recomendaciones	70
10	REFERENCIAS.....	70
11	Anexos	72
11.1	Plano estructural.....	72
11.2	Plano planta arquitectonica.....	72
11.3	Plano corte arquitectonico.....	72
11.4	Estudios de suelos	72
11.5	Estudio hidrologico	72
11.6	Licencia de construccion.....	72
11.7	Reporte sunipot.....	72
11.8	POT Bogotá D.C.	72
11.9	Memoria de calculo excel	72
11.10	Cartilla puentes peatonales INVIAS.....	72
11.11	Modelo render	72
11.12	Modelos en sofwaer SAP2000	72

Lista de Figuras

Figura1.	Inventario general de puente de la ciudad de Bogotá IDU	11
Figura2.	puentes en mal estado IDU	12
Figura3.	colapsos de puentes en Colombia	16
Figura4.	fases de la investigación	18
Figura5.	Áreas aferentes	20
Figura6.	Proyección poblacional por localidad DANE	21
Figura7.	Matrículas por localidad 2018 DANE	21
Figura8.	Aforo peatonal	22
Figura9.	Placa de predio SINUPOT	23
Figura10.	Resultados consulta SINUPOT	24
Figura11.	Esquema de gálibo para puente	27
Figura12.	Corte longitudinal	29
Figura13.	Planta arquitectónica	28
Figura14.	Rénder puente peatonal	29
Figura15.	Ubicación satelital ponton Google Earth	29
Figura16.	Esquema estructural	30
Figura17.	Detalle sección de montantes	35
Figura18.	Perfil diseño estructural	36
Figura19.	Detalles diagonales	38
Figura20.	Planta diseño estructural	40
Figura21.	Ficha técnica perfiles de acero ACESCO	42
Figura22.	Modelo estribo	42
Figura23.	Perfil arquitectónico cimentación	45
Figura24.	Proceso de modelación SAP200 N°1	47
Figura25.	Proceso de modelación SAP2000 N°2	46
Figura26.	Proceso de modelación SAP2000 N°3	46
Figura27.	Proceso de modelación SAP2000 N°4	47
Figura28.	Proceso de modelación SAP2000 N°5	47
Figura29.	Proceso de modelación SAP2000 N°6	48
Figura30.	Proceso de modelación SAP2000 N°7	50
Figura31.	Proceso de modelación SAP2000 N°8	52
Figura32.	Proceso de modelación SAP2000 N°9	53
Figura33.	Proceso de modelación SAP 2000 N°10	55
Figura34.	Proceso de modelación SAP2000 N°11	56
Figura35.	Proceso de modelación SAP2000 N°12	57
Figura36.	Criterios de cargas CCP-14	61
Figura37.	Deformación de montantes	61
Figura38.	Estado de esfuerzos	62
Figura39.	Esfuerzos de conexiones	62
Figura40.	Esfuerzo de estribos	65
Figura41.	Acero de refuerzo de estribos	66
Figura42.	Acero de refuerzo de estribos	68
Figura43.	Dimensiones de elementos estructurales	68

Lista de Tablas

Tabla 1.	Clasificación del suelo	24
Tabla 2.	Condiciones del caudal del Rio	26
Tabla 3.	Condiciones iniciales.....	32
Tabla 4.	Condiciones pre-dimensionamiento cordones	34
Tabla 5.	Condiciones pre-dimensionamiento montantes	37
Tabla 6.	Condiciones pre-dimensionamiento diagonales.....	40
Tabla 7.	Verificación por capacidad del suelo.....	44
Tabla 8.	Resultados de diseño de cordones SAP2000.....	64
Tabla 9.	Resultado de diseño de montantes SAP2000	64
Tabla 10.	Resultado de diseño de diagonales SAP2000.....	65

Formulas

Formula 1.	Intensidad de uso o densidad de flujo peatonal Manual (HCM).....	22
Formula 2.	Caudal EC. de continuidad.....	26
Formula 3.	Área geométrica euclidiana.....	26
Formula 4.	Altura de lámina de agua presión hidroestática	26
Formula 5.	Carga por viento CCP-14	31
Formula 6.	Carga última Hardy Cross	31
Formula 7.	Carga total NSR-10	32
Formula 8.	Momento último Baker	32
Formula 9.	Área de acero para perfiles rectangulares ACI.....	33
Formula 10.	Inercia Euler	33
Formula 11.	Radio de giro Euler.....	33
Formula 12.	Inercia total teorema de Steiner	34
Formula 13.	Momento actuante Coulomb	34
Formula 14.	Esfuerzo de Euler.....	36
Formula 15.	Empuje lateral del suelo Coulomb.....	42
Formula 16.	Rankine.....	42

RESUMEN

La siguiente monografía plantea el análisis y diseño estructural de un puente peatonal en acero, destinado a mejorar las condiciones actuales del pontón existente en la ciudad de Bogotá, barrio Ontario sur. Se desarrolla una revisión teórica de las normas aplicadas al diseño de puentes en Colombia, seguido de un modelo desarrollado en el software SAP2000, que permite simular las cargas estáticas y dinámicas actuantes sobre la estructura. Asimismo, se evalúan aspectos técnicos como el tipo de cimentación, comportamiento del suelo y resistencia de los materiales, conforme a las normas NSR-10 y la cartilla de diseño de puentes peatonales del Invias. Los resultados obtenidos indican que el diseño propuesto cumple con los requisitos de seguridad, funcionalidad y ofrece una solución viable y sostenible para el desarrollo urbano.

ABSTRACT

The following monograph presents the structural analysis and design of a steel pedestrian bridge, intended to improve the current conditions of the existing pontoon in the Ontario Sur neighborhood of Bogotá. A theoretical review of the standards applied to bridge design in Colombia is presented, followed by a model developed in SAP2000 software, which allows for the simulation of the static and dynamic loads acting on the structure. Technical aspects such as foundation type, soil behavior, and material strength are also evaluated, in accordance with NSR-10 standards and the INVIAAS pedestrian bridge design manual. The results obtained indicate that the proposed design meets safety and functionality requirements and offers a viable and sustainable solution for urban development.

1. INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras creadas a través de la ingeniería civil, con el propósito y finalidad de evadir obstáculos que puedan existir y crear un paso para vehículos y peatones con aras de estimular el desarrollo de una población y mejorar su calidad de vida. Estas estructuras han estado presentes a lo largo de toda la historia y, con el tiempo, también han presentado cambios en su estructura, funcionalidad y materiales.

Estas estructuras son propensas al deterioro y colapsos, esto debido a diferentes factores que se pueden evidenciar en etapas tempranas, como es la consultoría (diseños, cálculos y materiales) o etapas posteriores, como la construcción y vida útil de la estructura (construcción, sobrecargas y mantenimiento), por lo cual es necesario un exhaustivo control con la finalidad aumentar la calidad de estas estructuras.

En Colombia la poca inversión en infraestructura vial, el escaso monitoreo y bajo mantenimiento ha permitido el deterioro de puentes peatonales e incluso de puentes vehiculares, esto también ha ocasionado problemáticas en las comunidades por la falta de acceso y riesgos a los que se exponen, así mismo en la ciudad de Bogotá donde se evidencia que la afectación de los puentes se debe mayormente a la falta de mantenimiento como lo evidencia en su página web la personería de Bogotá “las entidades distritales responsables no cuentan a la fecha con un reporte en tiempo real del estado de los 453 puentes peatonales que permita una rápida intervención para evitar accidentes al paso de los ciudadanos.(Personería de Bogotá 2023)

Este es el caso del pontón que se encuentra ubicado en la AV Boyacá con carrera 25 sur y al cual se le realizó un diagnóstico visual que evidencia la falta de mantenimiento y un gran riesgo en la estabilidad de este, ya que cuenta con una estructura con troncos y un recubrimiento en tierra y material vegetal. Este puente es el paso para un gran porcentaje de estudiantes de colegios públicos de la zona y, en general, de la comunidad que transita por este sector. Con el propósito de mejorar la seguridad de los transeúntes, se propone un diseño estructural totalmente nuevo.

Para llevar a cabo esta investigación, el documento se desarrolla con la siguiente estructura:

1. Planteamiento del problema, donde se identifica la necesidad existente ante el mal estado del cruce peatonal.
2. Se establecieron los objetivos, resultados que se esperan obtener.
3. Diseño estructural y arquitectónico, se establecen los parámetros para el diseño del nuevo puente peatonal bajo la normativa existente.
4. Evaluación, en esta etapa se establece si los criterios y resultados del diseño realizado cumplen con los parámetros establecidos por la norma y los objetivos propuestos.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad se ha evidenciado el colapso de diferentes estructuras de la ingeniería civil, como son los puentes, ya sea por malos diseños, falta de seguimiento de las estructuras existentes, ningún tipo de mantenimiento, y un deficiente control en los procesos de contratación y construcción. Sin embargo, esta no es solo una problemática de nuestro país, sino que se ha presentado en diferentes lugares del mundo, en países con un alto desarrollo, donde las estructuras que se diseñan y construyen están estrictamente vigiladas y controladas, sus fallas se deben a factores más complejos (Kara, 2021)

A nivel mundial, los colapsos de puentes ocurridos durante los últimos 20 años han cobrado la vida de miles de víctimas como fue el caso de India en 2022, cuando más de 130 personas murieron cuando un puente colgante de la época colonial se desplomó, dejando decenas de víctimas. (Agencia AFP, 2022)

A nivel nacional, Colombia se ha visto afectada por malos procesos constructivos y una mala calidad en los materiales, como es el caso del puente peatonal del Cantón Norte, que tenía como propósito la conexión entre el cantón norte y la escuela superior de guerra, dos importantes instituciones del ejército nacional, y que ya se encontraba en su etapa final. Cuando el 1 de febrero de 2015, tras las pruebas de carga colapso, en consecuencia, de una grave decisión de realizar las pruebas con soldados en vez de canecas de agua o arena, como es habitual. (Vaca, 2021)

A nivel local del 100% de los puentes peatonales de la ciudad de Bogotá, el 50% de ellos tienen afectaciones en su infraestructura, barandas, iluminación y seguridad al transitarlos. Afectaciones que se evidencian en el portal web del IDU en el apartado de inventario de puentes. (IDU,2021)

En el caso del Pontón que se encuentra ubicado en la AV Boyacá con carrera 25 sur del barrio Tejar Ontario sur de la localidad de Tunjuelito de la ciudad de Bogotá D.C. y al cual se le realizó un diagnóstico visual en el que se evidencia la falta de mantenimiento y un gran riesgo en la estabilidad de este, ya que es un paso improvisado que no está contemplado dentro de los registros del IDU, este cuenta con una estructura con troncos y un recubrimiento en tierra y material vegetal. Este es un importante paso para un gran número de estudiantes de colegios públicos como son el COLEGIO CIUDAD BOGOTÁ, COLEGIO MARCO FIDEL y el CENTRO INTEGRAL JOSE MARIA CORDOBA entre otros colegios de la zona y en general de la comunidad que transita por este sector, también es relevante tener en cuenta el riesgo al no contar con ninguna medida de protección ante caídas y crecidas del río que interrumpa su tránsito.

A nivel normativo es evidente que este, es un paso improvisado que no fue construido bajo el seguimiento de alguna norma y mucho menos de un mantenimiento preventivo.

A nivel ambiental este pontón se encuentra ubicado sobre la ronda del río Tunjuelo que conecta un paso peatonal de la av. Boyacá con el humedal la Libélula, por lo cual institutos como el IDU no reportan este tipo de estructuras dentro de su inventario por tener una conexión directa con el humedal; sin embargo, sus dimensiones como el ancho del tablero y su pequeña luz, puede permite el paso de vehículos automotores que afectan

el ecosistema y habitar de diversas especies y por lo cual es esencial la restricción de estos actores viales.

¿Qué diseño de puente peatonal localizado en la av. Boyacá con carrera 25 sur en el barrio Tejar Ontario de la localidad de Tunjuelito de la ciudad de Bogotá D.C. es el más apropiado de acuerdo con el entorno ambiental y la normativa vigente?

3. JUSTIFICACIÓN

Las construcciones de paso son infraestructuras clave para la movilidad, pero su exposición constante a fuerzas externas, el paso del tiempo y las condiciones ambientales las convierten en estructuras vulnerables. Aunque están diseñadas para soportar grandes tensiones, tanto en su fase de construcción como en su operación posterior, factores como las inclemencias del tiempo y el desgaste de los materiales pueden afectar gravemente su estabilidad, por lo cual es necesario un exhaustivo control con la finalidad aumentar su tiempo de servicio.

Según el estudio presentado por, (prieto, 2022) la mitad de los puentes peatonales de Bogotá, se encuentran en pésimo estado.

Debido a esto la viabilidad de este proyecto se da tras ver el evidente estado de deterioro del pontón peatonal ubicado en la AV Boyacá con carrera 25 sur en el barrio Tejar Ontario en la localidad de Tunjuelito de la ciudad de Bogotá y por lo cual es necesario un diseño estructural totalmente nuevo.

En la actualidad este corredor conecta con una alameda que fue entregada a la comunidad en el año 2019, la cual tiene condiciones similares en cuanto a sus características, estructura y funcionamiento, sin embargo este corredor tenía como obstáculo la Quebrera Limas, afluente del río Tunjuelo y por lo cual optaron por realizar un puente peatonal para cruzar esta quebrada, por tanto, el proyecto que se pretende realizar se integraría con la alameda existente, facilitando a la comunidad un recorrido más corto entre las dos localidades de Tunjuelito y Ciudad Bolívar. Como ya se mencionó en el planteamiento del problema, el pontón existente no se encuentra dentro de los registros del IDU y por tal razón ninguna entidad gubernamental realiza un monitoreo, mantenimiento y control a la estructura.

Este diseño beneficiará a más 6.000 estudiantes de la zona, que estudian en los colegios CIUDAD BOGOTÁ, MARCO FIDEL, CENTRO INTEGRAL JOSE MARIA CORDOBA, INSTITUTO TECNOLOGICO DEL SUR, DIEGO COLON, TECNICO INDUSTRIAL PILOTO, INEM y para la comunidad de los barrios casalinga, san Vicente y alrededores que transitan por este corredor peatonal a diario

4. ANTECEDENTES

Para este proyecto se presentarán diferentes trabajos relacionados con el planteamiento del problema, donde se evidencian casos relacionados con la estabilidad de puentes.

En su tesis de grado (GALEANO, 2013) propone la implementación de secciones modulares para puentes peatonales en material de guadua, que se basa en los beneficios y bondades de la construcción con materiales en guadua, realizando diferentes ensayos de carga a este material y así llegar a la conclusión de que este material tiene muy pocas deformaciones ante el efecto de cargas para el tránsito de peatones. Esto es para estructuras provisionales y solo con el fin de pasos peatonales como alternativa para puentes en estructura metálica, reduciendo los costos y tiempo de construcción.

Este se relaciona estrechamente con el planteamiento del proyecto, ya que propone una alternativa para la implementación de materiales alternativos a los convencionales para el diseño del puente peatonal.

No obstante, (CARDONA, 2022) profundiza sobre la afectación de la movilidad y peligro de los peatones al cruzar por la vía a la altura de la AV Cali con AV Mutis de la ciudad de Bogotá, ante la ausencia de un paso elevado y la gran afluencia de este corredor comercio y como resultado el aumento de accidentalidad y problemas en la movilidad, por lo anterior se realizó el diseño del paso elevado con sistemas en concreto postensado para salvaguardando la integridad de los peatones.

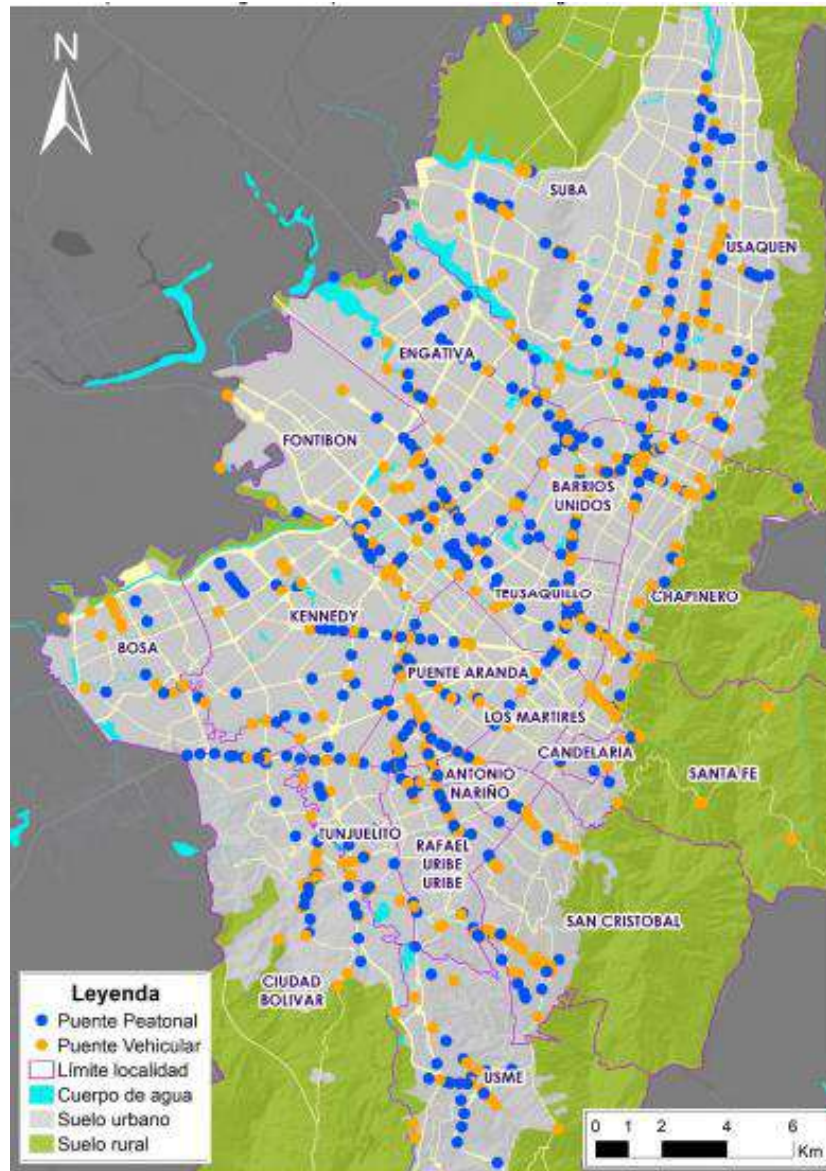
De igual modo, (Carballo, 2022) en su artículo de investigación, presento el análisis de un puente peatonal mediante un método innovador que consistió en la implementación de tecnología de sensores y software para alertas tempranas y donde presentó la amenaza de la estructura en acero, específicamente en nodos y tablero en concreto armado de un puente peatonal de México. El cual ha sido sometido a diferentes cargas de uso y de accidentalidad.

Considerando ahora la propuesta de, (Gómez, 2023) para un modelo de análisis de la integridad estructural de puentes peatonales con la finalidad de mitigar las posibles afectaciones en la superestructura, mediante una inspección visual y utilizando las herramientas propuestas por (Aguirre, 2021), para esto analizó mediante software SAP2000 la misma estructura desde dos enfoques, una con la estructura del puente sin ninguna afectación y la segunda modelación con las afectaciones que identificó visualmente y así realizar un análisis comparativo, donde “se obtuvo como resultado que el 50,63% de la superficie y equipamiento general de la estructura presenta afectación, específicamente en las barandas del puente causados por el deterioro de pintura y corrosión, se debe realizar mantenimiento en la superficie del puente y se sugiere insertar señalización e iluminación en la zona. De acuerdo con la modelación realizada, se evidenció como resultado que el puente actualmente cuenta con un sobreesfuerzo del 6.83% en sus elementos” (Gómez, 2023).

Finalmente, el (Instituto de Desarrollo Urbano, 2023) expide un boletín técnico semestralmente a través de La Dirección Técnica de Inteligencia de Negocio e Innovación – DTINI, del estado en el que se encuentran la infraestructura de la ciudad de Bogotá y en especial publica un boletín para los puentes, tanto vehiculares como peatonales donde

hacen pública toda la información de cada puente que hay en la ciudad que tiene como inventario 1063 puentes, también tienen relacionados diferentes aspectos como, el tipo de obstáculo (cuerpos de aguas o vías), tipo de malla vial (arterias, intermedia, local o rural), material del cual está construido (acero, acero y concreto reforzado, madera y mampostería) y el estado estructural del puente con una calificación del 1 al 5 donde 1 es un buen estado, 4 es un pésimo estado y 5 es que no tiene información sobre el puente. Esto con la finalidad de conservar los proyectos de la ciudad y llevar a cabo un control de estos, ya que con el desarrollo de la infraestructura vial el estado de los puentes puede verse deteriorado y afectar a los diferentes actores viales.

Figura1. Inventario general de puente de la ciudad de Bogotá IDU



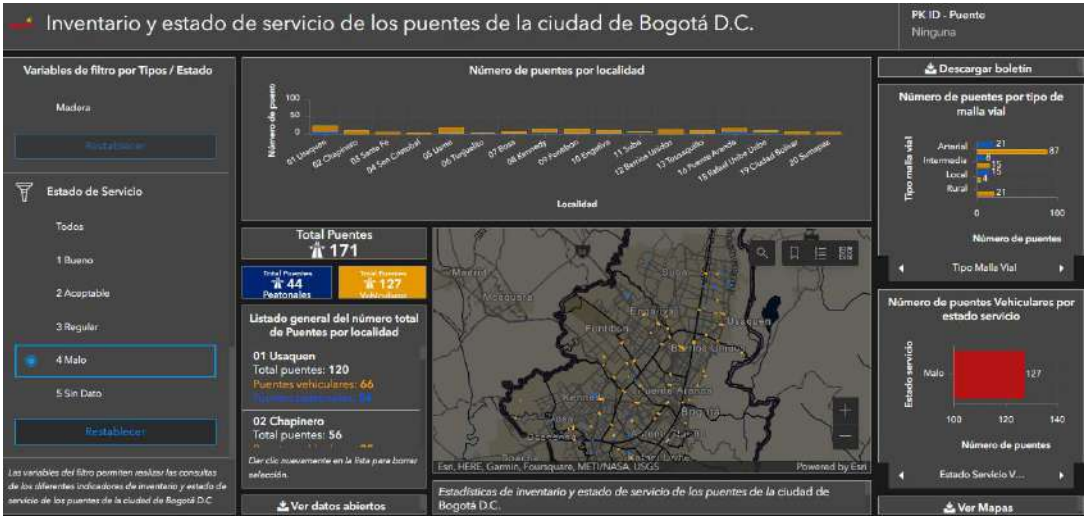
De la misma forma, el (Instituto de Desarrollo Urbano, 2023) público en su boletín N° 11 que de los 1063 puentes inventariados de la ciudad de Bogotá, 612 corresponden a puentes vehiculares y 451 corresponden a puentes peatonales, de los cuales 44 puentes correspondiente al 10% de los puentes peatonales se encuentran en mal estado y 146

alrededor del 32% se encuentran en un estado regular, siendo las localidades de Usaquén, Santa Fe, Kennedy, Fontibón y Barrios Unidos las más afectadas en el estado de la estructura de los puentes peatonales.

Este se determina tomando como base las patologías capturadas en campo con inspección básica visual realizadas por la Dirección Técnica de Administración de Infraestructura - DTAI y reportados trimestralmente de acuerdo con la planeación definida. Las mencionadas patologías corresponden a las identificadas en cada uno de los elementos estructurales que hacen parte de los componentes del puente (superestructura, subestructura, conexiones y elementos especiales), junto con los elementos de servicio y elementos auxiliares, para la posterior calificación por componente, cálculo y valoración de la condición, factores de calificación y determinación del estado según corresponda.

A partir de la revisión, análisis y evaluación de las patologías presentes en los elementos del puente, se determina el estado de servicio, a saber: El estado de servicio: Condición funcional de los elementos de servicio indispensables de un puente (juntas de dilatación, barandas/barreras de protección, superficie peatonal/carpeta de rodadura), para garantizar la seguridad y el uso adecuado del mismo. La medida del estado se realiza mediante la valoración visual de estos elementos referenciando diferentes estados patológicos o daños generados por agentes ambientales, físicos, mecánicos, químicos, entre otros (Instituto de Desarrollo Urbano, 2023).

Figura2. puentes en mal estado IDU



5. OBJETIVOS

5.1 Objetivo general

Diseñar un puente peatonal ubicado en la AV Boyacá con carrea 25 sur, en el barrio Tejar de Ontario de la localidad de Tunjuelito en la ciudad de Bogotá D.C.

5.2 Objetivos específicos

- Identificar el riesgo al que se expone la población que hace uso de este paso peatonal, junto con el entorno ecosistémico existente en la zona de estudio.
- Realizar una propuesta estructural y arquitectónica para la construcción del puente peatonal.
- Evaluar el diseño realizado para el puente peatonal de acuerdo con la normatividad vigente y su integración con el entorno.

6. MARCO TEÓRICO

A continuación, se presentará el marco teórico donde se relaciona la información teórica, técnica, legal y normativa necesaria para realizar el estudio técnico estructural para la construcción de un puente peatonal ubicado en la AV Boyacá con carrera 25 sur de la ciudad de Bogotá.

• PUENTES

Como lo define, (Oliveira, 2019), un puente es una estructura de ingeniería, que cumple el propósito de unir dos áreas tras la evasión de obstáculos que puedan existir, como lo son ríos, vías, abismos, entre otros. Estos pueden ser de corta y gran longitud. Los puentes se componen de dos características esenciales y que están íntimamente relacionadas entre ellas como son, la superestructura y la subestructura, la superestructura se refiere al tablero que es la parte superior del puente, por donde se transita y a su vez soporta las cargas a las cuales se diseña la estructura a través de conexiones rígidas que están hechas en diferentes materiales, que transfieren sus cargas a la subestructura, la cual se refiere a los pilares del puente, que a su vez, es la encargada de transmitir las cargas directamente al suelo.

• PONTÓN

Los pontones son estructuras de drenaje cuya luz, medida paralela al eje de la carretera, es menor o igual a 10 metros (Invias, 2018)

• CLASIFICACIÓN DE PUENTES

Los puentes también se clasifican dependiendo del tipo de uso y necesidad para la cual se construye, se pueden clasificar en diferentes tipos según su uso como lo son: autopistas, ferrocarriles, transporte fluvial, puentes de muelles, puentes en pistas de aeropuertos, puentes peatonales o puentes de oleoductos. En ciertas ocasiones estas pueden ser mixtas y combinar más de un sistema. Otra clasificación de puentes es por el tipo de material de su estructura, como pueden ser, en mampostería, madera, metálicos (acero, aluminio y hierro) y en concreto (concreto armado o secciones pretensadas). Estos también pueden presentar sistemas combinados como el caso del concreto y acero. (Oliveira, 2019)

TIPOLOGÍA DE PUENTES

La tipología de un puente se encuentra directamente relacionada con el diseño la estructura, ya que el tipo de materiales, uso y sistema constructivo, dan los parámetros para establecer sus tipologías, estos se clasifican: en puentes de estructura, que generalmente se adoptan para luces de más de 200 m, puentes de arco, para luces pequeñas a medianas, puentes atirantados, para luces no mayores a 500 m y puentes

colgantes, generalmente soportados por cables atirantados para luces pequeñas. (Oliveira, 2019)

- DISEÑO DE PUENTES

El diseño y desarrollo de toda estructura de ingeniería civil requiere de una secuencia de fases que den un orden metodológico para dar cumplimiento a las normas y garantizar la correcta culminación de cada proyecto, principalmente en el planteamiento de diferentes alternativas a diseñar, por lo anterior, los puentes no son ajenos a estos procesos metodológicos.

En consecuencia, es necesario realizar un proceso indagatorio donde se recolecte toda la información existente del lugar donde se ubicará el proyecto, al igual que estudios previos y ensayos que establezcan los datos necesarios para realizar un diseño óptimo, algunos de estos pueden ser: levantamientos topográficos y de fotogrametría, datos geológicos, estudios hidráulicos, estudios geotécnicos y ambientales entre otros. El proceso de recolección de datos requiere de la certeza del diseño escogido ya que, dependiendo de este, los casos de estudio pueden variar drásticamente. Un caso puede ser un estudio topográfico donde el trazado del puente tenga que ser modificado totalmente ya que en estudios previos no se tuvieron en cuenta factores ambientales o sociales. (Oliveira, 2019) El diseñador realiza su trabajo a partir de las condiciones iniciales después de definir la opción más viable para el proceso constructivo. El diseño preliminar es una de las fases más importantes para garantizar el éxito del proyecto y consiste en la elaboración de al menos tres propuestas que son presentadas al cliente o ente que controla y administra la ejecución de la obra. “Se deben comparar diferentes opciones desde el punto de vista técnico y de costos, incluyendo todos los aspectos técnicos relevantes como funcionalidad, desempeño estructural y durabilidad, métodos de ejecución y aspectos constructivos asociados, estética e integración ambiental”. (Oliveira, 2019)

El Diseño de Caso consiste en el desarrollo de la opción más viable para dar solución al problema, o como máximo dos de las opciones planteadas por el diseñador dentro de la etapa de estudios preliminares. Este diseño es plasmado dentro de un documento técnico, donde se adjunta toda la información recolectada, estudios, ensayos y cualquier anexo que dé a lugar a un proceso licitatorio y asignación para una posterior etapa de construcción. (Oliveira, 2019)

Posterior a las etapas de diseño y obras preliminares, se da comienzo con la ejecución del proyecto, esta etapa debe ser planificada con anterioridad y tener absoluta claridad con el orden de las actividades a ejecutar y el tiempo de las mismas, ya que si se cumple con estos parámetros se garantiza el éxito del proyecto, sin dejar de lado otros procesos como lo son el control de materiales, la seguridad y salud de los trabajadores, la correcta disposición de desechos de la construcción y garantizar una estrecha relación con el ambiente.

Para concluir se realizan las etapas de entrega del proyecto, verificación de ensayos, entrega de documentación, planos y datos técnicos que se realizaron y modificaron durante el transcurso del proyecto y por último se entregan los manuales de funcionamiento y mantenimiento al cliente o ente de control que deberán cumplir para garantizar el óptimo estado de la estructura.

- Puentes y la interacción con el medio ambiente

La ingeniería civil es tal vez, una de las ramas de la ciencia que genera uno de los más grandes impactos ambientales dentro de las actividades económicas de un país, sin embargo, las obras de ingeniería son vitales para el desarrollo de cualquier comunidad y en consecuencia se debe presentar una integración entre las obras de ingeniería y el medio ambiente. Por tanto, en etapas tempranas de cualquier proyecto de ingeniería, como es la etapa de diseño preliminar, es indispensable que los parámetros no dependan solamente de factores de ingeniería (costos y ejecución), sino que dentro de los criterios se adopte la estética y la integración ambiental, relacionados con aspectos estructurales, de ejecución y durabilidad. “Si la mayoría de estos aspectos pueden compararse sobre la base de criterios objetivos, la estética y la integración ambiental pueden ser bastante subjetivas”. (Oliveira, 2019)

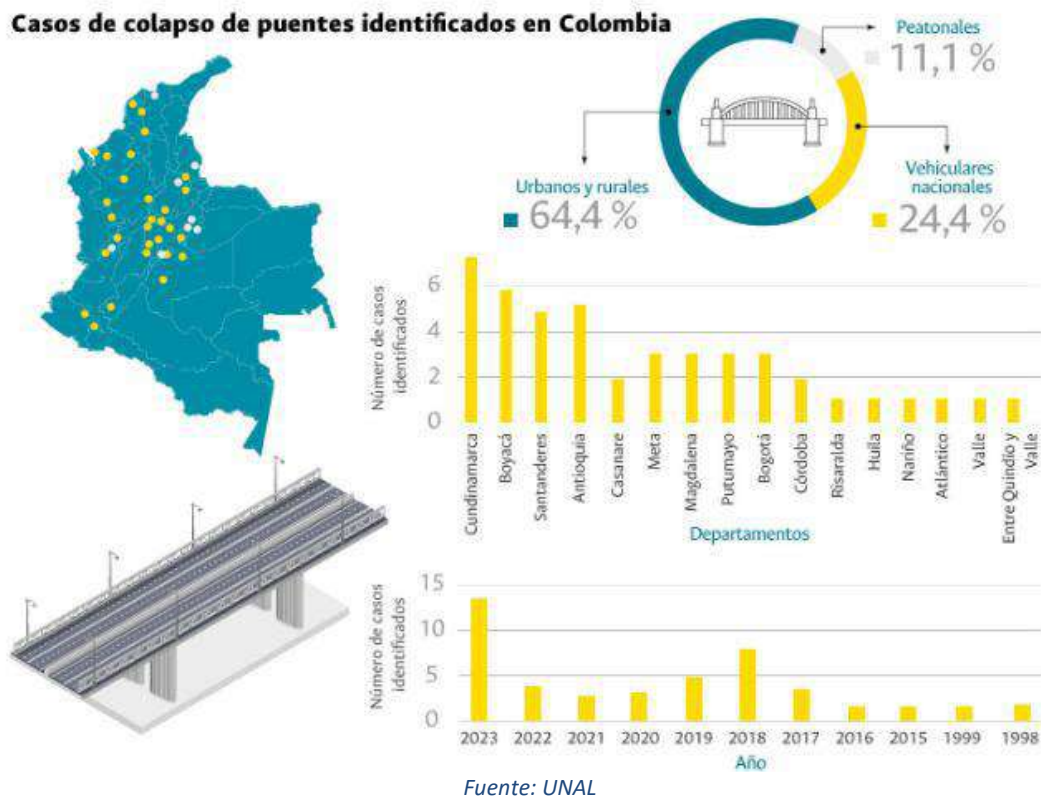
Usualmente los estudios ambientales y de urbanismo dentro de un proyecto de ingeniería representan solo el 10% del costo total de los estudios, lo cual evidencia la falencia en la iteración de las obras con el medio ambiente. Sin embargo, este no es el caso de todos los proyectos de ingeniería y especialmente para los puentes, ya que en estos se tiene en cuenta el sitio y la necesidad para la cual se construye el puente. “Un puente urbano requiere más requisitos estéticos que, por ejemplo, un viaducto de autopista integrado en un sitio donde las vistas del puente son escasas” (Oliveira, 2019). Por lo que, los estudios y diseños preliminares de los puentes deben garantizar no solo con los parámetros ingenieriles sino integrar los factores del entorno y ambientales, por lo que en las últimas décadas, esta interacción ha tenido un auge dentro de los profesionales de la ingeniería. A partir de la práctica del diseño se pueden formular una serie de conceptos básicos sobre los aspectos arquitectónicos del diseño de puentes. Incluso si se consideran reglas de sentido común de estética e integración paisajística, pueden ser útiles como pautas de diseño. Los casos de diseño para ilustrar las reglas de diseño estético se toman únicamente de la experiencia de diseño de los autores. Esto evita cualquier valoración estética sobre diseños de puentes de otros autores, ya que la estética es un aspecto subjetivo. (Oliveira, 2019)

- Patología en puentes

Según (Montejo Fonseca, 2013), la patología estructural es la rama de la ingeniería encargada de estudiar las enfermedades que se presentan en las estructuras, indagando sobre los daños, evaluación de las causas y plan de acción. Las patologías se pueden presentar por diversas causas, y ser manifestadas en cualquier etapa del proyecto, generalmente se presenta en etapas tempranas como los diseños y en etapas finales como es la puesta en servicio de la estructura y posteriores mantenimientos, en esta última se presentan más del 50% de las afectaciones de las estructuras, ya que si bien se cumplen todos los requisitos y normas para su construcción, generalmente no se planifica ni se destinan recursos para su mantenimiento y el deterioro termina por causas afectaciones irreversibles para la estructura, que son detectadas muy tarde para su reparación, pero que son sencillas de identificar en etapas previas de control. Con relación a lo anterior expuesto, para realizar un estudio técnico de patología, es necesario realizar un estudio completo de la estructura, este es el caso de (Sanches de Guzman, 2011) que propone una guía metodología para adelantar un avance de un informe de antecedentes con la

información recolectada de la estructura a través del tiempo de uso de la misma, con esto se adelanta a cualquier afectación que se pueda presentar sobre la estructura e identificar a tiempo sus causas y consecuencias llevando un respectivo control, si es que se llegara a presentar la necesidad de realizar un informe de patología.

Figura3. colapsos de puentes en Colombia



6.1 Marco legal

El marco legal para el diseño y construcción de proyectos se rige por la Ley 842 de 2003 “Por la cual se modifica la reglamentación del ejercicio de la ingeniería, de sus profesiones afines y de sus profesiones auxiliares, se adopta el Código de Ética Profesional y se dictan otras disposiciones”. (LEY 842, 2003)

En la cual define en sus diferentes artículos el concepto de la ingeniería y sus posibles aplicaciones, así mismo estipula cuáles son los estudios que se pueden realizar, tipos de obras y todas las áreas que interviene la ingeniería en su campo de acción, determinando que personas pueden ejercer el ejercicio de control y supervisión de dichas actividades según su título obtenido y especificando la responsabilidad legal que acarrea su profesión. (LEY 842, 2003)

Para el presente proyecto de investigación todos los procesos metodológicos planteados en el siguiente capítulo y en aras de garantizar un correcto desarrollo se regirán estrictamente por la Ley 842, donde todos los estudios propuestos y desarrollados se encuentren señalados dentro de los artículos de la ley en mención y tendrán que ser supervisados previamente por un asesor técnico y metodológico.

6.2 Marco normativo

Dentro del marco normativo se encuentran dos importantes normas que son las encargadas de dar las pautas de control ante los diseños, construcción, supervisión y mantenimiento de todos los proyectos de ingeniería del país. Estas son: “norma técnica Colombia de diseño y construcción de puentes. CCP-2014” y “norma sismo resistente NSR-10”, adicional entidades como el INVIAS y el IDU, que cuentan con cartillas como (Cartilla de puentes peatonales tipo) que especifican el proceso constructivo lineamientos a tener en cuenta y procesos de supervisión que garanticen la correcta construcción de las diferentes estructuras, por otra parte, la Secretaria Distrital de Ambiente mediante el decreto 190 de 2004 dicta las medidas para la protección de humedales y zonas protegidas, por lo cual la intervención dentro de esta zona se deberán reportar directamente a ellos mediante un estudio ambiental y la evaluación del impacto ambiental que pueda ocasionar la obra sobre el humedal.

Con respecto a lo anterior, el diseño estructural para el puente peatonal ubicado en la AV Boyacá con carrera 25 sur en el barrio Tejar Ontario de la localidad de Tunjuelito de la ciudad de Bogotá D.C. se regirá estrictamente por las normas colombianas vigentes ya mencionada anteriormente y en aras de garantizar la calidad de los estudios estructurales, se evaluará todo el sistema con los factores de seguridad establecidos por la norma, a través de software especializados para este fin, a su vez todos los estudios realizados serán previamente revisados por un asesor técnico, que sea profesional de la rama de la ingeniería civil y garantice el cumplimiento con todas las normas.

7. METODOLOGÍA

7.1 Enfoque de la investigación

El enfoque de la presente investigación será mediante una metodología cuantitativa, ya que en el transcurso de esta se realizará una recolección de datos numéricos de carácter estadístico, descriptivos y exploratorios. (Raven, 2014)

7.2 Tipos de investigación

El tipo de investigación que seguirá el presente proyecto es una investigación aplicada, donde se pretende desarrollar un modelo arquitectónico y estructural que integre aspectos técnicos para dar solución funcional y eficiente a una comunidad. (Función pública, 2024)

7.3 Población y muestra

Para el presente proyecto, la población son los puentes peatonales en la ciudad de Bogotá y la muestra es el pontón ubicado de la AV Boyacá con carrera 25 sur en el barrio Tejar Ontario de la localidad de Tunjuelito de la ciudad de Bogotá D.C.

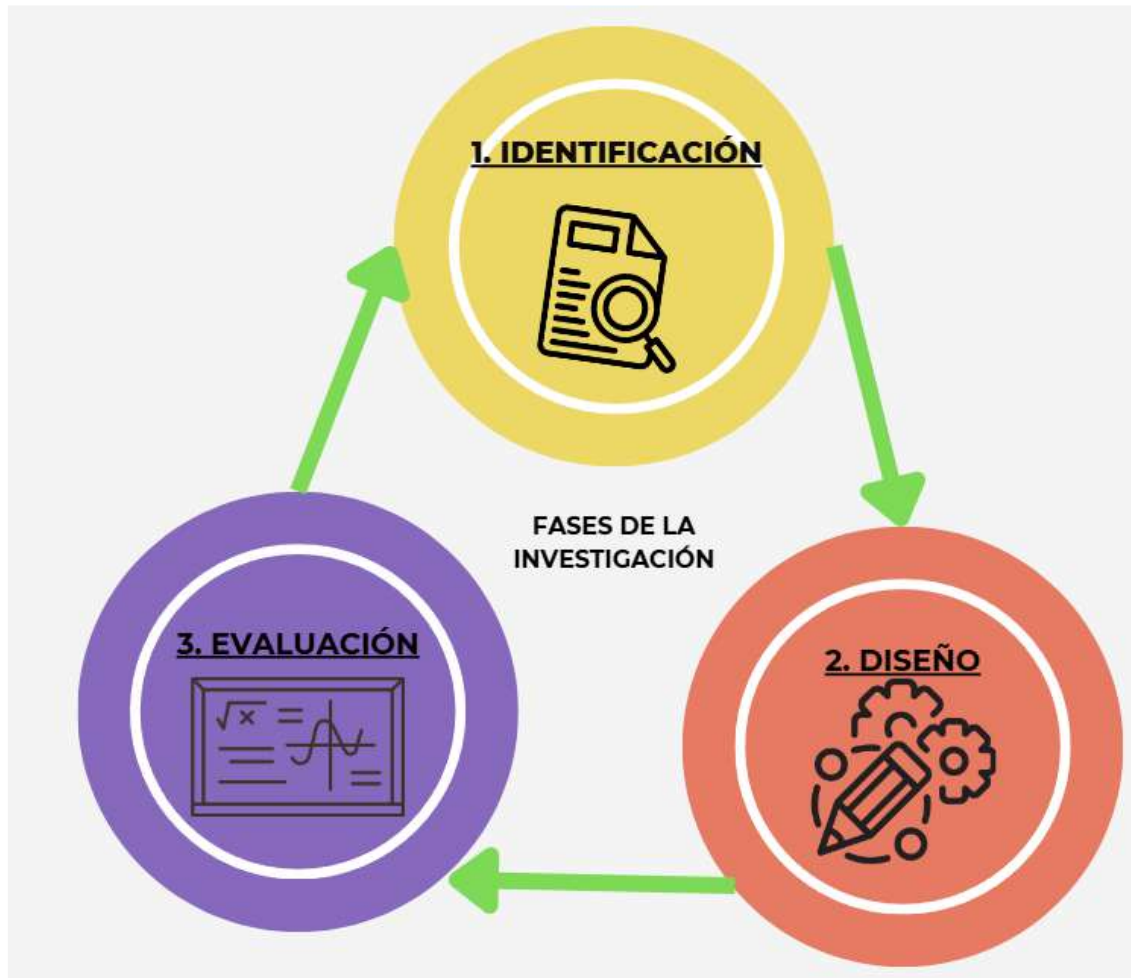
7.4 Variables

Siendo una investigación aplicada con un enfoque cuantitativo, el presente proyecto cuenta con variables independientes como las condiciones hídricas, topografía del sitio, la normativa urbanística para la zona, las características ambientales y sociales. Variables dependientes como el tipo de puente, el diseño estructural, el tipo de material y demás, que se manifiesten en el diseño.

7.5 Fases de investigación

Para el proyecto en diseño estructural para la construcción del puente peatonal ubicado en la AV Boyacá con carrera 25 sur, en el barrio Tejar Ontario de la localidad de Tunjuelito de la ciudad de Bogotá D.C. se tiene planteado el desarrollo de las siguientes fases.

Figura4. fases de la investigación



7.6 Fases de investigación

Fase 1: Identificación

- En esta fase se realizará una consulta de la población del sector, con la finalidad de realizar un análisis estadístico donde se evidencie la población que está siendo afectada por el mal estado del puente peatonal, esto mediante la consulta del censo del DANE de los barrios colindantes y de los colegios para identificar la cantidad de transeúntes que puedan realizar uso del paso elevado, (estudiantes y comunidad en general). Con este análisis estadístico se podrá cuantificar la población que hace uso del puente peatonal con la finalidad de identificar las cargas a las cuales se verá sometida la estructura y compararlas con las cargas vivas que establece la norma para el diseño de puentes peatonales.
- Se realizará la consulta de las condiciones del lote regidas por el decreto 555 de 2021, mediante el portal web del SINUPOT, en este se reflejará si se encuentra dentro de un plan parcial, una reserva vial, reserva forestal, zonas de riesgo por inundación o remoción de masas y si es viable a solicitud de una licencia de construcción, el cual proporciona la identificación catastral del lote, que se puedan ver afectadas por la construcción del puente peatonal.
- Se realizará la consulta de estudios previos y levantamientos del área en estudio. Esta documentación también se puede obtener de la página del SINUPOT, (topografía). También consultará herramientas como Google earth y, de ser necesario, se realizará un levantamiento en campo de las dimensiones del pontón existente, con la finalidad de tener las dimensiones con las cuales se realizará el diseño de la estructura.

Fase 2: Diseño

- Se llevará a cabo con un diseño estructural y arquitectónico. Mediante herramientas como son los softwares especializados para el diseño y análisis estructural mediante la modelación en programas como AutoCAD -SAP2000 para finalmente establecer los parámetros propuestos inicialmente.
- Se realizará el diseño arquitectónico para la propuesta del puente peatonal acorde al entorno, el acceso se propone mediante rampas con la finalidad de facilitar el acceso a personas de movilidad reducida y bici usuarios, aprovechando que la altura del puente no será significativa, la estructura será modular con elementos en acero al igual que sus barredas de protección, este diseño garantizara la funcionalidad y seguridad del peatón al igual que la integración con el medio ambiente, ya que su tamaño será compacto.
- Se realizará el diseño estructural del puente peatonal, con una cimentación acorde a la capacidad del suelo y las cargas de la estructura, mediante el uso de la información de otros estudios realizados en la zona, la subestructura se modelara en vigas IPE de acero tipo I que estará conectada por perfiles PTE, la superestructura se realizara en lámina colaborante y barreras de protección, cabe aclarar que las dimensiones de los elementos anteriormente mencionados dependerán del cumplimiento del diseño estructural ante las normas de diseño CCP14 Y NSR-10.

Fase 3: Evaluación

Esta fase depende directamente de las dos fases anteriores, ya que, según los resultados de cada fase, se evaluará si el diseño realizado para el nuevo puente peatonal cumple con las normativas vigentes, una vez evaluado el diseño se confirmarán las dimensiones de los elementos estructurales del puente y se realizarán los ajustes en los planos

arquitectónicos. Finalmente, se verifica la correcta integración entre el diseño y el lugar donde se ubicará el proyecto.

8. DESARROLLO DE FASES

8.1 Población de demanda

El proyecto se encuentra ubicado dentro de un corredor vial que cruza el río Tunjuelito, a su vez este conecta dos localidades, “ciudad Bolívar y Tunjuelito “este se encuentra dentro de un entorno conformado en su mayoría por reserva natural de los meandros del río Tunjuelito, zona residencial y colegios.

A continuación, se realiza una relación de las construcciones aledañas al puente peatonal y se presentará el aforo realizado en el lugar de estudio, el cual dictará los parámetros mínimos para el diseño.

Figura5. Áreas aferentes



A continuación se muestra el censo poblacional de las dos localidades, donde se evidencia que la localidad de Tunjuelito para el año 2025 tiene una proyección poblacional del DANE será de 186.127 habitantes y cuenta con 52 barrios, por lo cual para los dos barrios en estudio el promedio de habitantes es de 7158 habitantes, para la localidad de ciudad Bolívar la proyección de habitantes para el año 2025 del DANE será de 660.466, esta localidad cuenta con 300 barrios y para los dos barrios en estudio el promedio de habitantes será de 4403 habitantes.

Figura6. Proyección poblacional por localidad DANE

La siguiente tabla es sacada del boletín estadístico de matrículas de colegios públicos y privados de la secretaria de Educación para el año 2018, en esta se puede evidenciar que la localidad de Tunjuelito, donde se evidencia la mayor cantidad de colegios tiene 74 y una tasa de matrículas 56.350 estudiantes en el año, de los cuales 4568 se estima que estén en la zona de estudio.

Figura7. Matrículas por localidad 2018 DANE

LOCALIDAD	OFICIAL	PRIVADO	TOTAL	%
ANTONIO NARIÑO	11.973	11.131	23.104	1,6%
BARRIOS UNIDOS	13.517	9.149	22.666	1,6%
BOSA	115.346	45.089	160.435	11,3%
CHAPINERO	3.199	11.165	14.364	1,0%
CIUDAD BOLÍVAR	99.591	23.013	122.604	8,6%
ENGATIVA	69.922	64.412	134.334	9,5%
FONTIBÓN	26.832	26.976	53.808	3,8%
KENNEDY	122.766	60.819	183.585	12,9%
LA CANDELARIA	2.997	4.729	7.726	0,5%
LOS MÁRTIRES	11.258	8.351	19.609	1,4%
PUENTE ARANDA	25.995	22.387	48.382	3,4%
RAFAEL URIBE	61.795	24.348	86.143	6,1%
SAN CRISTÓBAL	53.955	22.622	76.577	5,4%
SANTA FE	9.294	6.739	16.033	1,1%
SUBA	86.919	123.983	210.902	14,9%
SUMAPAZ	769	0	769	0,1%
TEUSAQUILLO	3.905	17.149	21.054	1,5%
TUNJUELITO	37.583	18.767	56.350	4,0%
USAQUÉN	26.972	50.715	77.687	5,5%
USME	72.510	10.993	83.503	5,9%
Total general	857.098	562.537	1.419.635	100%

Se concluye de las anteriores tablas que, si al menos 1% de los 11.561 habitantes del sector hacen uso del paso peatonal al día, este podría tener una ocurrencia de al menos

115 personas al día, sin embargo, se realizó un aforo en un rango de horario pico, del cual salen los estudiantes de la jornada de la tarde, esta frecuencia se puede repetir en la mañana y al medio día, ya que estos colegios tienen doble jornada. Del aforo se concluye que, en un rango de horario de 4 horas, hubo un total de 141 transeúntes.

Figura8. Aforo peatonal

UNIVERSIDAD La Gran Colombia		NOMBRE DE PROYECTO: Diseño de Puente Peditonal		
AFORO PEATONAL				TOTAL
Fecha (D.M.A.): 03/07/2025		Estación de Aforo: crs		
Condición Climática: Nublado		Dirección: Calle 64 Sur con Calle 25		
Aforador: Jhon David Ruiz Alvarez		Hoja 1 de 1		
Coordinador:		Hora de Inicio: 3:00 PM Hora Final: 7:00 PM		
PEATONES	ESTUDIANTES	TERCERA EDAD	BICICLETAS	Motos
49	63	08	16	05
OBSERVACIONES				

por tanto, si se considera un rango de 24 horas, es necesario aplicar la fórmula de intensidad, con la finalidad de pronosticar la incidencia de peatones por este paso elevado.

$$I = \frac{QP15}{15min \times Am} \quad (1)$$

- I = Intensidad
- $QP15$ = cantidad de peatones registrados en un periodo de 15 min
- Am = ancho de la sección

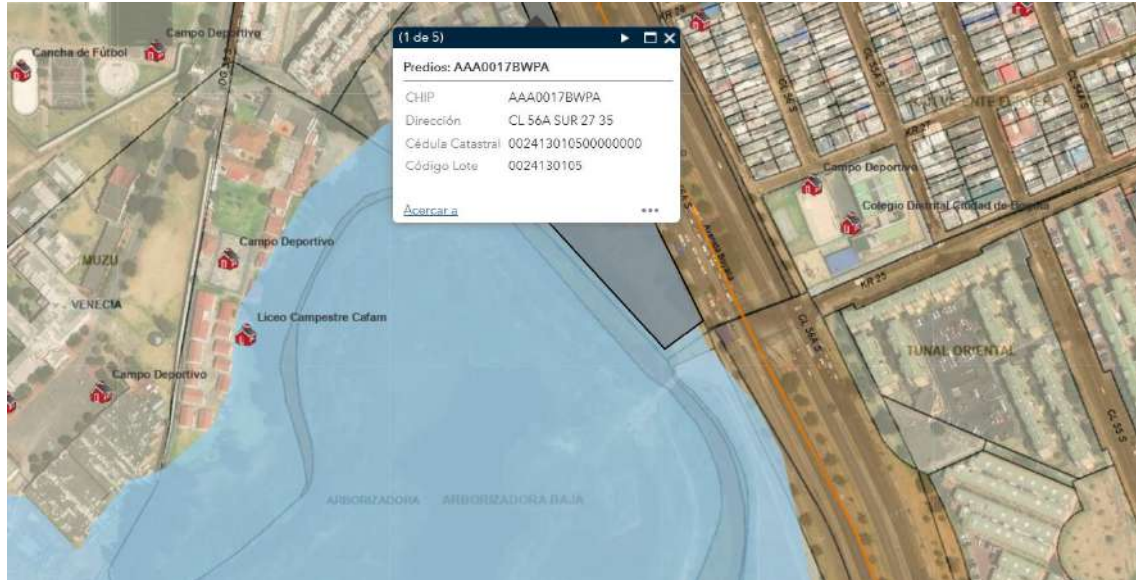
$$I = \frac{63 \text{ peatones}}{15min \times 2m} = 2.1 \text{ peatones/min/m}$$

Considerando 2.1 personas por minuto por metro, con un promedio de 66.37 kg por persona, el peso aplicado a esta estructura es de 139.38 kg/m² que es equivalente a 1.37kN/m². Sin embargo, la norma CCP-14 considera que la carga viva mínima para el diseño de puentes peatonales es de 3.6kN/m² y en la cartilla de invias 4.4kN/m² por lo cual para el pre-dimensionamiento y diseño se adopta la carga mínima que dicta la norma.

8.2 Estudios previos

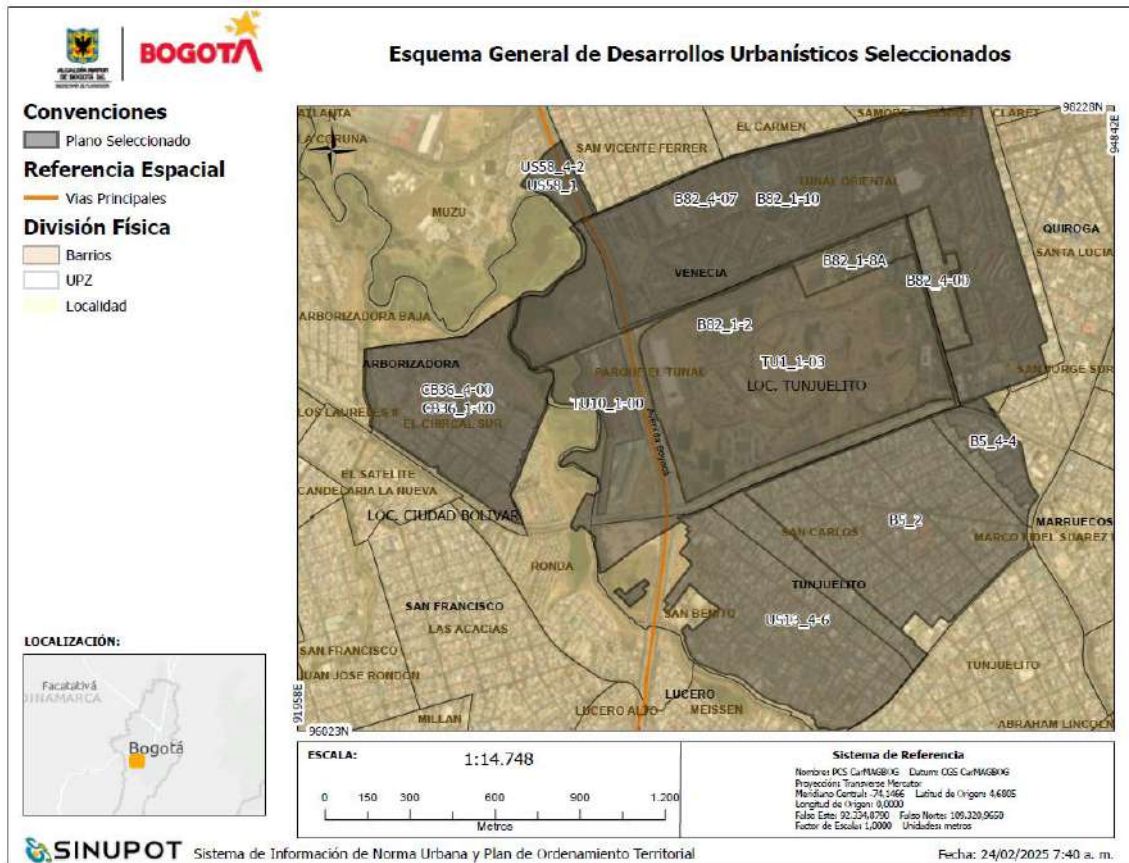
Se realizó la consulta en el portal del SINUPOT, en el cual se determina que el predio de estudio no tiene licencia de construcción vigente, pero tuvo una primera expedición de licencia en el año 2001, se renovó en el año 2012 y una nueva renovación para el año 2017 para un tipo de vivienda multifamiliar y de comercio tipo B.

Figura9. Placa de predio SINUPOT



Se realiza la descarga de los planos topográficos del área de estudio de la página del SINUPOT, sin embargo, la zona no cuenta con estudio de suelos, por tanto, se adopta un estudio de suelos de una zona cercana “centro de la felicidad el tunal” ya que son cercanas el perfil estratigráfico puede ser similar al área de estudio.

Figura10. Resultados consulta SINUPOT



A continuación, se anexa un resumen de los resultados del estudio de suelos, en la cual se clasificará el suelo según el procedimiento que dicta la norma NSR-10 con el propósito de establecer la cimentación adecuada para el puente.

Tabla 1. Clasificación del suelo

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación USCS	Tipo de Suelo
1	5	4.60 - 5.40	OH	Arcilla algo arenosa altamente orgánica con madera en descomposición
6	7	4.80 - 5.80	SM-SC	Arena limo arcillosa gris clara
8	9	10.05 - 10.67	CL	Arcilla gris oscura
8	15	20.17 - 20.72	CH	Arcilla algo arenosa gris oscura

4	1	4.00 - 4.40	CL	Arcilla gris oscura con lentes orgánicos
6	6	4.00 - 4.80	CL	Arcilla gris oscura
27	40.23-40.84	SM-SC	Arena algo arcillosa gris oscura	

CUADRO DE RESUMEN ESTUDIO DE SUELOS				
GEOLOGIA GENERAL	EXPLORACION DE SUELOS	PERFIL ESTRATIGRAFICO	NIVEL FREATICO	RECOMENDACIONES
Arcillas y limos arcillosos, estos se encuentran intercalados con lentes arenosos para los primeros 40m.	se realizaron nueve sondeos, 6 de los cuales alcanzaron profundidades de 5 a 6 m (S1 a S-6) y fueron ejecutados con un equipo motorizado de broca helicoidal y muestreo continuo realizando ensayos in situ de resistencia al corte con veleta S. Los tres sondeos restantes alcanzaron profundidades de 40 m y fueron ejecutados con un equipo de percusión y lavado cuyos resultados se complementaron con ensayos in situ de resistencia a la penetración estándar SP	a. Superficialmente aparecen rellenos heterogéneos con espesores que varían entre 0.4 y 1.4 m. b. A continuación se detectaron arcillas y limos arcillosos de colores café y gris de consistencia plástica a alta, que alcanzan profundidades que varían entre 2.7 y 5.5 m bajo la superficie actual. En los sondeos 1, 2 y 4 se detectaron limos arcillosos orgánicos con madera en descomposición (turba) con espesores de 0.5 a 1.5 m. c. Se encuentran luego arenas gruesas y finas, algo limosas o con lentes de limo, de densidad media, que alcanzaron la profundidad de exploración en los sondeos cortos y profundidades entre 9.8 y 10.1 m bajo la superficie en los sondeos profundos. d. Bajo las arenas se encuentran limos arcillosos de color café de consistencia media a alta que alcanzan profundidades que varían entre 37.2 y 39.6 m bajo la superficie. En los sondeos 7 y 9 se detectó una arena con lentes de limo, de densidad alta, entre 17 y 21 m. En los sondeos 7 y 8 aparecen limos arcillosos orgánicos con madera en descomposición (turba) a profundidades entre 27.7 y 33.5 m y entre 27.4 y 31.7 m respectivamente. e. Por último y alcanzando el nivel de perforación en los sondeos profundos, se encuentran bajo los limos arcillosos, arenas finas y arenas limosas de color café de densidad alta.	En el momento de realizar las perforaciones se detectó agua libre a profundidades de 1.0 a 5.8 m bajo la superficie actual. De acuerdo con los resultados de los ensayos de resistencia se estima que el nivel freático se estabiliza en la zona a 4.0 m bajo la superficie.	Con base en el perfil estratigráfico y en las características de la estructura a construir, se ha concluido que la cimentación más recomendable es la conformada por pilotes preexcavados y fundidos in situ, para el soporte del 100% de las cargas, que trabajarán por fricción en los suelos limo arcillosos del perfil y que alcanzarán una profundidad como mínimo de 30 m bajo la superficie.

La clasificación de suelo se realiza siguiendo los pasos dictados por la NSR-10 en el capítulo A 2-4 como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{q}_u \geq 100$ kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{q}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{q}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Se considera un suelo tipo F si cumple con una o más de las siguientes condiciones:

- Presencia de suelo altamente orgánico de alta plasticidad (OH-CH)
- Índice de plasticidad (IP) ≥ 20 y limite líquido (LL) ≥ 40
- Espesor significativo de suelos blandos con resistencia al corte muy baja

- Riesgo de amplificación sísmica por la naturaleza del material

En este caso, el estudio de suelos reportó **arcillas de alta plasticidad (CH), limos orgánicos (OH), y suelos altamente compresibles**, cumpliendo con los criterios de **suelo blando y deformable** establecidos en la **Tabla A.2.4-1** de la NSR-10.

ESTUDIO HIDROLOGICO

El estudio hidrológico fue realizado en el año 2018 con proyecciones a 50 años por la Ing. YULIETE MILENA LIZARAZO RINCÓN en su maestría con el tema “ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA CUENCA ALTA DEL RÍO TUNJUELO EN EL PÁRAMO SUMAPAZ Y PREDICCIÓN ANTE ESCENARIOS CLIMÁTICOS” y del cual se adopta la información de caudales máximos, para determinar el gálibo mínimo del puente según cartilla de invias.

Tabla 2. Condiciones del caudal del Río

Parámetro	Valor / Clasificación	Fuente
Caudal Máximo Estimado	3,508.8 L/s (Escenario E1, año 2040)	Estudio Hidrológico
Caudal Actual	3,210.0 L/s (Periodo de referencia 1991-2014)	Estudio Hidrológico
Rendimiento Hídrico	19.85 L/s/km ² (actual) → 21.69 L/s/km ² (escenario futuro)	Estudio Hidrológico
velocidad media	0.16 m/s	Estudio Hidrológico

De la fórmula de caudal, a continuación, se determina la altura del cauce actual y futuro de la lámina de agua del cauce del río Tunjuelito.

$$Q = A * v \quad (2)$$

$$A = b * h = 10 * h \quad (3)$$

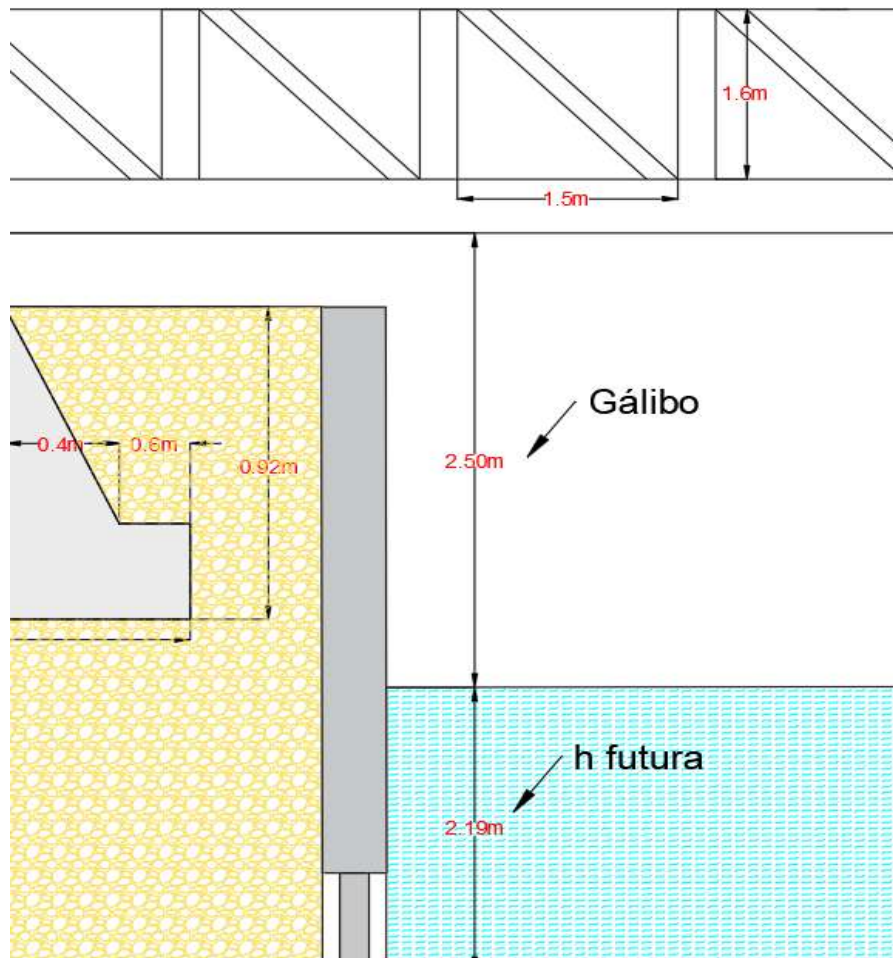
$$h = \frac{Q}{b * v} \quad (4)$$

$$h_{actual} = \frac{3.210 \text{ m}^3/\text{s}}{10\text{m} * 0.16 \text{ m/s}} = 2.01\text{m}$$

$$h_{futura} = \frac{3.508 \text{ m}^3/\text{s}}{10\text{m} * 0.16 \text{ m/s}} = 2.19\text{m}$$

Se determina que la altura de la lámina de agua futura será de 2.19 m, siguiendo las determinaciones dadas por la cartilla invias de diseño de puentes, la altura mínima del gálibo será de 2.50 m capítulo 6.5.4.

Figura11. Esquema de gálibo para puente



8.3 Diseño Arquitectónico

La propuesta para el diseño arquitectónico del puente peatonal busca resolver un problema funcional de un cruce seguro e integrar de manera armónica la infraestructura con el entorno, aportando valor estético y social al espacio público.

Desde el punto de vista formal, el puente presenta líneas limpias en una estructura liviana que transmite modernidad y transparencia, facilitando la visibilidad y la percepción de seguridad. El uso de materiales como el acero permite un bajo mantenimiento de la estructura y un aumento en la durabilidad, esenciales en un contexto urbano con exposición a contaminantes y condiciones climáticas variables.

Fundamentalmente, el puente tendrá un ancho de 2.5 metros que permite el paso cómodo y seguro de personas, el acceso al mismo tendrá una rampa con pendientes adecuadas facilitando la movilidad de personal con movilidad reducida, barandas de seguridad e iluminación que garantice la seguridad en la noche.

Figura12. Corte longitudinal

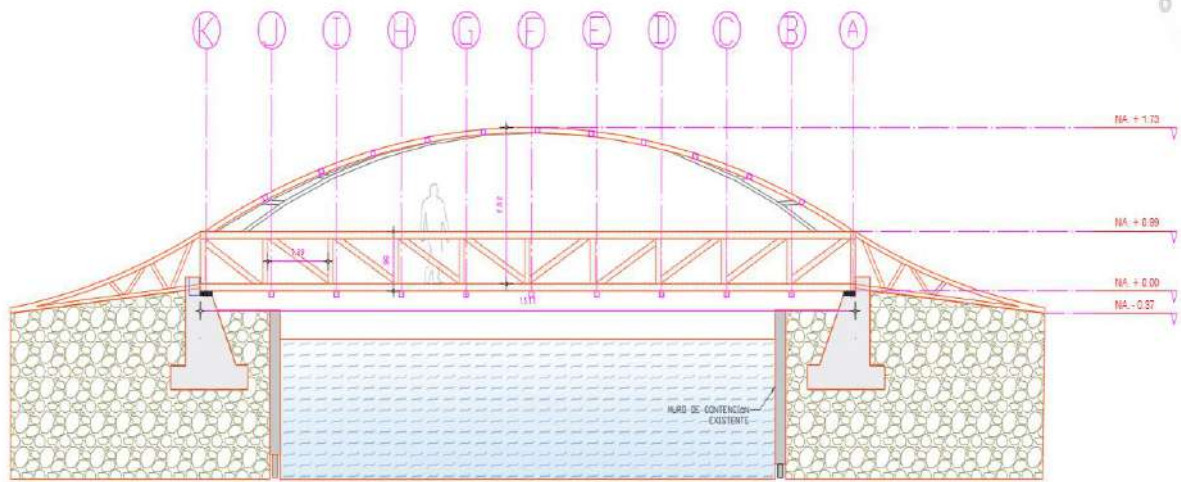


Figura13. Planta arquitectónica

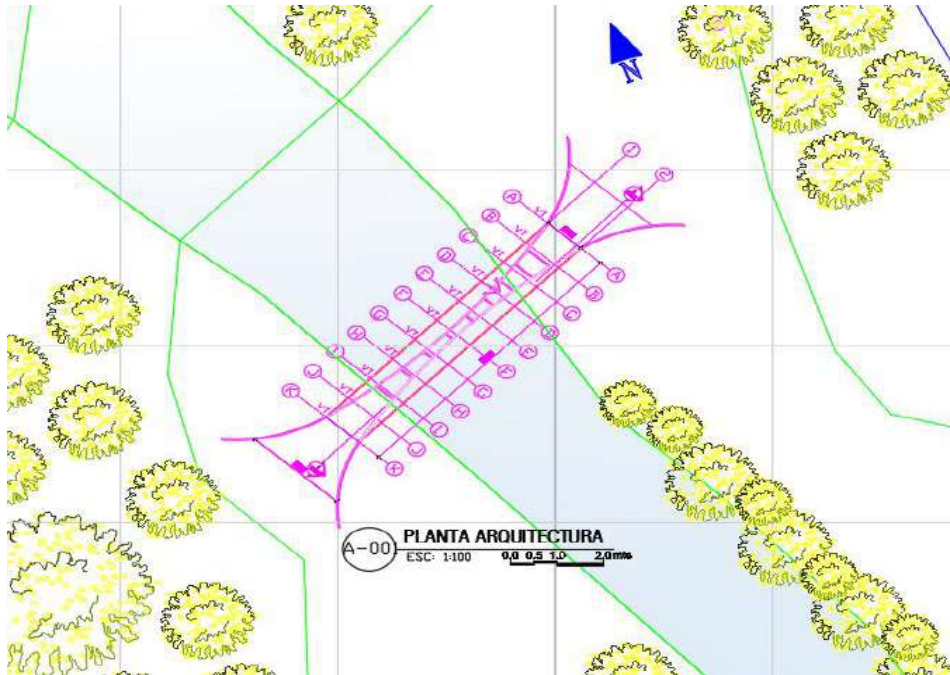


Figura14. Rénder puente peatonal



8.4 Pre - dimensionamientos

A continuación, se presentarán las condiciones actuales y las medidas iniciales para realizar el pre - dimensionamiento del diseño estructural.

Figura15. Ubicación satelital ponton Google Earth





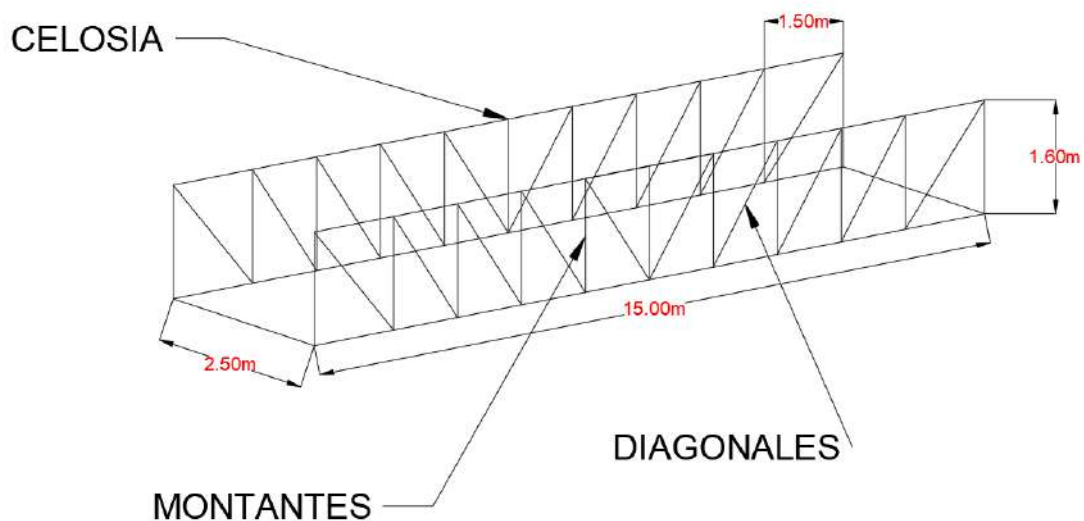
Datos iniciales

$L = \text{longitud total del puente} = 15\text{m}$

$B = \text{longitud transversal del puente} = 2.5\text{m}$

$\text{celosias} = \text{conjunto de barras metálicas dispuestas en un patrón triangular} = 2$

Figura16. Esquema estructural



$f_y = \text{resistencia a la fluencia del acero} = 50\text{ksi o } 345\text{Mpa}$

$h_{\text{celosia}} = \text{distancia vertical entre cordones} = 1.60\text{m}$

$Dh = \text{distancia horizontal entre montantes} = 1.50\text{m}$

Determinación de cargas

Para la estimación de la carga muerta se tomó en cuenta el peso de la totalidad de la estructura con un peso unitario para el concreto de 24.0 kN/m³, para el acero de 78.5 kN/m³, y para la madera 4.3 kN/m³

Por sobrecarga tiene en consideración el peso de las barreras de concreto y una posible iluminación, los cuales se estiman como: Baranda= 1.0 kN/m y Fenólico=1.0 kN/m.

La carga peatonal se estableció según el artículo 3.1 de la LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges de la AASHTO, que considera una carga viva peatonal constante de 4.4 kN/m² (0.44 t/m²).

*e losa = espesor * peso específico*

$$e \text{ losa} = 0.1m * 24 \text{ kN/m}^3 = 2.4 \text{ kpa}$$

*Acero = espesor * peso específico*

$$Acero = 0.04m * 78.5 \text{ kN/m}^3 = 3.14 \text{ kpa}$$

Carga muerta por peso propio Dc = 2.4 kpa + 3.14 kpa = 5.54 kpa

Sobre carga de carga muerta Ds = 2 kpa segun cartilla invias

Carga muerta total D = 7.54 kpa

Carga vivas peatonales Pl = 4.4 kpa segun cartilla invias

Las cargas de viento están dadas por la velocidad del viento de diseño, que está dado por la norma como 44.44m/s independientemente de la ciudad en estudio.

PB = carga por viento

$$PB = 0.613 \times (VDZ)^2 \quad (5)$$

$$PB = 0.613 \times (44.44 \frac{m}{s})^2 = 1210 \text{ pa} = 1.21 \text{ kpa}$$

Para puentes peatonales, la norma considera una combinación de cargas, teniendo en cuenta las cargas muertas, vivas y de viento.

Cu = carga ultima

$$Cu = 1.2 * D + 1.6 * Pl + 0.5 * PB \quad (6)$$

$$Cu = 1.2 * 7.54 \text{ kpa} + 1.6 * 4.4 \text{ kpa} + 0.5 * 1.21 \text{ kpa}$$

$$Cu = 16.69 \text{ kpa}$$

Tabla 3. Condiciones iniciales

Datos Geometricos		
L	15	m
B	2,5	m
Viga o Celosias	2	u
Materiales y Cargas		
fy	50	ksi
D	7,54	Kpa
L	4,4	Kpa
Datos Calosia		
H celosia	1,6	m
fy	345	Mpa
DH	1,5	m

- **Pre- dimensionamiento de Cordones**

$W = \text{carga total}$

$$W = Cu * A \text{ total} \quad (7)$$

$$W = 16.69 \text{kpa} * (15\text{m} * 3.5\text{m}) = 625.87 \text{kN}$$

$Wi = \text{carga por celocia}$

$$Wi = \frac{W}{n^a \text{ celosias}}$$

$$Wi = \frac{625.87 \text{kN}}{2} = 312.93 \text{kN}$$

$$q = \frac{W}{m} = \text{carga por metro}$$

$$q = \frac{wi}{l_{\text{puente}}}$$

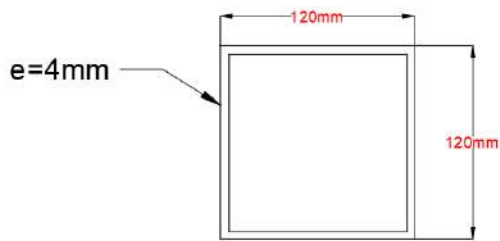
$$q = \frac{312.93 \text{kN}}{15\text{m}} = 20.86 \text{kN/m}$$

$Mu = \text{momento ultimo}$

$$Mu = q \frac{l^2}{8} \quad (8)$$

$$Mu = 20.86 \text{kN/m} * \frac{15\text{m}^2}{8} = 586.76 \text{kN} * \text{m}$$

Propiedades de la sección



$l = \text{longitud de la secci3n} = 120\text{mm}$

$e = \text{espesor de la seccion} = 4\text{mm}$

$A_s = \text{Area de acero de un perfil rectangular}$

$$A_s = b^2 - (b - 2e)^2 \quad (9)$$

$$A_s = 120\text{mm}^2 - (120\text{mm} - 2 * 4\text{mm})^2 = \frac{1856\text{mm}^2}{10^2\text{cm}^2} = 18.56\text{ cm}^2$$

$P_u = \text{peso unitario}$

$P_u = A_s * \text{peso especifico del acero}$

$$P_u = 18.56\text{ cm}^2 * 0.00785\text{ kg/cm}^3 = 0.1457\text{ kg/cm} = 14.57\text{ kg/m}$$

$I_x = \text{inercia}$

$$I_x = \frac{b^4}{12} - \frac{(b - 2e)^4}{12} \quad (10)$$

$$I_x = \frac{120\text{mm}^4}{12} - \frac{(120\text{mm} - 24\text{mm})^4}{12} = 4167338\text{mm}^4 = 416.76\text{cm}^4$$

$r_x = \text{radio de giro}$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} \quad (11)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{416.76\text{cm}^4}{18.56\text{ cm}^2}} = 4.74\text{cm}$$

$I_t = \text{inercia total}$

$$I_t = \left[I_x + A_s * \left(\frac{H_c}{2} - \frac{b}{2} \right)^2 \right] * 2 \quad (12)$$

$$I_t = \left[416.76 \text{ cm}^4 + 18.56 \text{ cm}^2 * \left(\frac{160 \text{ m}}{2} - \frac{12}{2} \right)^2 \right] * 2 = 204102.64 \text{ cm}^4$$

Capacidad a flexión

M_r = momento actuante

$$M_r = \frac{2I * f_y * 0.8}{H} = \frac{1.6 * I * f_y}{H} \quad (13)$$

$$M_r = \frac{(1.6 * (\frac{204102.64 \text{ cm}^4}{100^4 \text{ m}^4}) * (345 \text{ Mpa} * 1000 \text{ kpa}))}{1.6 \text{ m}} = 704.15 \text{ kN} * \text{m}$$

D/C = relación demanda vs capacidad debe ser menor a 1

$$D/C = \frac{M_u}{M_r} = \frac{586.76 \text{ kN} * \text{m}}{704.15 \text{ kN} * \text{m}} = 0.83$$

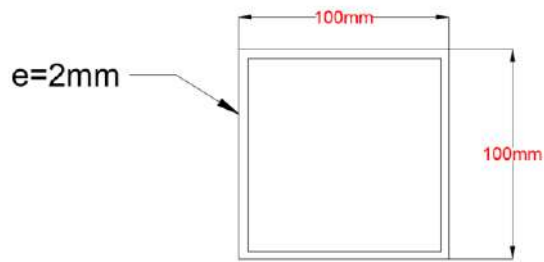
Se determina de la relación demanda vs capacidad que las celosías están trabajando a un 83% de la capacidad total, esto optimizando al máximo los costos del material y dejando un rango de seguridad adicional a los demás factores de seguridad ya calculados en la combinación de cargas y el momento actuante, sin embargo, el diseño definitivo se realizara a partir del modelo en sap200.

Tabla 4. Condiciones pre- dimensionamiento cordones

Cordon		
Momento de Diseño		
Cu	16,69	Kpa
W	625,875	kN
Wi	312,9375	kN
W/m	20,8625	kN/m
Mu	586,76	kN*m
SECCIÓN		
b	120	mm
e	4	mm
Propiedades de sección		
As	18,56	cm2
Peso u	14,57	kg/m
Ix	416,73	cm4
rx	4,74	cm
It	204102,59	cm4
Capacidad a Flexión		
Mr	704,15	kN/*m
D/C	0,83	CUMPLE

- **Pre- dimensionamiento de Montantes**

Figura17. Detalle sección de montantes



$l = \text{longitud de la sección} = 100\text{mm}$

$e = \text{espesor de la sección} = 2\text{mm}$

$A_s = \text{Area de acero de un perfil rectangular}$

$$A_s = b^2 - (b - 2e)^2$$

$$A_s = 100\text{mm}^2 - (100\text{mm} - 2 * 2\text{mm})^2 = \frac{784\text{mm}^2}{10^2\text{cm}^2} = 7.84\text{ cm}^2$$

$P_u = \text{peso unitario}$

$P_u = A_s * \text{peso específico del acero}$

$$P_u = 7.84\text{ cm}^2 * 0.00785\text{ kg/cm}^3 = 0.0615\text{ kg/cm} = 6.15\text{ kg/m}$$

$I_x = \text{inercia}$

$$I_x = \frac{b^4}{12} - \frac{(b - 2e)^4}{12} \quad (10)$$

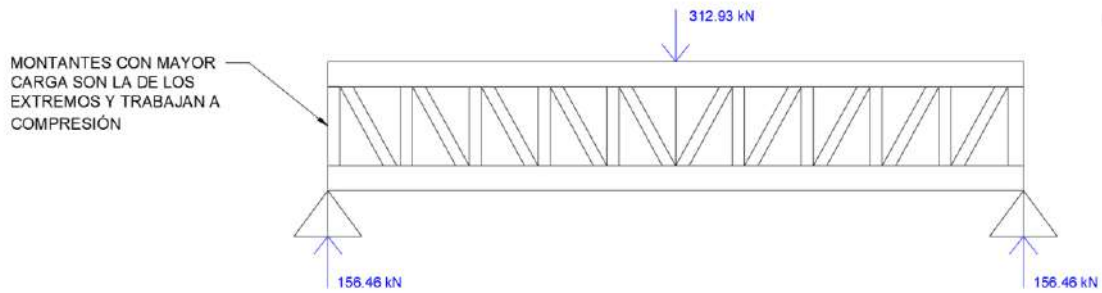
$$I_x = \frac{100\text{mm}^4}{12} - \frac{(100\text{mm} - 2 * 2\text{mm})^4}{12} = 1255445\text{mm}^4 = 125.54\text{cm}^4$$

$r_x = \text{radio de giro}$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} \quad (11)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{125.54\text{cm}^4}{7.84\text{ cm}^2}} = 4.00\text{cm}$$

Figura18. Perfil diseño estructural



$Pu1 = \text{carga última sobre montante}$

$$Pu1 = \frac{Wi}{\text{montantes de esquinas}}$$

$$Pu1 = \frac{312.93kN}{2} = 156.46kN$$

Capacidad a flexión

$L = \text{longitud de montante}$

$$L = Hc - l \text{ cordon}$$

$$L = 1.6m - 2 * 0.12m = 1.36m$$

$E = \text{módulo de elasticidad del acero} = 200000 \text{ Mpa}$

$K = \text{factor para elementos articulados} = 1$

$f_e = \text{esfuerzo de euler}$

$$f_e = \pi^2 * \frac{E}{(K * \frac{L}{r_x})^2} \quad (14)$$

$$f_e = \pi^2 * \frac{200000 \text{ Mpa}}{(1 * \frac{1.36m}{0.04m})^2} = 1708.97 \text{ Mpa}$$

$pr = \text{capacidad actuante}$

$$pr = \text{si } \left[\frac{KL}{r_x} < 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] ; pr = 0.658 \frac{f_y}{f_e} * A_s * f_y * 0.9 ; pr = 0.877 * f_e * 0.9 * A_s \quad]$$

$$\frac{1 * 1.6m}{0.04m} < 4.71 * \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{345 \text{ Mpa}}} = 40 < 113.4 \text{ cumple la condición entonces:}$$

$$pr = 0.658 \frac{200000 \text{ Mpa}}{1708.97 \text{ Mpa}} * 784 \text{ mm}^2 * 345 \text{ Mpa} * 0.9 = 223705 \text{ N} = 223.71 \text{ kN}$$

$D/C = \text{relacion demanda vs capacidad debe ser menor a 1}$

$$D/C = \frac{pu}{pr} = \frac{156.46kN}{223.71kN} = 0.70$$

Se determina de la relación demanda vs capacidad que los montantes están trabajando a un 70% de la capacidad total, esto optimizando al máximo los costos del material y dejando un rango de seguridad adicional a los demás factores de seguridad ya calculados en la combinación de cargas y el momento actuante, sin embargo, el diseño definitivo se realizara a partir del modelo en sap200.

Tabla 5. Condiciones pre- dimensionamiento montantes

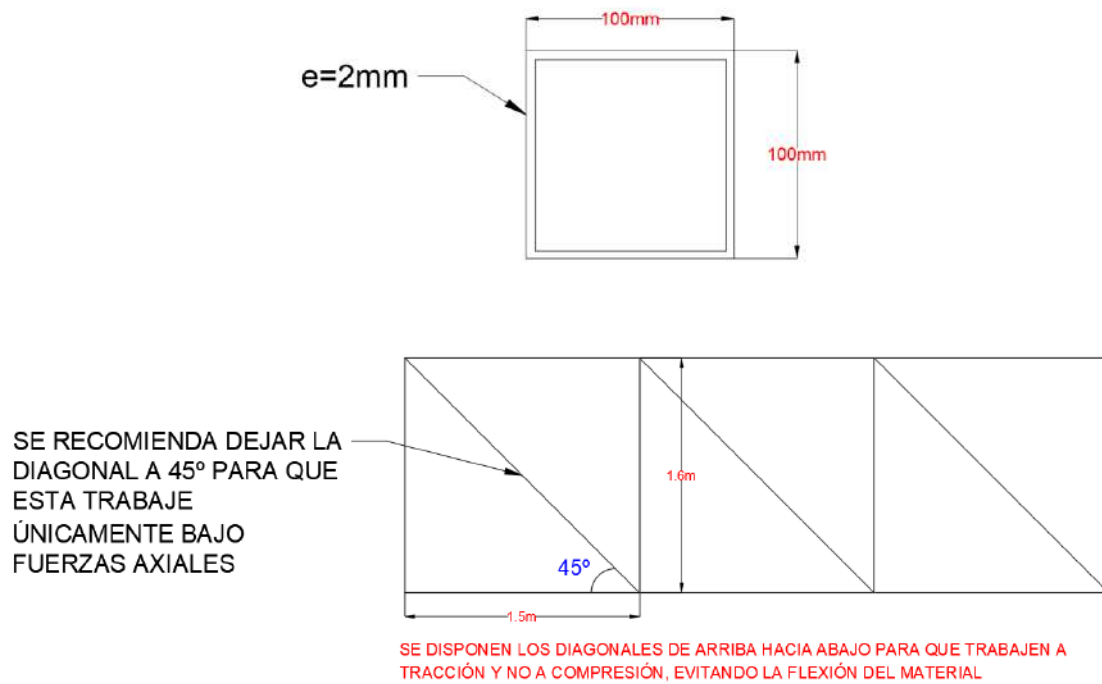
Montantes		
seccion		
b	100	mm
e	2	mm
Propiedades de seccion		
As	7,84	cm2
Peso u	6,1544	kg/m
Ix	125,54	cm4
rx	4,00	cm
Carga axial de diseño		
Pu1	156,47	kN
Capacidad a pandeo lateral		
L	1,36	m
fe	1708,97	Mpa
Pr	223,71	kN
D/C	0,70	CUMPLE

- **Pre- dimensionamiento de Diagonales**

Propiedades de la sección

se adoptan las mismas dimensiones de los montantes para las diagonales, ya que arquitectónicamente secciones de diferentes dimensiones no son acordes para un solo elemento.

Figura19. Detalles diagonales



$l = \text{longitud de la sección} = 100\text{mm}$

$e = \text{espesor de la sección} = 2.5\text{mm}$

$A_s = \text{Área de acero de un perfil rectangular}$

$$A_s = b^2 - (b - 2e)^2$$

$$A_s = 100\text{mm}^2 - (100\text{mm} - 2 * 2.5\text{mm})^2 = \frac{975\text{mm}^2}{10^2\text{cm}^2} = 9.75\text{ cm}^2$$

$P_u = \text{peso unitario}$

$P_u = A_s * \text{peso específico del acero}$

$$P_u = 9.75\text{ cm}^2 * 0.00785\text{ kg/cm}^3 = 0.0765\text{ kg/cm} = 7.65\text{ kg/m}$$

$I_x = \text{inercia}$

$$I_x = \frac{b^4}{12} - \frac{(b-2e)^4}{12} \quad (10)$$

$$I_x = \frac{100\text{mm}^4}{12} - \frac{(100\text{mm} - 2 * 2.5\text{mm})^4}{12} = 1545781\text{mm}^4 = 154.58\text{cm}^4$$

$r_x = \text{radio de giro}$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} \quad (11)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{154.58 \text{ cm}^4}{9.75 \text{ cm}^2}} = 3.98 \text{ cm}$$

$Pu2 = \text{carga ultima sobre la diagonal}$

$$Pu2 = \sqrt{(pu1)^2 + \left(\frac{DH}{H_{celosia}} * pu1\right)^2}$$

$$Pu2 = \sqrt{(156.46 \text{ kN})^2 + \left(\frac{1.5 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} * 156.46 \text{ kN}\right)^2} = 214.48 \text{ kN}$$

Capacidad a compresión

$L = \text{longitud de la diagonal}$

$$L = \sqrt{H_{celosia}^2 + DH^2}$$

$$L = \sqrt{1.6^2 + 1.5^2} = 2.19 \text{ m}$$

$E = \text{módulo de elasticidad del acero} = 200000 \text{ Mpa}$

$K = \text{factor para elementos articulados} = 1$

$f_e = \text{esfuerzo de euler}$

$$f_e = \pi^2 * \frac{E}{\left(K * \frac{L}{r_x}\right)^2} \quad (14)$$

$$f_e = \pi^2 * \frac{200000 \text{ Mpa}}{\left(1 * \frac{2.19 \text{ m}}{0.0398 \text{ m}}\right)^2} = 650.62 \text{ Mpa}$$

$pr = \text{capacidad actuante}$

$$pr = \text{si } \left[\frac{KL}{r_x} < 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} ; pr = 0.658 \frac{f_y}{f_e} * A_s * f_y * 0.9 ; pr = 0.877 * f_e * 0.9 * A_s \right]$$

$$\frac{1 * 2.19 \text{ m}}{0.0398 \text{ m}} < 4.71 * \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{345 \text{ Mpa}}} = 55 < 113.4 \text{ cumple la condición entonces:}$$

$$pr = 0.658 \frac{345 \text{ Mpa}}{650.62 \text{ Mpa}} * 975 \text{ mm}^2 * 345 \text{ Mpa} * 0.9 = 242481 \text{ N} = 242.48 \text{ kN}$$

$D/C = \text{relacion demanda vs capacidad debe ser menor a 1}$

$$D/C = \frac{pu2}{pr} = \frac{214.48 \text{ kN}}{242.48 \text{ kN}} = 0.88$$

Se determina por la relación demanda vs capacidad que las diagonales están trabajando a un 88% de la capacidad total a compresión, sin embargo, esta condición es solo para cargas por sismos, ya que la disposición de las diagonales están sometidas a cargas por tención para cargas gravitacionales.

Capacidad a compresión

$pr = \text{capacidad actuante tensión}$

$$pr = 0.9 * fy * As$$

$$pr = 0.9 * 345000 \frac{kN}{m^2} * 0.000975m^2 = 302.74kN$$

D/C= relación demanda vs capacidad debe ser menor a 1

$$D/C = \frac{pu2}{pr} = \frac{214.48kN}{302.74kN} = 0.71$$

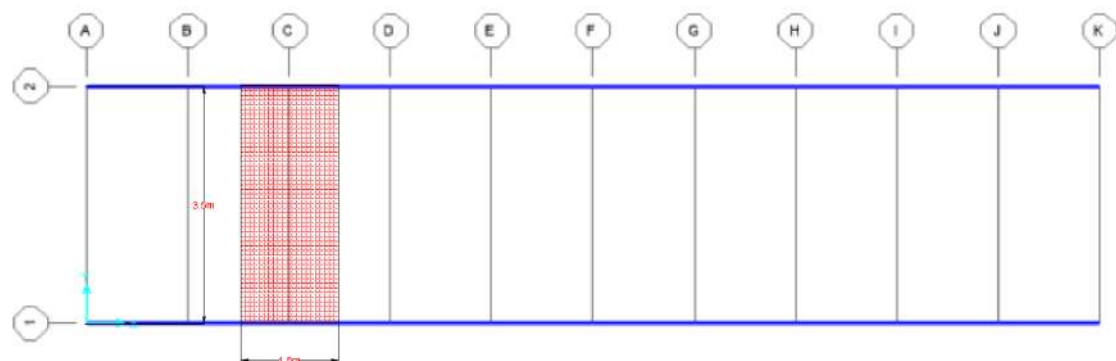
Se determina de la relación demanda vs capacidad que los diagonales están trabajando a un 71% de la capacidad total a la tensión, esto optimizando al máximo los costos del material y dejando un rango de seguridad adicional a los demás factores de seguridad ya calculados en la combinación de cargas y el momento actuante, sin embargo, el diseño definitivo se realizara a partir del modelo en sap200.

Tabla 6. Condiciones pre- dimensionamiento diagonales

Diagonales		
seccion		
b	100	mm
e	2,5	mm
Propiedades de seccion		
As	9,75	cm2
Peso u	7,65	kg/m
Ix	154,58	cm4
rx	3,98	cm
Carga axial de diseño		
Pu2	214,48	kN
Capacidad a pandeo lateral		
L	2,19	m
fe	650,62	Mpa
pr	242,48	kN
D/C	0,88	CUMPLE
Capacidad a la Tension		
Pr	302,74	kN
D/C	0,71	CUMPLE

- Pre- dimensionamiento de Conexiones de cordones

Figura20. Planta diseño estructural



$C_u = \text{carga ultima}$

$$C_u = 1.2 * D + 1.6 * Pl + 0.5 * PB$$

$$C_u = 1.2 * 7.54 \text{ kpa} + 1.6 * 4.4 \text{ kpa} + 0.5 * 1.21 \text{ kpa}$$

$$C_u = 16.69 \text{ kpa}$$

$A_f = \text{area aferente}$

$$A_f = 1.5 \text{ m}$$

$$W = C_u * A_f = 16.69 \text{ kpa} * 1.5 \text{ m}$$

$$W = 25.03 \text{ kN/m}$$

$M_u = \text{momento ultimo}$

$$M_u = \frac{W * L^2}{8} = \frac{25.03 \text{ kN/m} * 3.5^2 \text{ m}}{8} = 38.33 \text{ kN} * \text{m}$$

$S_x = \text{modulo de seccion}$

$$S_x = \frac{M_u}{0.9 * f_y} = \frac{38.33 \text{ kN} * \text{m}}{0.9 * 345000 \text{ kN/m}^2} = 0.000123 \text{ m}^3 = 123.44 \text{ cm}^3$$

Se elige un perfil que tenga una resistencia igual o mayor a la calculada, teniendo en cuenta los perfiles comerciales de la zona en estudio.

Figura21. Ficha técnica perfiles de acero ACESCO

Metaltub Tubería Estructural Cuadrada

[Acabado negro y galvanizado]



METALTUB TUBERÍA ESTRUCTURAL CUADRADA												
[ACABADO NEGRO Y GALVANIZADO]												
REFERENCIA	ESPESORES EN MILIMETROS											UNIDAD DE EMPAQUE
	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	
Tubos Cuadrados (mm)	Peso Teórico Calculado (kg / m)											
50 x 50	2,34	3,08	3,80									100
	2,33	3,07	3,80									
60 x 60		3,71	4,59	5,45								100
		3,70	4,58	5,44								
70 x 70		4,34	5,37	6,39								64
		4,32	5,36	6,38								
90 x 90		5,59	6,94	8,28								36
		5,58	6,93	8,26								
100 x 100		6,22	7,73	9,22								36
		6,20	7,71	9,20	12,14		17,75					
120 x 120					14,81							30
135 x 135					16,69		24,58					25
150 x 150					18,58		27,41			40,08		16
200 x 200						30,88		42,70		54,21*		12
220 x 220								47,09		59,86*		12
250 x 250										68,34		9
300 x 300											91,25	4

Estructural Galvanizado A500 Grado C

Estructural Negro A500 Grado C

*Producción bajo pedido

Estructural Galvanizado A500 Grado C

Estructural Negro A500 Grado C

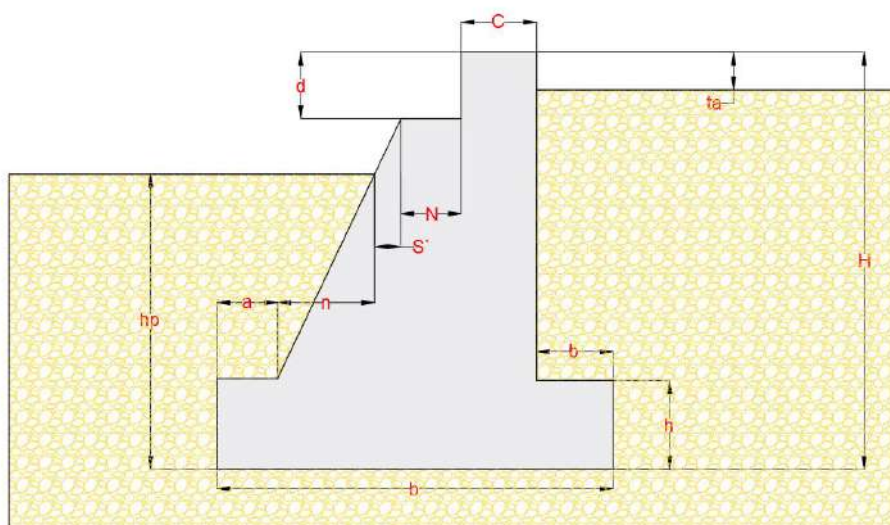
*Producción bajo pedido

Nota:

- El peso de la tubería estructural redonda y cuadrada, puede presentar variaciones debido a las tolerancias de norma.

• Pre- dimensionamiento de Estribos

Figura22. Modelo estribo



Dimensiones del puente
Ancho = 2.5m

Luz = 15m

Cargas sobre estribos = 16.69kpa

Propiedades del suelo

q_r = capacidad ultima del suelo = 150kpa

ϕ = angulo de friccion interna = 30°

c = cohesión del suelo = 0kpa

γ = peso específico del suelo = $18 \frac{kN}{m^3}$

Dimensiones

H= altura del estribo = 2m teórico

B= base total de estribo = 2H = 2*2m = 4m

C= espesor del muro corona = 0.4H = 0.8m

b = longitud del tacon = 0.3H = 0.6m

a = longitud de talon = 0.3H = 0.6m

h = espesor de talon = $\frac{q_r * B}{0.75 f^c} = \frac{150kpa * 4m}{0.75 * 21kpa} = 0.38m$

S° = inclinacion de estribo = $\frac{B}{3} = \frac{4m}{3} = 1.33m$

N = espesor parte superior estribo = 40% del espesor de la base

$N = 0.4 * 0.6m = 0.24m$

n = saliente inferior del estribo = entre 0.1B y 0.15B = 0.1 * 4m = 0.4m

d = altura del dado sobre zapata = Se suele tomar entre 0.3 y 0.4 m. = 0.3m

ta = espesor relleno sobre zapata = 10% * H = 0.1 * 2 = 0.2m

Peso de estribo

w = peso del estribo = volumen * peso especifico del concreto

γ =concreto=24 kN/m³

$V=B*H*1m=(4.0 \times 2.0 \times 1)=8.0 \text{ m}^3$

$w = 8m^3 * \frac{24 \text{ kN}}{m^3} = 192 \text{ kN/m}$

E= empuje lateral del suelo

$$E = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_{\text{suelo}} * H^2 \quad (15)$$

K_a = Rankine

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 2\phi) \quad (16)$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 15^\circ) = \tan^2(30^\circ) = 0.333$$

$$E = \frac{1}{2} * 0.333 * 18 \text{ kN/m}^3 * 2\text{m}^2 = 12 \text{ kN/m}$$

Verificación de estabilidad según factores de seguridad

$$M_{est} = W \text{ peso de estribo} * \frac{B \text{ base de estribo}}{2}$$

$$M_{est} = \frac{192 \text{ kN}}{\text{m}} * \frac{4\text{m}}{2} = 384 \text{ kN}$$

$$M_{vol} = E \text{ empuje del suelo} * \frac{H \text{ altura de estribo}}{3}$$

$$M_{vol} = \frac{12 \text{ kN}}{\text{m}} * \frac{2\text{m}}{3} = 8 \text{ kN}$$

$$F_{sv} = \text{contra volteo} \geq 1.5$$

$$F_{sv} = \frac{\text{Momento estabilizador}}{\text{Momento volcador}}$$

$$F_{sv} = \frac{384 \text{ kN}}{8.0 \text{ kN}} = 48 \geq 1.5$$

$$R = \text{resistencia al deslizamiento}$$

$$= w \text{ peso de estribo} * \tan(\phi \text{ angulo de friccion del suelo})$$

$$R = \frac{192 \text{ kN}}{\text{m}} * \tan(30^\circ) = \frac{192 \text{ kN}}{\text{m}} * 0.577 = 110.9 \text{ kN/m}$$

$$E = \text{empuje lateral del suelo}$$

$$E = \frac{1}{2} * 0.333 * 18 \text{ kN/m}^3 * 2\text{m}^2 = 12 \text{ kN/m}$$

$$F_{sd} = \text{contra deslizamiento} \geq 1.5$$

$$F_{sd} = \frac{110.9 \text{ kN/m}}{12 \text{ kN/m}} = 9.24 \geq 1.5$$

$$F_{sc} = \text{contra capacidad de carga} \geq 3.0$$

$$q_r = \text{capacidad ultima del suelo} = 150\text{kpa}$$

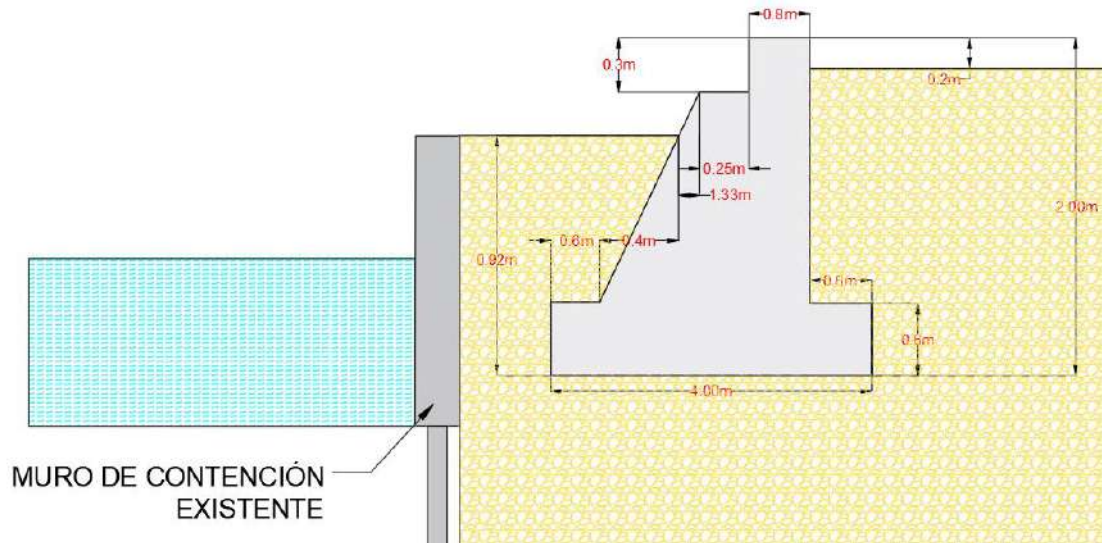
$$q = \text{carga aplicada} = 48\text{kpa}$$

$$F_{sc} = \frac{150\text{kpa}}{48\text{kpa}} = 3.12 \geq 3.0$$

Tabla 7. Verificación por capacidad del suelo

Verificación	Cálculo	Límite mínimo	¿Cumple?
FS volteo	48.0	≥1.5	☒ Sí
FS deslizamiento	9.24	≥1.5	☒ Sí
FS capacidad suelo	3.12	≥3.0	☒ Sí

Figura23. Perfil arquitectónico cimentación

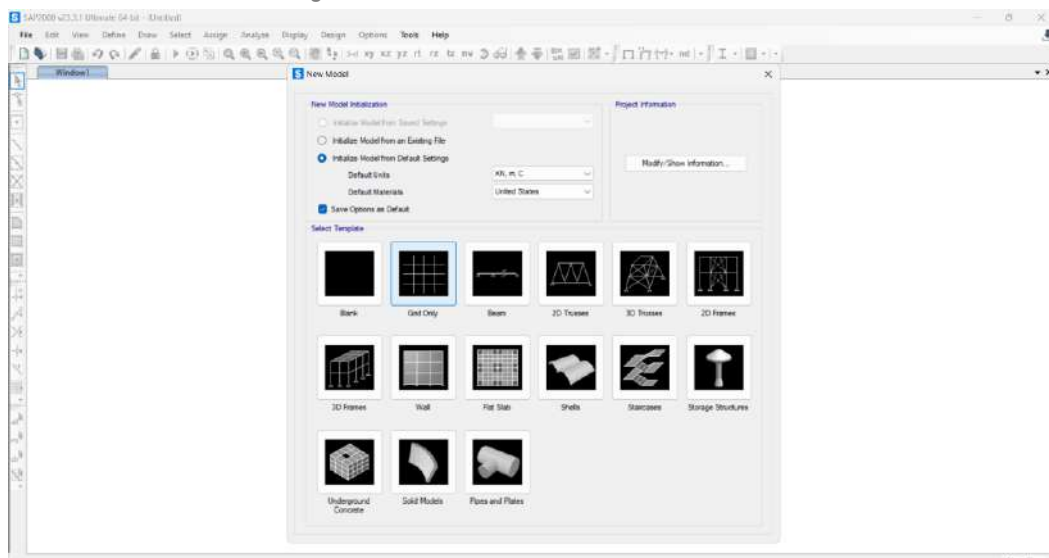


8.5 Modelación estructural

A continuación, se muestra el paso a paso de la modelación estructural del puente peatonal, teniendo en cuenta los datos obtenidos en la etapa de pre - dimensionamiento. Para esta modelación se escoge el programa SAP-2000, software especializado en modelación de estructuras.

1. Se abre un nuevo modelo, se elige las unidades en las que se trabajará y se escoge alguna plantilla. Para este caso, se escogieron unidades internacionales en kN,m,c y una cuadrícula sin plantillas.

Figura24. Proceso de modelación SAP200 N°1



2. A continuación, se ingresan las distancias entre ejes, la longitud del puente, dividida la longitud entre montantes, la longitud transversal del puente y elevación de los cordones.

Figura25. Proceso de modelación SAP2000 N°2

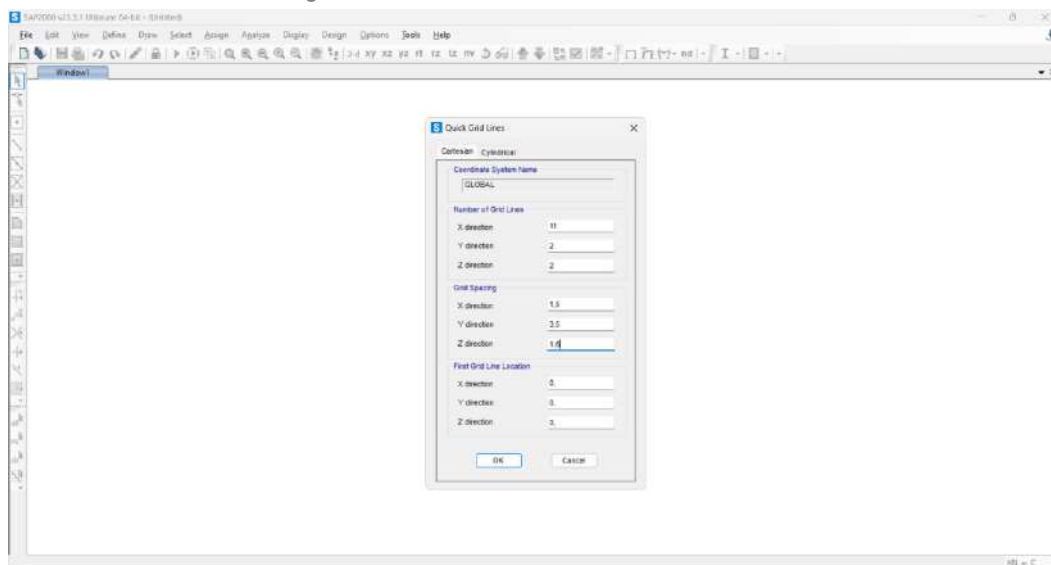
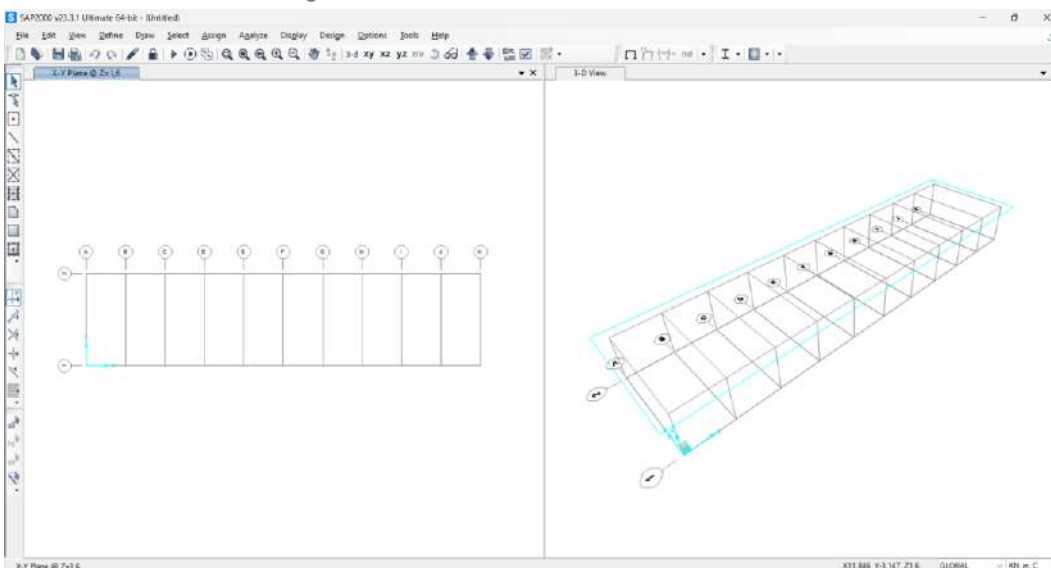
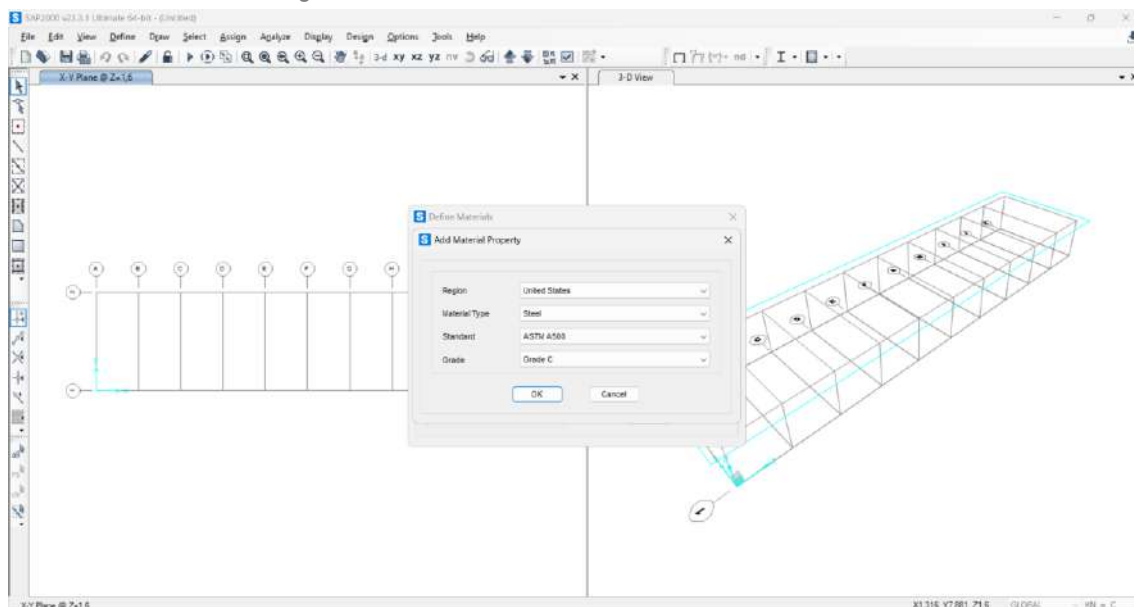


Figura26. Proceso de modelación SAP2000 N°3



3. Se define el material de las secciones. Para este estudio se eligió un acero ASMT A500 grado c, ya que es el tipo de acero que manejan los proveedores en la zona donde se ubica el proyecto.

Figura27. Proceso de modelación SAP2000 N°4



4. Se definen las propiedades de cada sección, cordones con secciones de 120mmx120mm e:4mm, montantes de 100mmx100mm e:2mm, diagonales de 100mmx100mm e:2.5mm y conexiones entre cordones de 150mmx150mm e:4mm, lo anterior se obtiene del pre- dimensionamiento realizado anteriormente.

Figura28. Proceso de modelación SAP2000 N°5

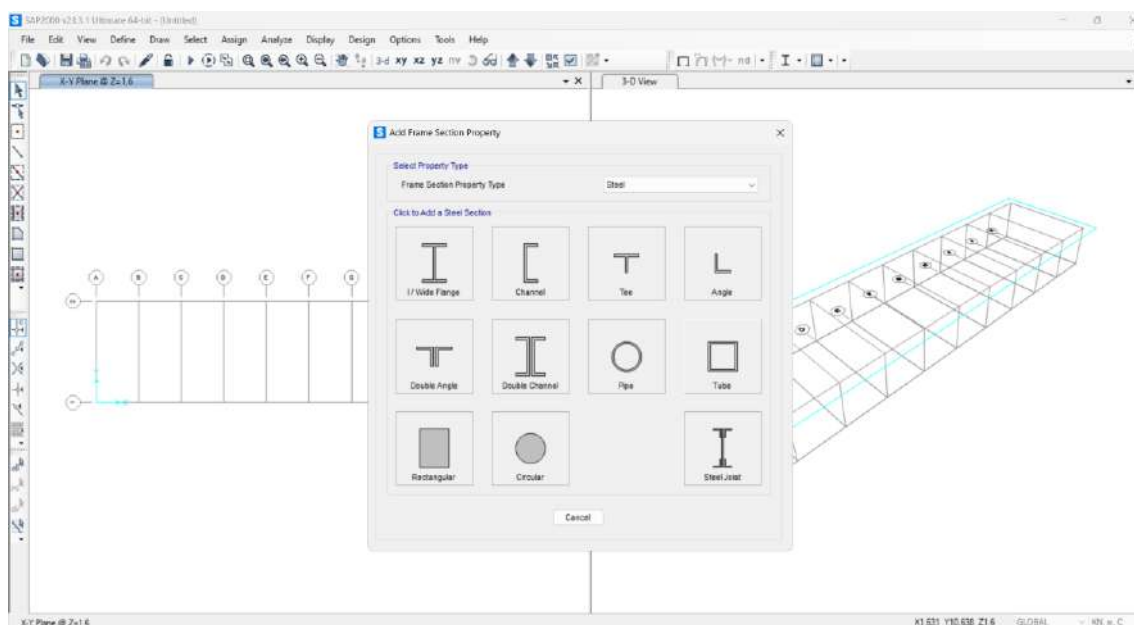
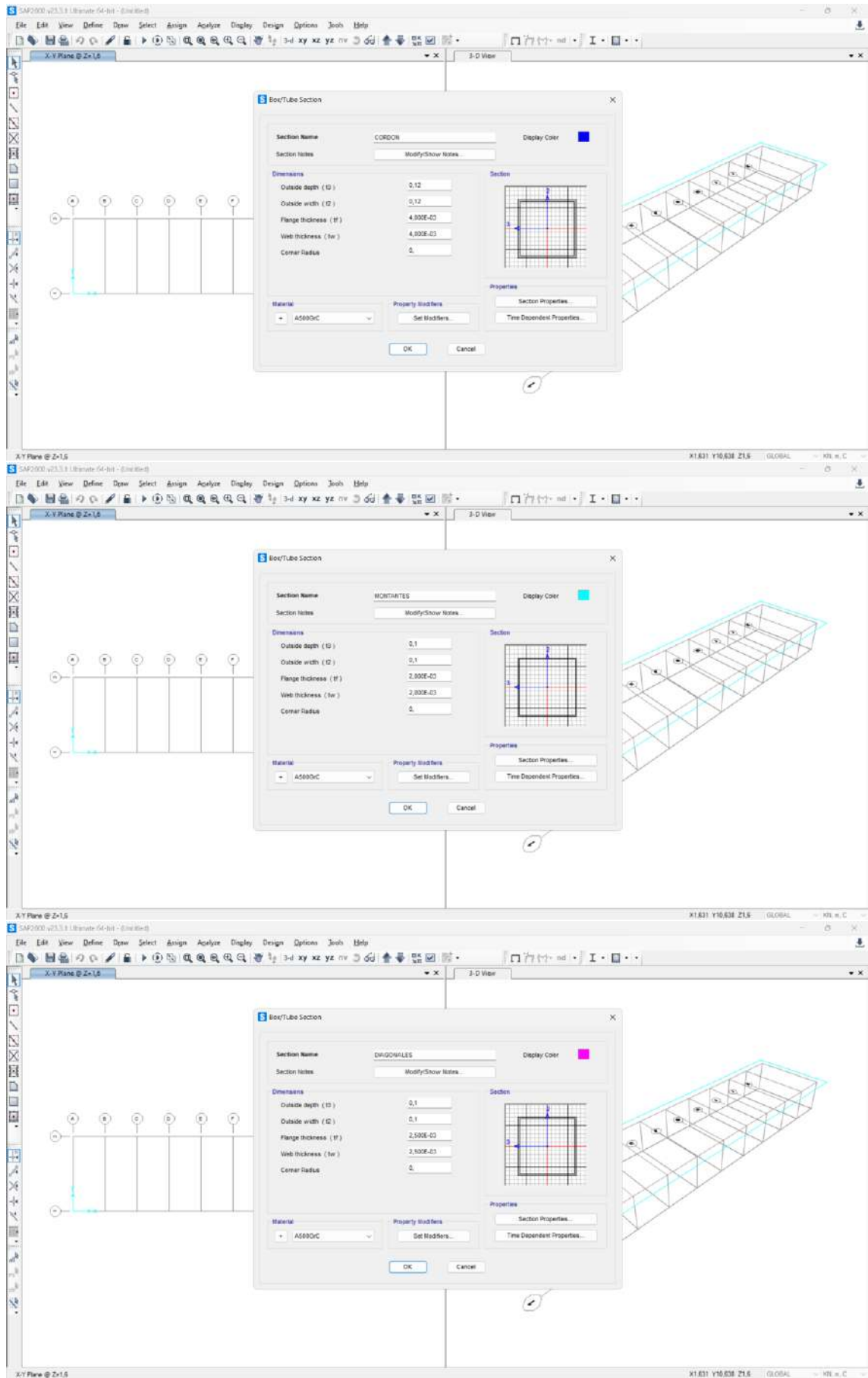
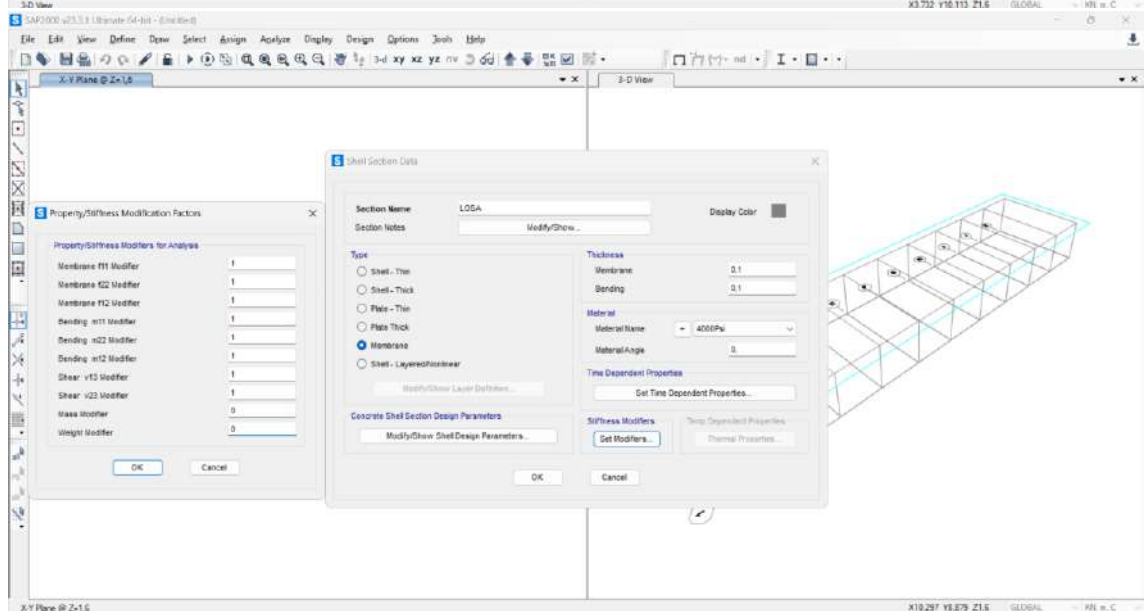
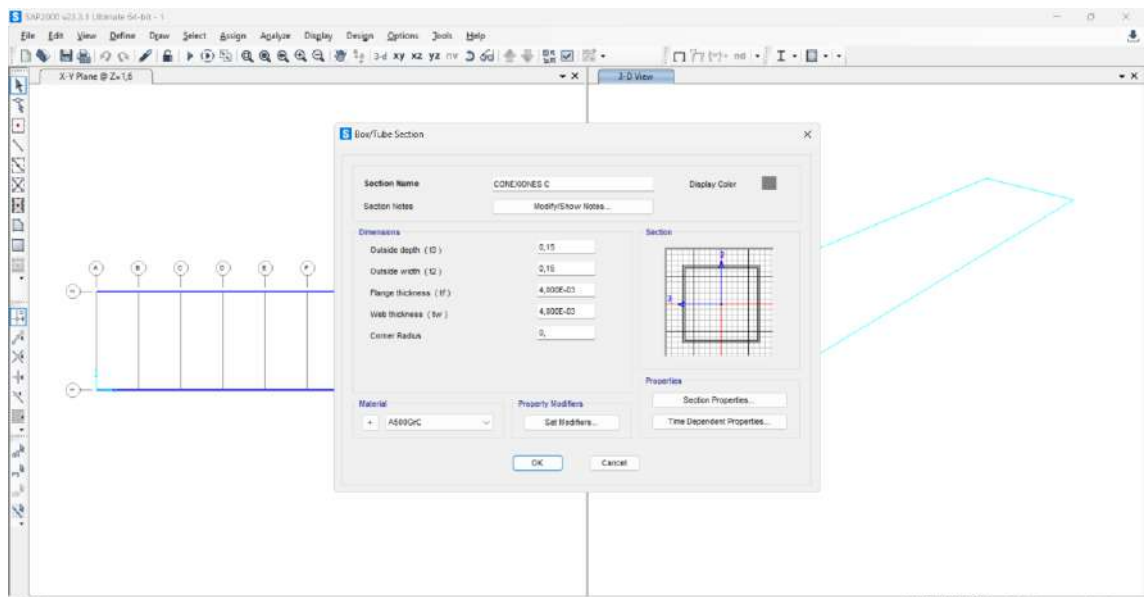


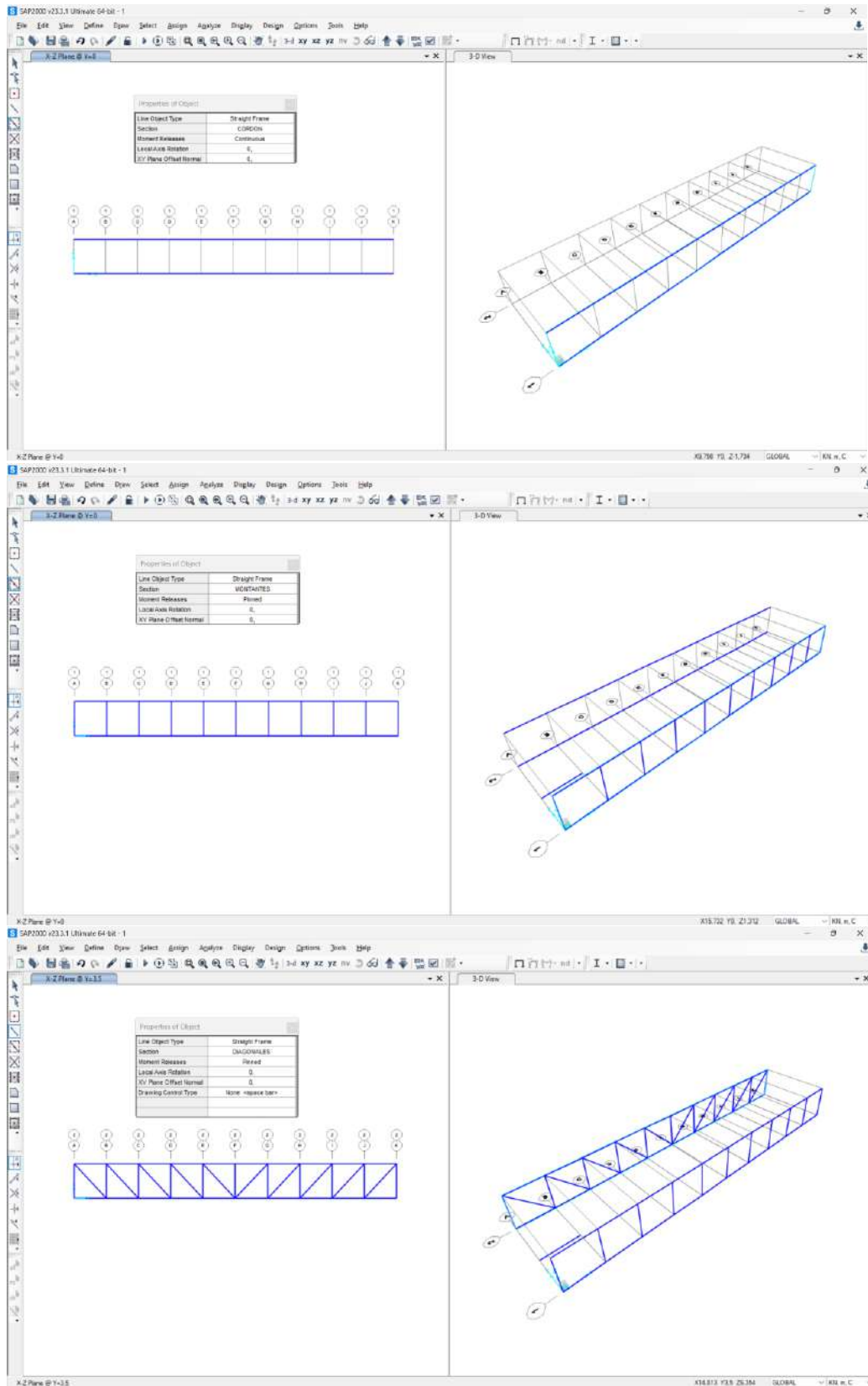
Figura29. Proceso de modelación SAP2000 N°6

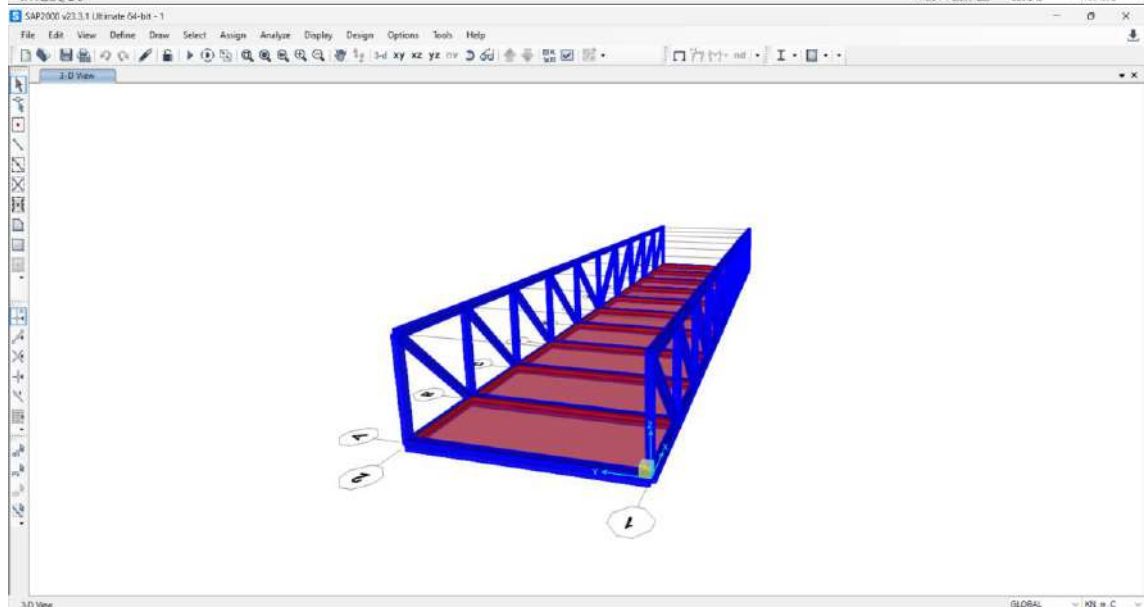
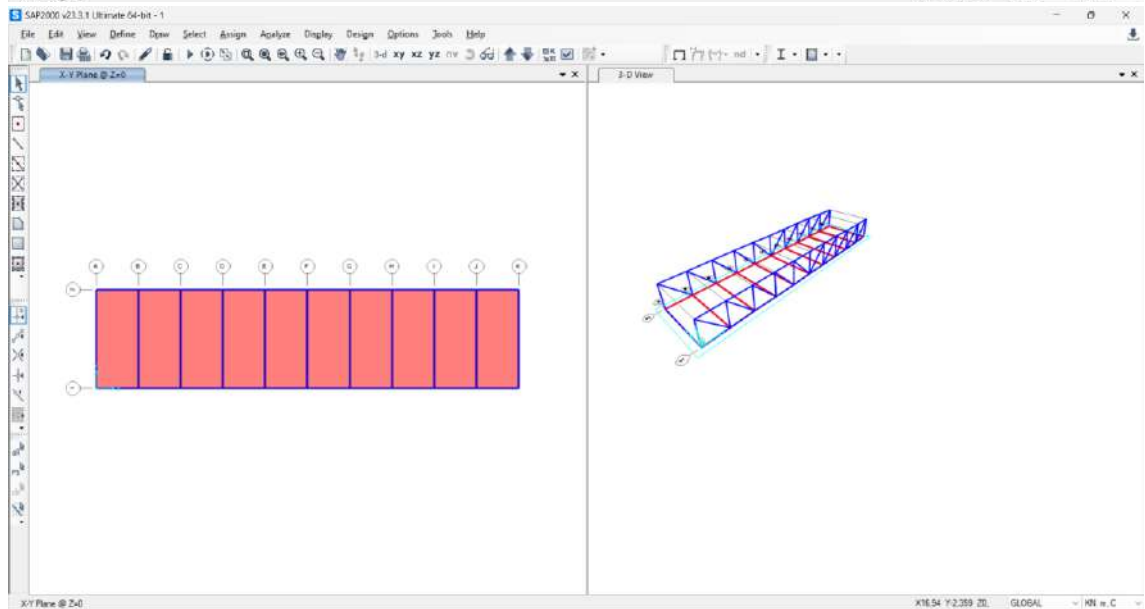
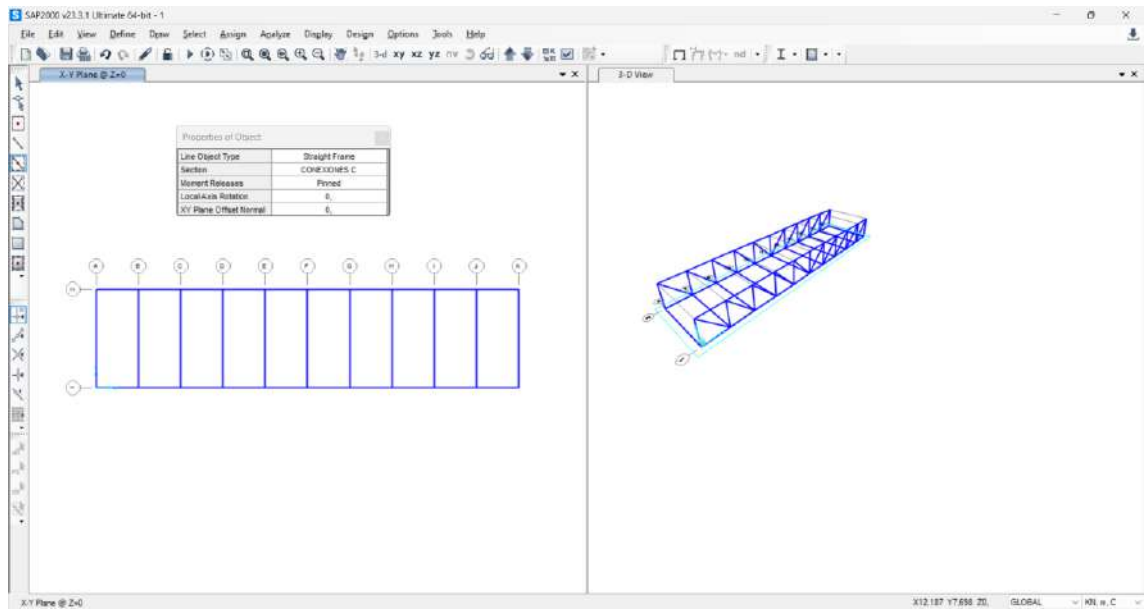




- Una vez creadas las propiedades y secciones de cada elemento del puente, se dibujó los cordones, montantes, diagonales, conexiones y losa.

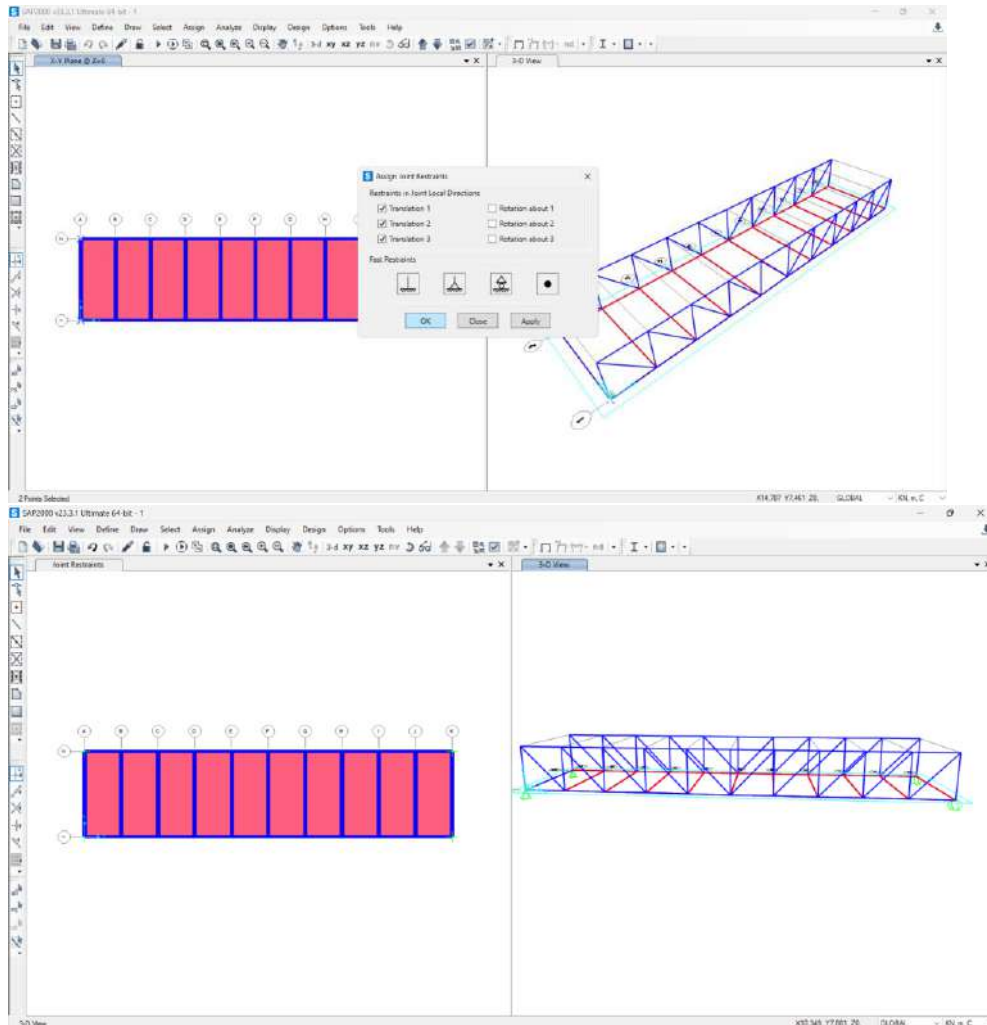
Figura30. Proceso de modelación SAP2000 N°7





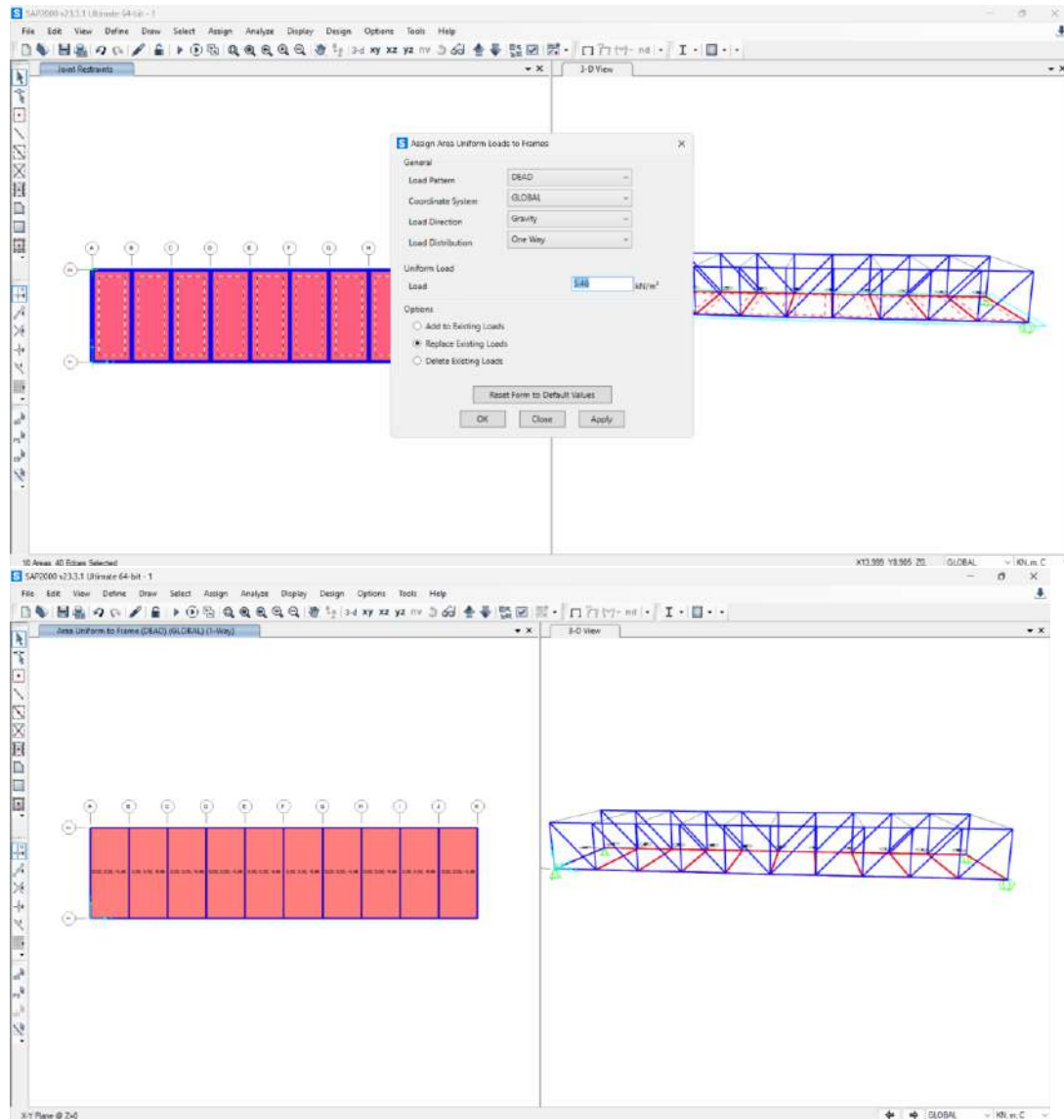
6. Se asignan las restricciones de los apoyos de la estructura del puente, en su mayoría, estos se apoyan sobre estribos, por tanto, las restricciones de los apoyos son tipo 2.

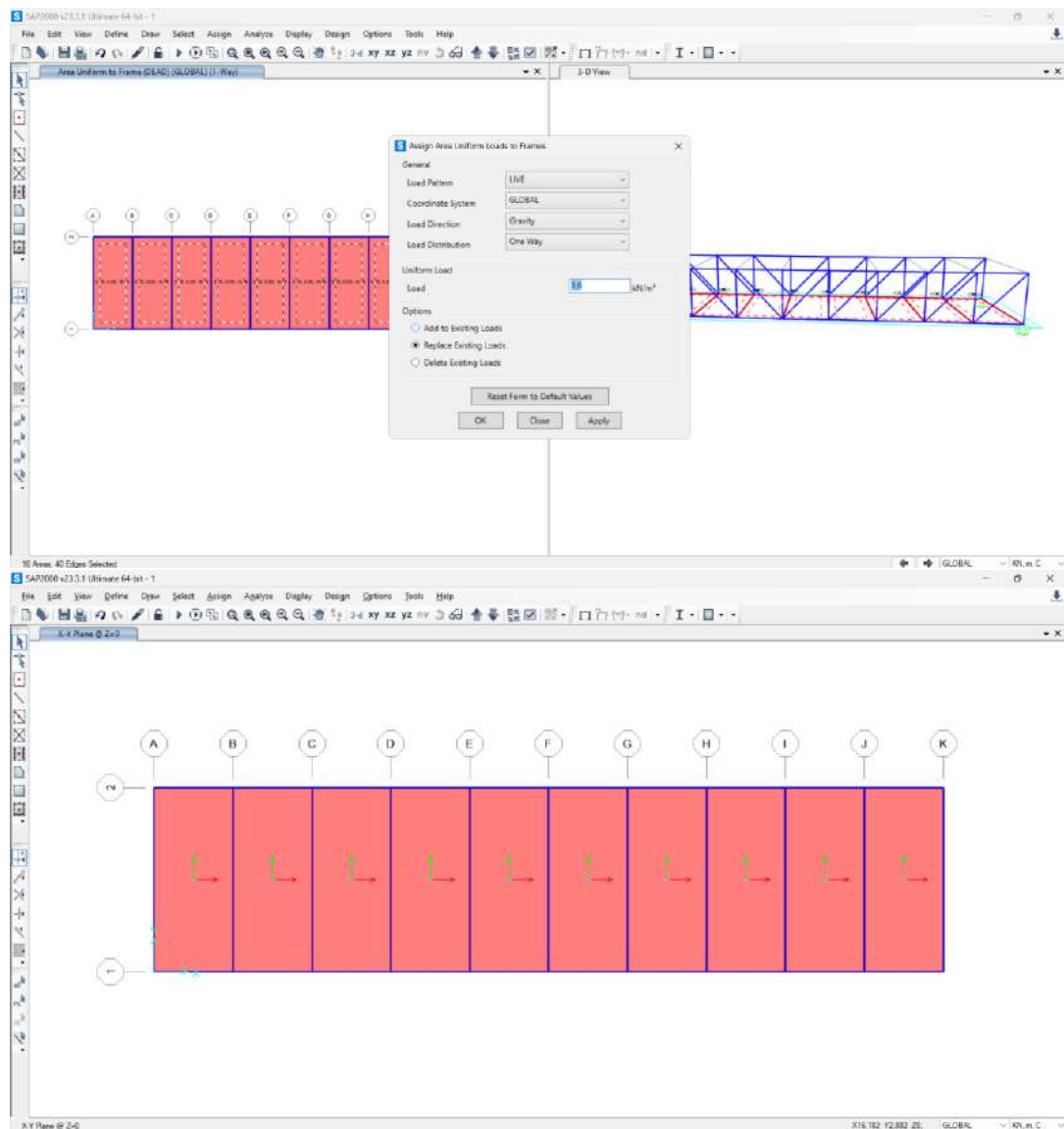
Figura31. Proceso de modelación SAP2000 N°8



7. Se realiza la asignación de cargas sobre la estructura de cargas vivas y muertas que actúan sobre el puente peatonal.

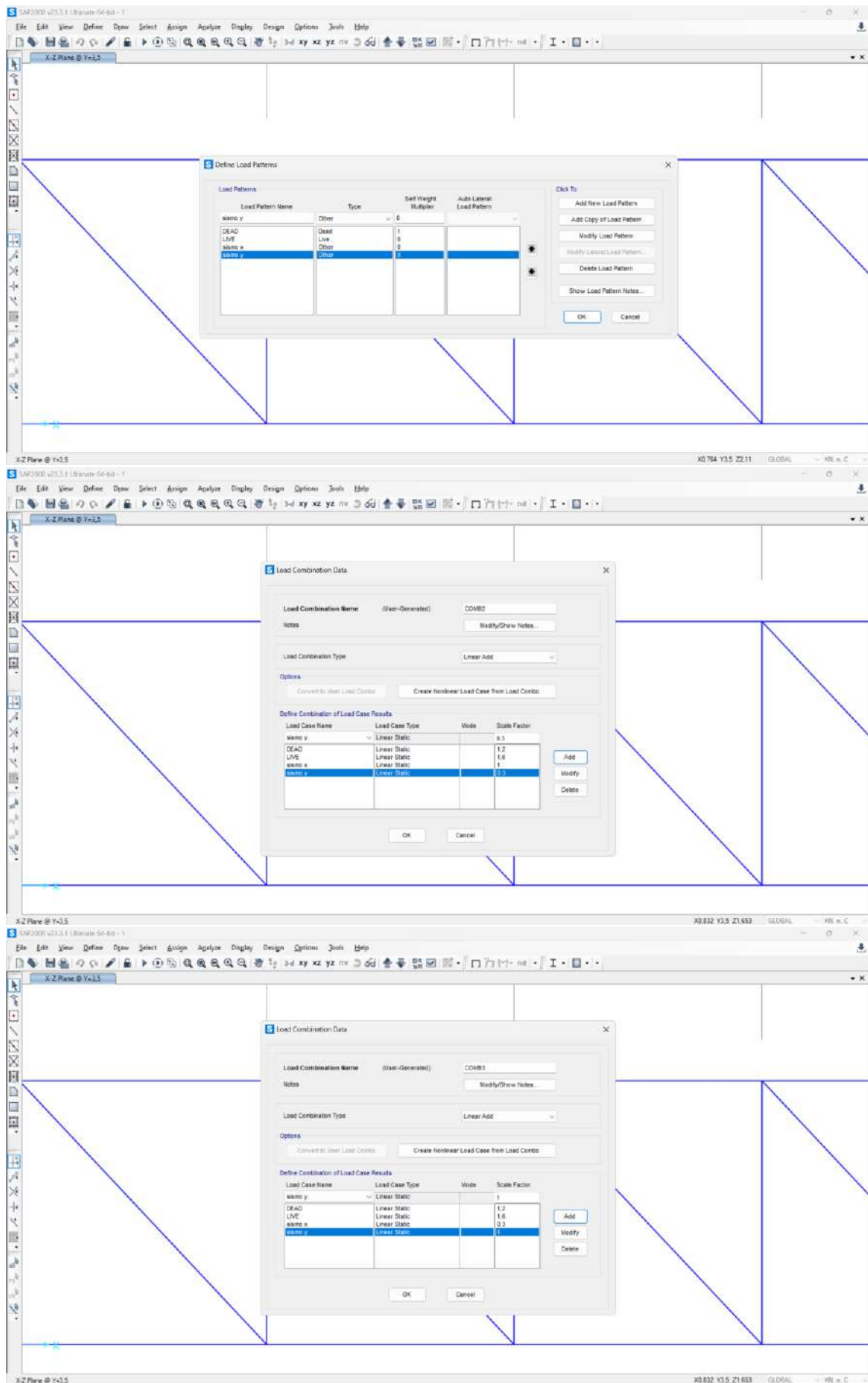
Figura32. Proceso de modelación SAP2000 N°9

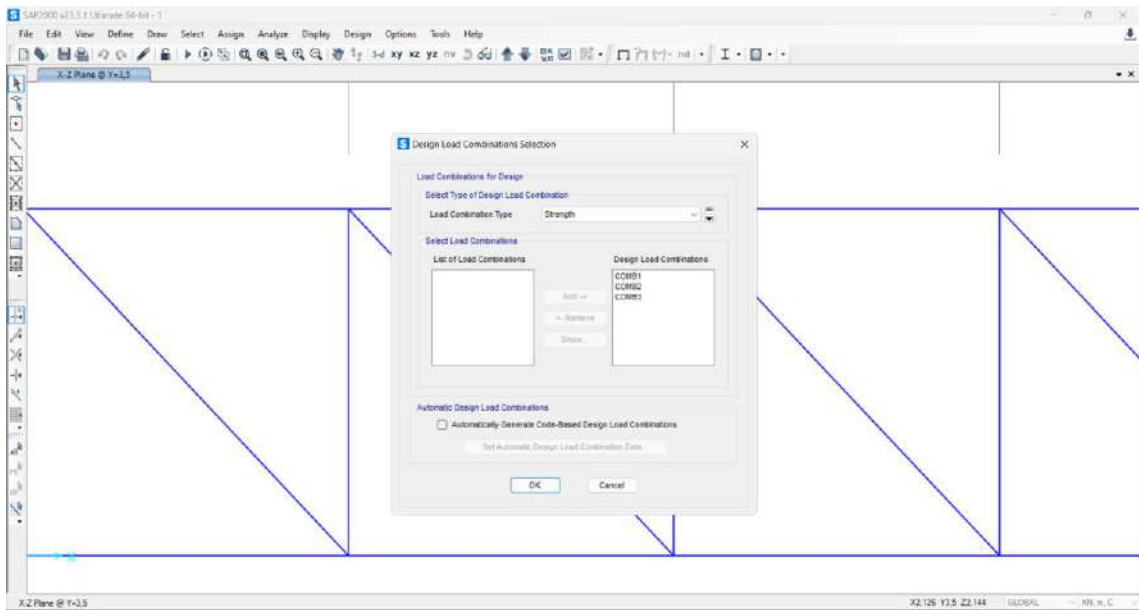




8. Se asignan la combinación de cargas mayoradas como lo exige la norma, con la finalidad de dar factores de seguridad ante las cargas a las que se somete la estructura.

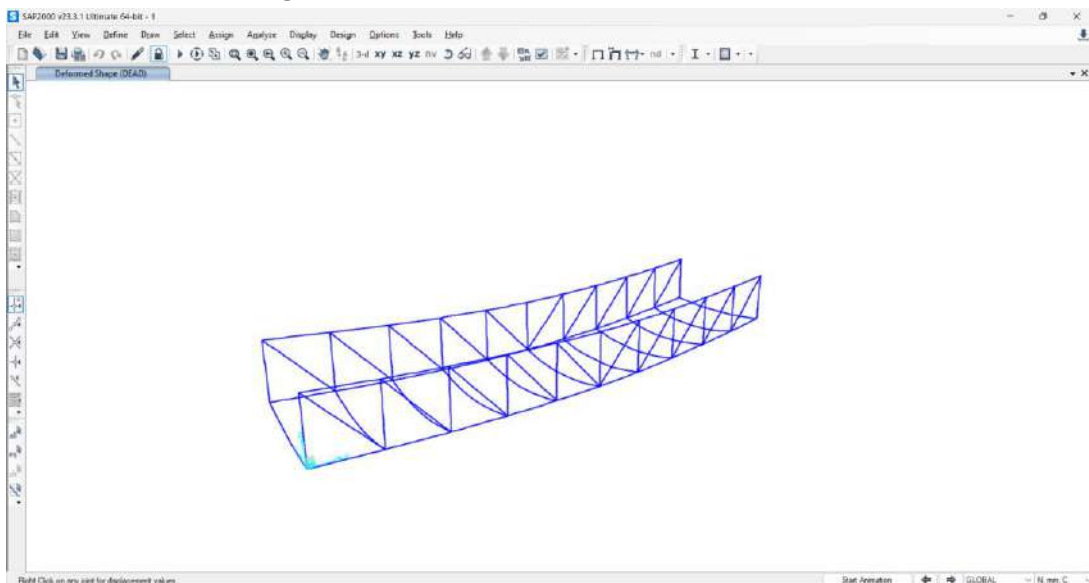
Figura33. Proceso de modelación SAP 2000 N°10



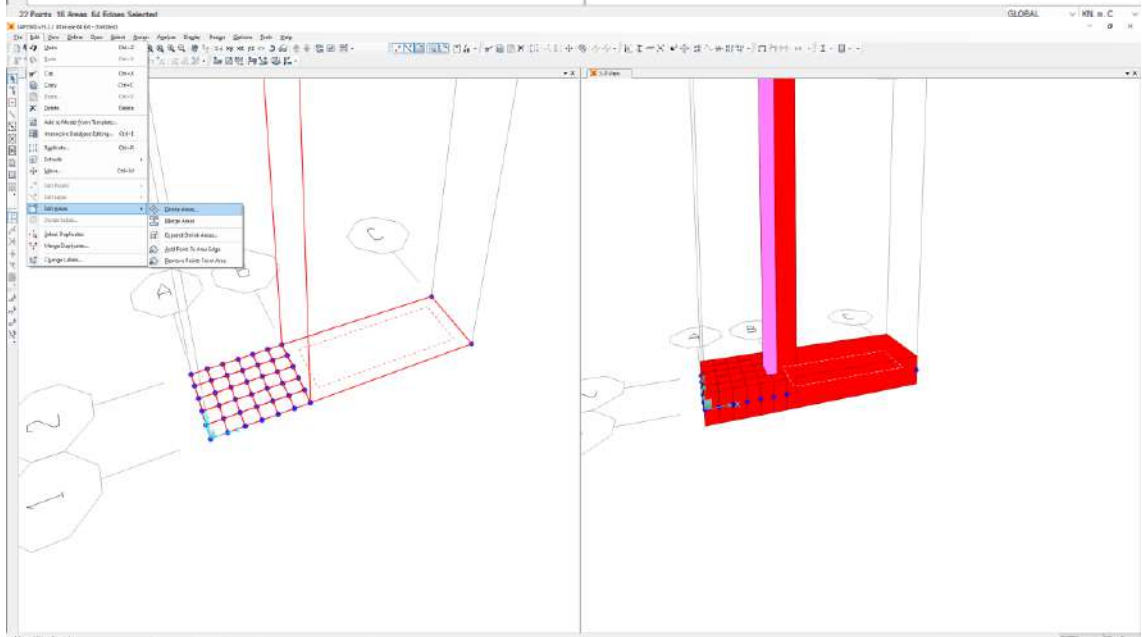
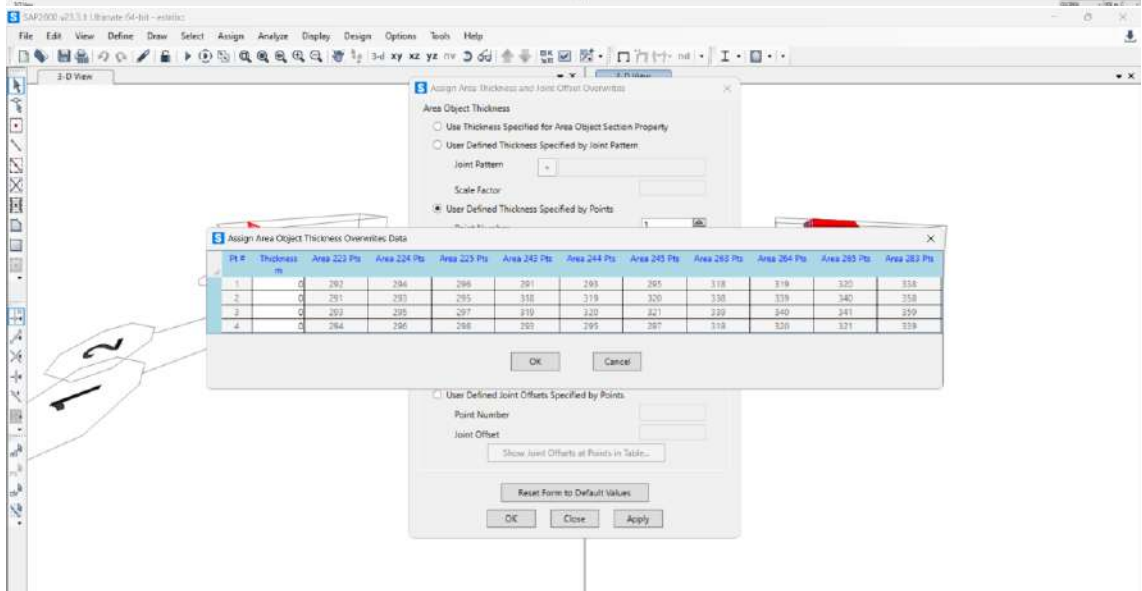
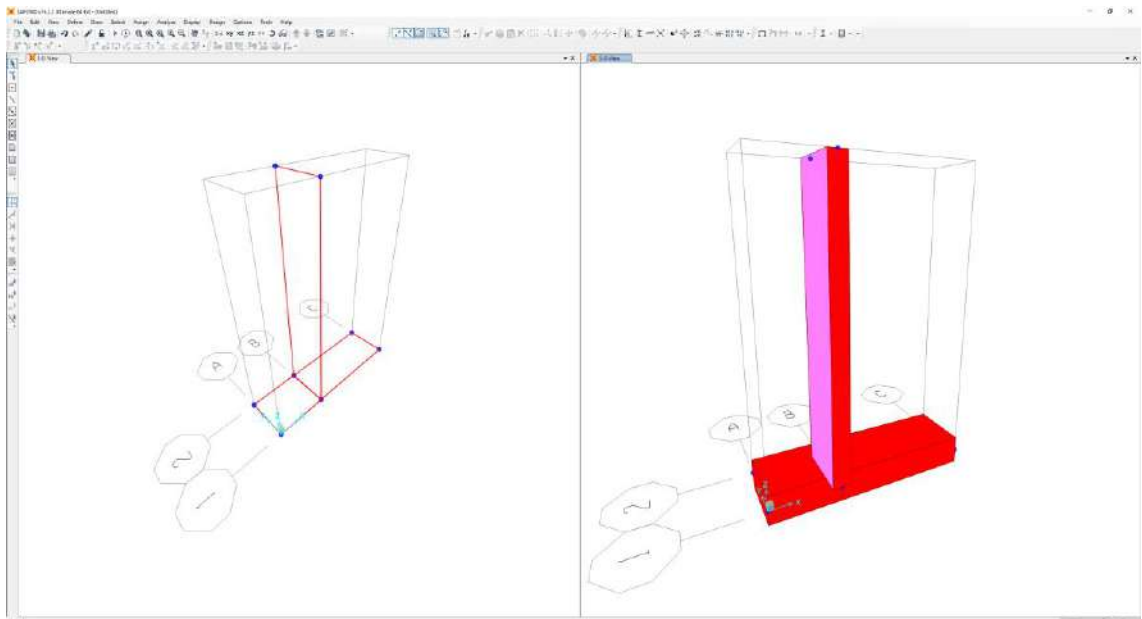


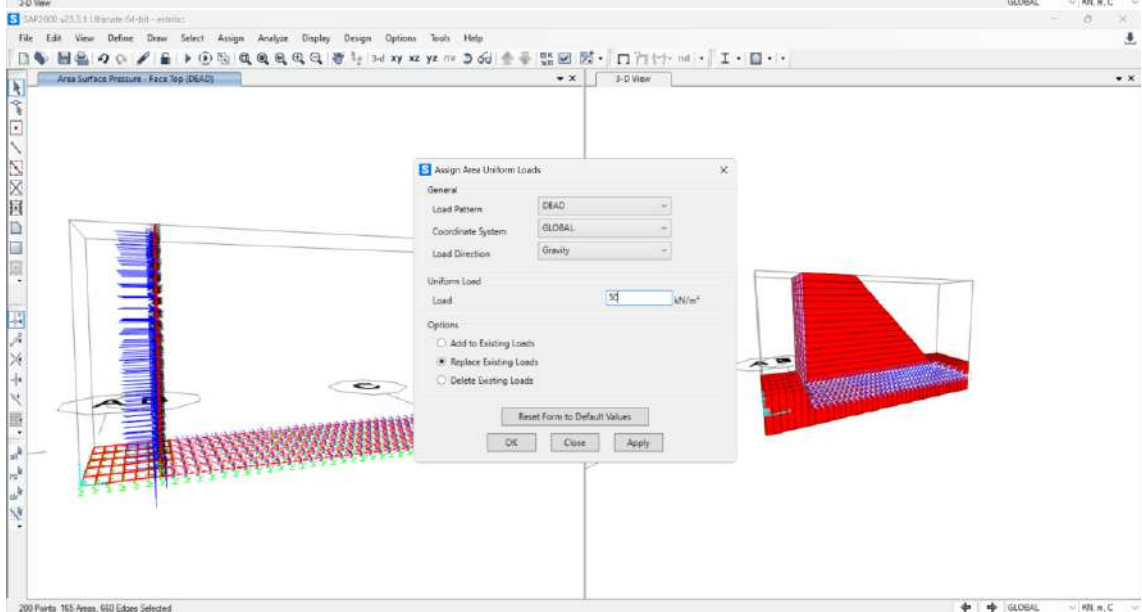
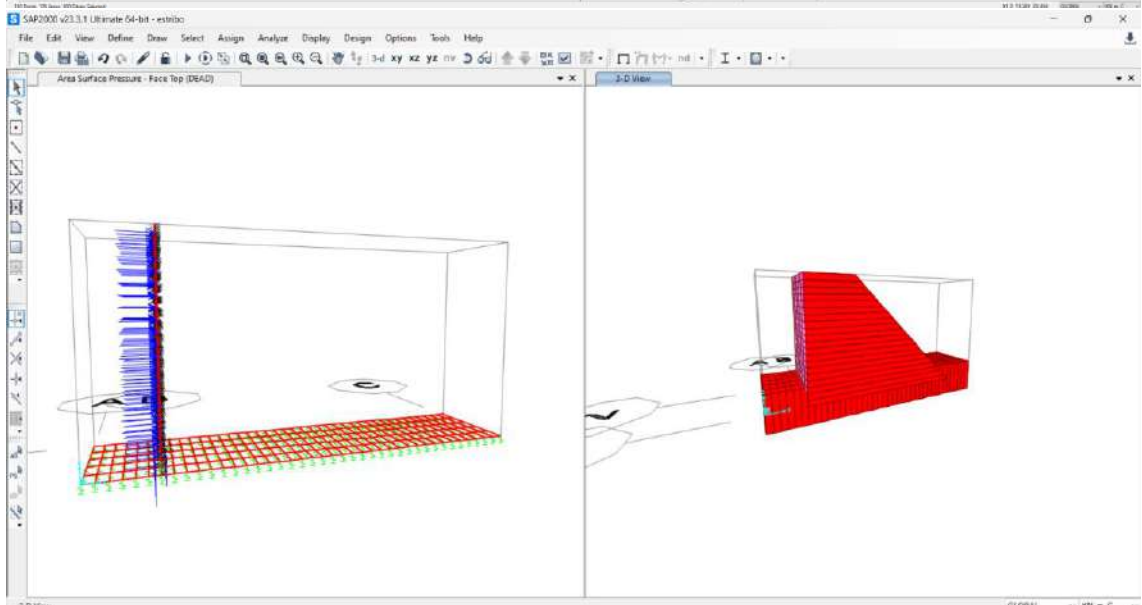
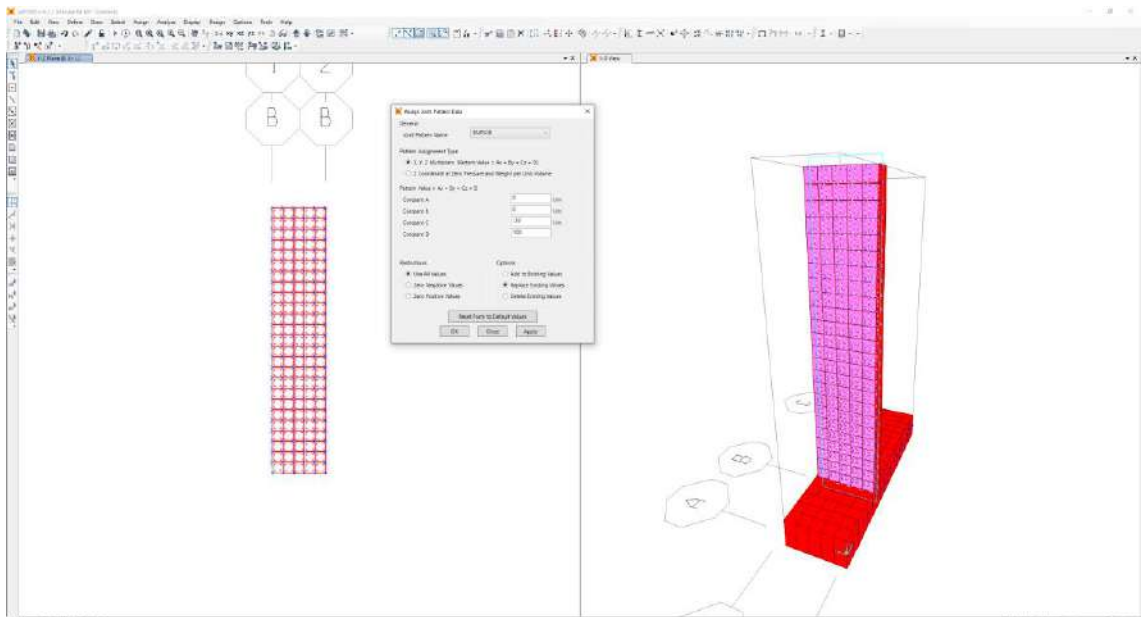
9. Se corre el modelo para verificar que todos los elementos están bien dibujados y se encuentran conectados

Figura34. Proceso de modelación SAP2000 N°11



10. Se realiza la modelación de los estribos del puente según las dimensiones obtenidas en el pre – dimensionamiento.





8.6 Análisis y diseño estructural

A continuación, se verifican los datos obtenidos de la modelación estructural en el programa SAP2000 y se determina si algún elemento está sometido a algún sobreesfuerzo.

Figura36. Criterios de cargas CCP-14

A falta de otros criterios, los siguientes límites pueden considerarse para deflexiones de puentes vehiculares de acero, aluminio, y/o concreto:

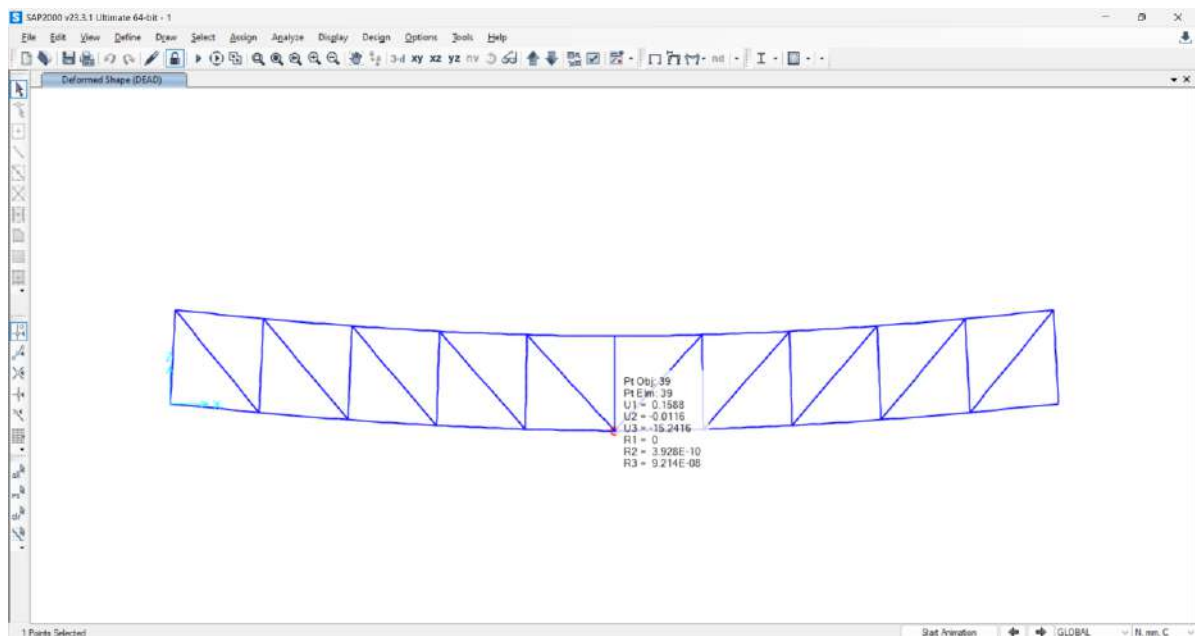
- Carga vehicular, general Luz/800
- Carga vehicular y peatonal Luz/1 000
- Carga vehicular en voladizos Luz/300, y
- Carga vehicular y peatonal en voladizos Luz/375

d = deformación máxima para puentes peatonales

$$d = \frac{l_{\text{puente}}}{800} = \frac{15m * 1000mm}{800} = 18.75mm$$

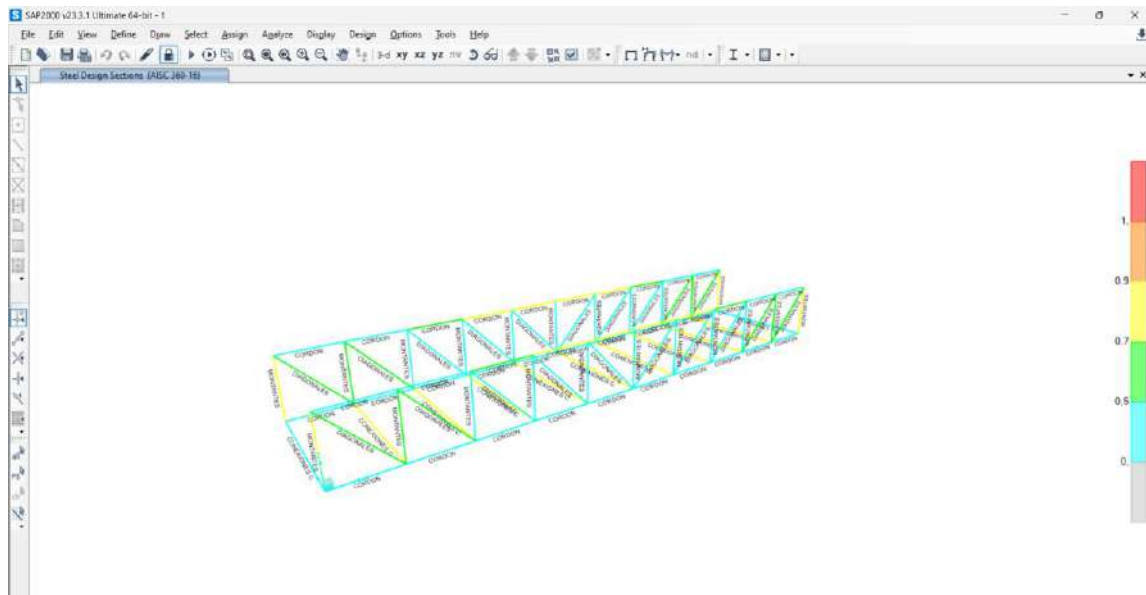
Se determina que la deformación máxima establecida por la CCP-14 es de 18.75mm para la luz de 15m del puente en diseño y la deformación obtenida en la modelación fue de 15.24mm.

Figura37. Deformación de montantes



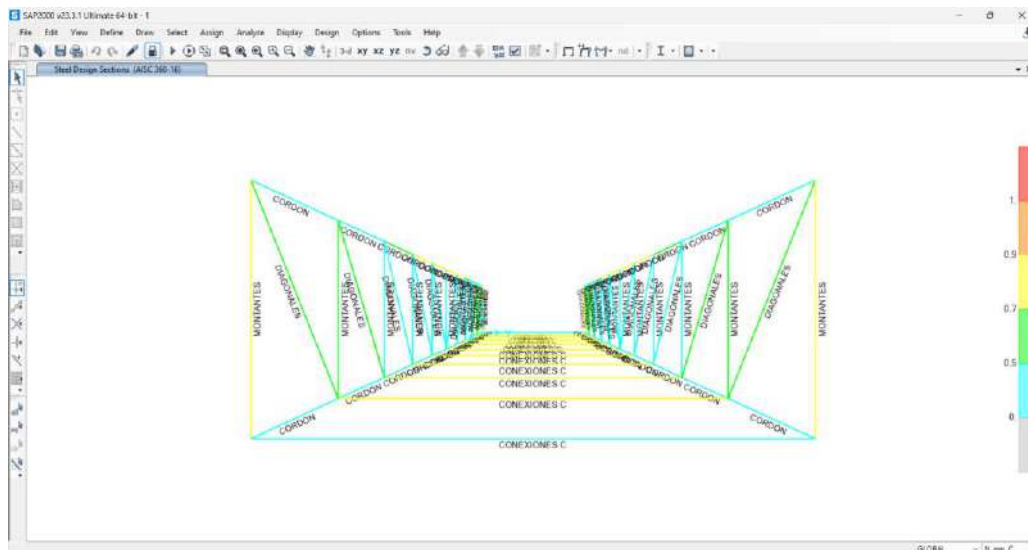
Se realiza el diseño de cada elemento mediante la opción de diseño de SAP2000, la cual proporciona el porcentaje esfuerzo al que se somete cada sección, adicional el programa muestra cada elemento por colores, estos representan lo anterior mencionado siendo el azul el más seguro y el rojo el menos seguro, cabe aclarar que si la sección está en rojo no es indicador que el elemento esté fallando.

Figura38. Estado de esfuerzos



Los resultados de las conexiones entre cordones inferiores están trabajando a un 85% para la combinación N.º 2 de la capacidad última de la sección y se encuentra trabajando a compresión.

Figura39. Esfuerzos de conexiones



Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Frame ID: 98 Analysis Section: CONEXIONES C
 Design Code: AISC 360-16 Design Section: CONEXIONES C

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
COMB1	3000,	0,267 (C)	= 0, + 0,267 + 0,	0,069	0,
COMB1	3500,	0, (C)	= 0, + 0, + 0,	0,097	0,
COMB2	0,	0, (C)	= 0, + 0, + 0,	0,155	0,
COMB2	500,	0,426 (C)	= 0, + 0,425 + 0,	0,11	0,
COMB2	1000,	0,71 (C)	= 0, + 0,709 + 0,	0,066	0,
COMB2	1500,	0,851 (C)	= 0, + 0,85 + 0,	0,022	0,
COMB2	2000,	0,851 (C)	= 0, + 0,85 + 0,	0,022	0,

Modify/Show Overwrites Display Details for Selected Item Display Complete Details

Overwrites Details Tabular Data

☒ Strength ☐ Deflection OK Cancel Stylesheet: Default Table Format File

Los resultados de los cordones están trabajando a un 78% para la combinación N.º 2 de la capacidad última de la sección y se encuentra trabajando a compresión, en el pre - dimensionamiento se calculó un 90% de la capacidad última, pero se evidencia que la sección está trabajando a un porcentaje menor de lo previsto.

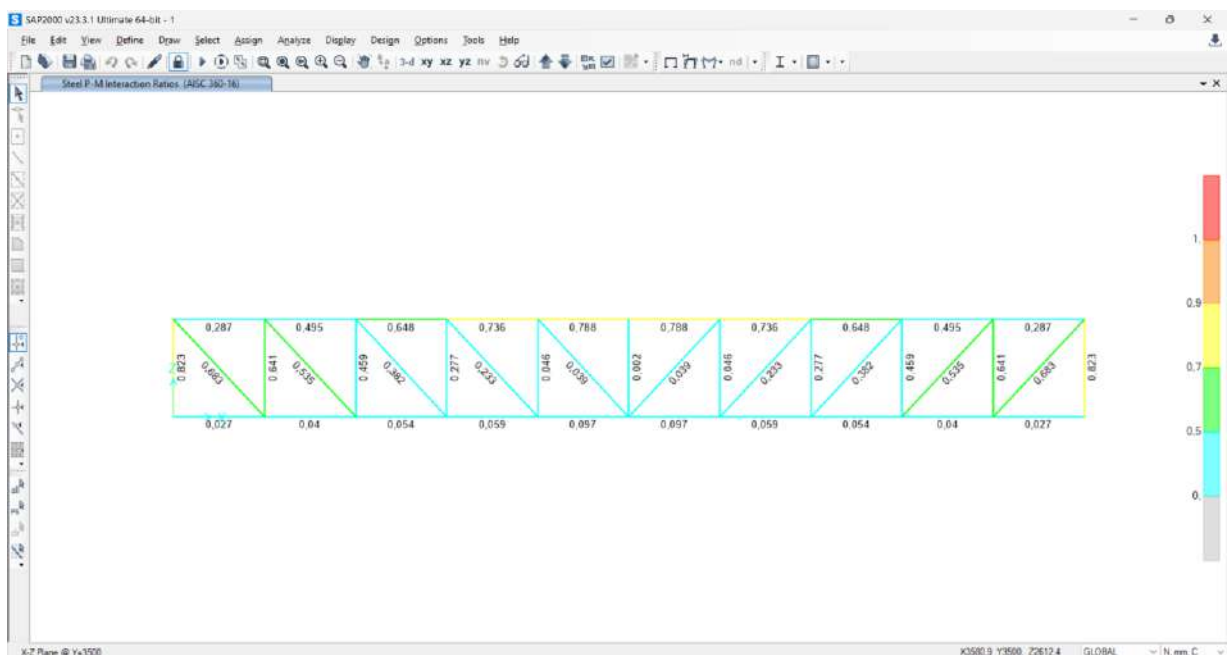


Tabla 8. Resultados de diseño de cordones SAP2000

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Frame ID

25

Analysis Section

CORDON

Design Code

AISC 360-16

Design Section

CORDON

COMBO ID

STATION LOC

----MOMENT RATIO

INTERACTION CHECK =

AXL + B-MAJ + B-MIN

MAJ-SHR

MIN-SHR

Ratio

Ratio

COMB1

500,

0,492 (C)

=

0,468 + 0,024 + 0,

0,003

0,

COMB1

1000,

0,499 (C)

=

0,468 + 0,031 + 0,

0,002

0,

COMB1

1500,

0,504 (C)

=

0,468 + 0,036 + 0,

0,001

0,

COMB2

0,

0,755 (C)

=

0,73 + 0,025 + 0,

0,004

0,

COMB2

500,

0,768 (C)

=

0,73 + 0,038 + 0,

0,004

0,

COMB2

1000,

0,779 (C)

=

0,73 + 0,048 + 0,

0,003

0,

COMB2

1500,

0,788 (C)

=

0,73 + 0,058 + 0,

0,003

0,

Modify/Show Overwrites

Overwrites

Display Details for Selected Item

Details

Display Complete Details

Tabular Data

Strength

Deflection

OK

Cancel

Stylesheet: Default

Table Format File

Cordon

Momento de Diseño

Cu

12,92

Kpa

W

678,3

kN

Wi

339,15

kN

W/m

22,61

kN/m

Mu

635,91

kN*m

SECCIÓN

b

120

mm

e

4

mm

Propiedades de sección

As

18,56

cm2

Peso u

14,57

kg/m

Ix

416,73

cm4

rx

4,74

cm

It

204102,59

cm4

Capacidad a Flexión

Mr

704,15

kN*m

D/C

0.90

CUMPLE

Los resultados de los montantes están trabajando a un 82% para la combinación N.º 2 de la capacidad última de la sección y se encuentra trabajando a compresión, en el pre - dimensionamiento se calculó un 86% de la capacidad última, pero se evidencia que la sección está trabajando a un porcentaje mayor de lo previsto.

Tabla 9. Resultado de diseño de montantes SAP2000

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Frame ID

53

Design Code

AISC 360-16

Analysis Section

MONTANTES

Design Section

MONTANTES

COMBO ID

STATION LOC

----MOMENT RATIO

INTERACTION CHECK =

AXL + B-MAJ + B-MIN

MAJ-SHR

MIN-SHR

COMB1

0,

0,528 (C)

=

0,528 + 0, + 0,

0,

0,

COMB1

800,

0,528 (C)

=

0,528 + 0, + 0,

0,

0,

COMB1

1600,

0,527 (C)

=

0,527 + 0, + 0,

0,

0,

COMB2

0,

0,823 (C)

=

0,823 + 0, + 0,

0,

0,

COMB2

800,

0,823 (C)

=

0,823 + 0, + 0,

0,

0,

COMB2

1600,

0,822 (C)

=

0,822 + 0, + 0,

0,

0,

Modify/Show Overwrites

Overwrites

Display Details for Selected Item

Details

Display Complete Details

Tabular Data

Strength

Deflection

OK

Cancel

Stylesheet: Default

Table Format File

Montantes

seccion

b

100

mm

e

2

mm

Propiedades de seccion

As

7,84

cm2

Peso u

6,1544

kg/m

Ix

125,54

cm4

rx

4,00

cm

Carga axial de diseño

Pu1

169,58

kN

Capacidad a pandeo lateral

L

1,36

m

fe

1708,97

Mpa

Pr

223,71

kN

D/C

0.76

CUMPLE

Los resultados de las diagonales están trabajando a un 68% para la combinación N.º 2 de la capacidad última de la sección y se encuentra trabajando a tensión como se dispuso en el diseño, en el pre - dimensionamiento se calculó un 77% de la capacidad última, pero se evidencia que la sección está trabajando a un porcentaje menor de lo previsto.

Tabla 10. Resultado de diseño de diagonales SAP2000

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Frame ID

84

Design Code

AISC 360-16

Analysis Section

DIAGONALES

Design Section

DIAGONALES

COMBO ID

STATION

LOC

----MOMENT INTERACTION CHECK----

MAJ-SHR

MIN-SHR

LOC

RATIO

RATIO

COMB1	0,	0,436 (T)	=	0,436	+	0,	+	0,	0,	0,
COMB1	1096,59	0,44 (T)	=	0,435	+	0,004	+	0,	0,	0,
COMB1	2193,17	0,435 (T)	=	0,435	+	0,	+	0,	0,	0,
COMB2	0,	0,68 (T)	=	0,68	+	0,	+	0,	0,	0,
COMB2	1096,59	0,683 (T)	=	0,68	+	0,004	+	0,	0,	0,
COMB2	2193,17	0,679 (T)	=	0,679	+	0,	+	0,	0,	0,

Modify/Show Overwrites

Display Details for Selected Item

Display Complete Details

Overwrites

Details

Tabular Data

Strength

Deflection

OK

Cancel

Stylesheet: Default

Table Format File

Diagonales

seccion

b

100

mm

e

2,5

mm

Propiedades de seccion

As

9,75

cm2

Peso u

7,65

kg/m

Ix

154,58

cm4

rx

3,98

cm

Carga axial de diseño

Pu2

232,44

kN

Capacidad a pandeo lateral

L

2,19

m

fe

650,62

Mpa

pr

242,48

kN

D/C

0,96

CUMPLE

Capacidad a la Tension

Pr

302,74

kN

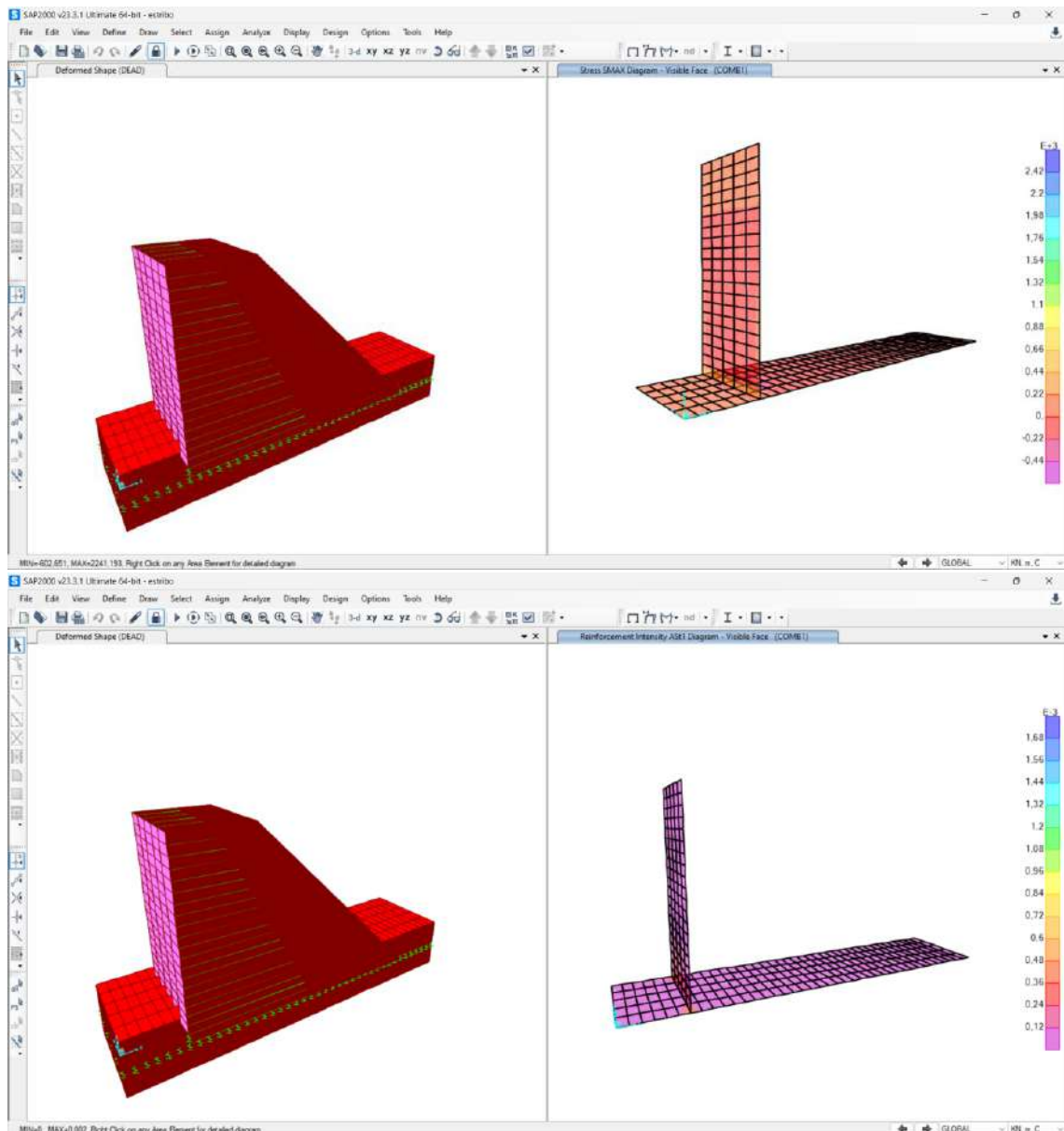
D/C

0,77

CUMPLE

Se realiza la modelación del estribo del puente por elemento finitos, teniendo en cuenta el pre – dimensionamiento y las cargas del puente y de empuje del suelo obtenidas previamente, se puede concluir que el estrés máximo por deformación a flexión y esfuerzo máximo del material se encuentran por debajo del 50% de su capacidad máxima.

Figura40. Esfuerzo de estribos



A continuación, se realizará el diseño para el refuerzo de acero requerido en el estribo, ya que el muro tiene un comportamiento similar a una placa en voladizo apoyada sobre una base y sometida a un empuje lateral del suelo. El momento máximo a soportar es:

$$Mu = \frac{Ka * \gamma * H^3}{6} = \frac{0.333 * 18 * 2^3}{6} = 3.99 \text{ kN/m}$$

Una vez obtenida, la carga última se multiplica por un factor de seguridad denominado en la NSR-10 como factor de mayoración de carga de 1.4.

$$Mu = 1.4 * 3.99 \text{ kN/m} = 5.59 \text{ kN/m}$$

Se calcular el área de acero de refuerzo requerido para el muro:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * d * (f_y)} = \frac{5.59 \times 10^6}{0.9 * 0.7 * 420 \times 10^6} = 0.0211 m^2 = 211 mm^2$$

Se adoptan una parrilla con aceros #4 ($\phi=12.7$ mm) cada 20 cm doble cara y se procede a calcular el área de acero requerido para la zapata o base del estribo, ya que este se encuentra sometido a momentos negativos resultantes de la reacción del suelo y del empuje vertical del muro.

$$Mu = \frac{q * a^2}{2} = \frac{150 * 0.6^2}{2} = 27 \text{ kN/m}$$

Nuevamente, se multiplica por un factor de seguridad denominado en la NSR-10 como factor de mayoración de carga de 1.4.

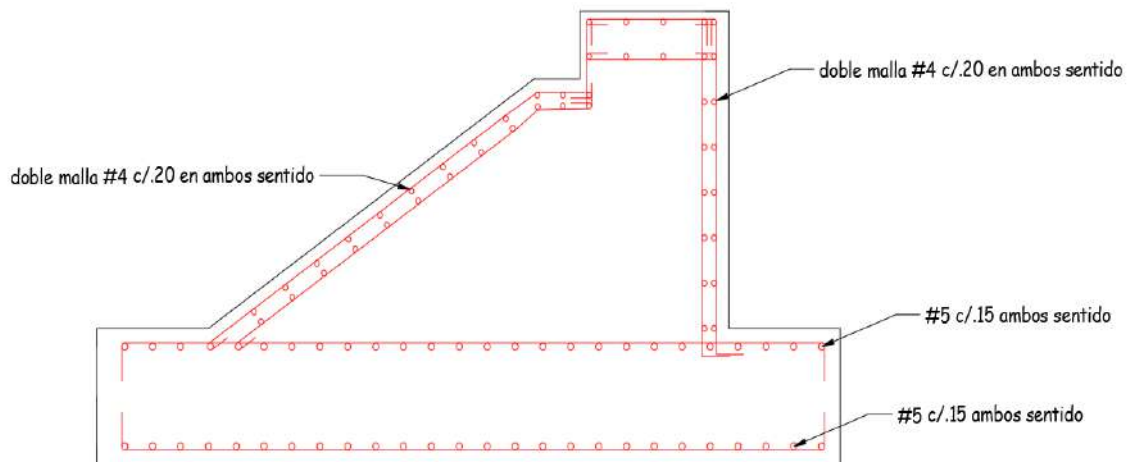
$$Mu = 1.4 * 3.99 \text{ kN/m} = 37.8 \text{ kN/m}$$

Se calcular el área de acero de refuerzo requerido para la zapata:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * d * (f_y)} = \frac{5.59 \times 10^6}{0.9 * 0.32 * 420 \times 10^6} = 0.314 m^2 = 314 mm^2$$

Se adopta una parrilla con aceros #5 ($\phi=15.9$ mm) cada 15 cm.

Figura41. Acero de refuerzo de estribos

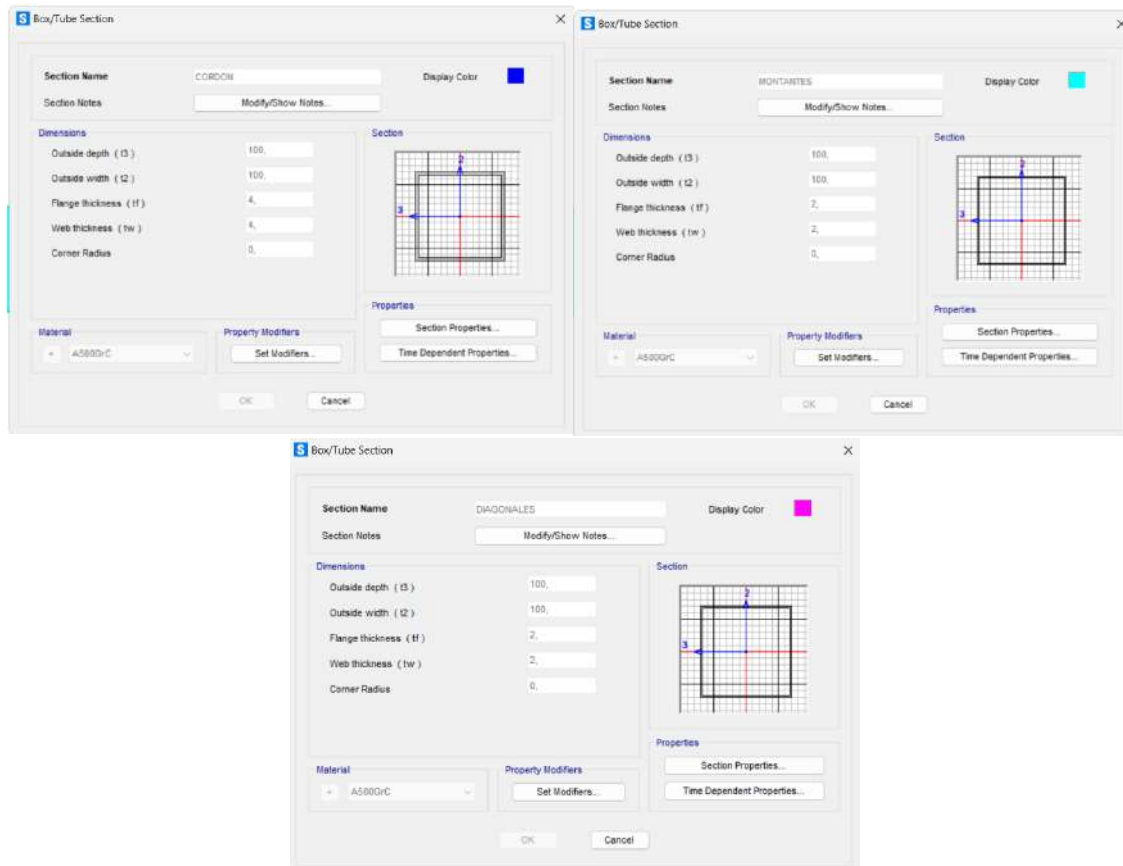


8.7 Optimización al diseño

Como se evidencia en todas las secciones pre - dimensionadas y modeladas en el diseño estructural están cumpliendo con la capacidad última de cada elemento, sin embargo, se evidencian secciones sobredimensionadas que podrían ser diseñadas nuevamente con la finalidad de reducir las capacidades, cantidad y costos del material aun cumpliendo con las normas establecidas y las capacidades últimas de cada sección.

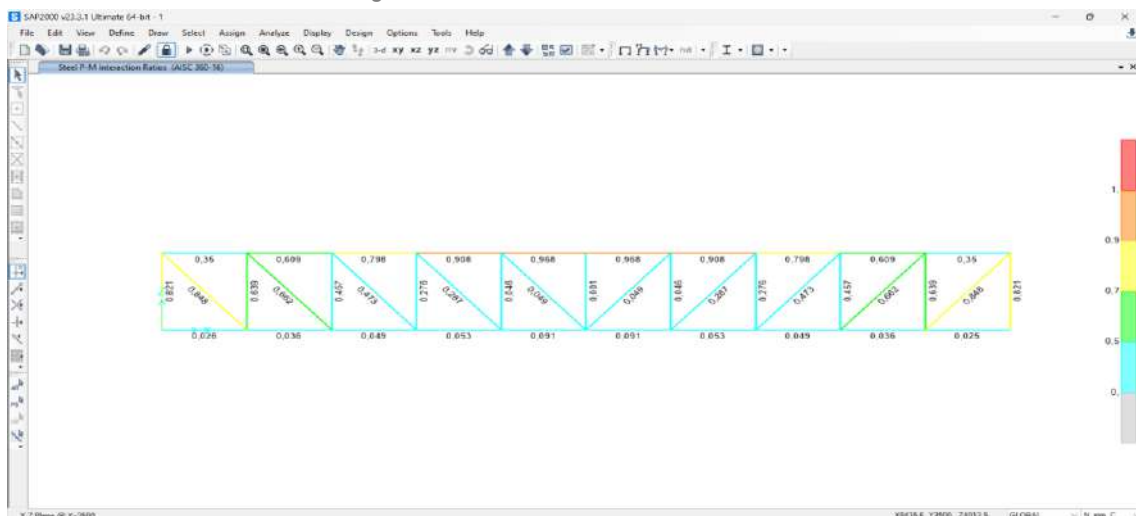
Por lo anterior mencionado se reducen las dimensiones de las secciones que aún tiene un porcentaje alto de resistencia.

Figura42. Dimensiones de elementos estructurales



Se disminuyen las dimensiones de los cordones de 120mmx120mm e:4mm a 100mmx100mm e:4mm, montantes de 100mmx100mm e:2mm se dejan igual ya que están trabajando a un 82% y la sección anterior a esta ya es demasiado baja para la capacidad requerida y diagonales de 100mmx100mm e:2.5mm a 100mmx100mm e:2mm. Se determina que los cambios no son significativos, sin embargo, en cantidades y pesos son representativos para un presupuesto.

Figura43. Esfuerzos finales de la estructura



Se determina que todas las secciones (cordones, conexiones, montante y diagonales) están cumpliendo con el esfuerzo requerido con un máximo del 96% de capacidad.

9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.5 Conclusiones

- El análisis del entorno urbano y ecosistémico en el cruce peatonal de la Av. Boyacá con carrera 25 sur, permitió evidenciar la exposición de la población a riesgos significativos debido a la carencia de infraestructura peatonal, como la falta de iluminación, señalización, barreras de protección, barandas y el control del gálibo, ya que en temporadas de invierno este sobrepasa el tablero del pontón existente. La falta de cruces adecuados pone en peligro la vida de los peatones, específicamente de niños, adultos mayores, personas con movilidad reducida y estudiantes de los colegios colindantes. Además, se identificó la necesidad de una intervención que respete las características ambientales del sector sin afectar negativamente los componentes ecosistémicos de la zona.
- Se logró formular una propuesta arquitectónica y estructural que responde a las necesidades de la población, considerando aspectos técnicos, funcionales y estéticos. El diseño propuesto cumple con los criterios normativos, eficiencia estructural y armonía con el entorno urbano, aportando a la movilidad segura y sostenibilidad de la zona. El diseño es eficiente y poco invasivo, y contempla perfiles estructurales en acero de 100mm x 100mm con un espesor de 4mm para montantes y cordones, para la diagonales y conexión entre montantes se determinó un perfil en acero de 100mm x 100mm con espesor de 2mm. Este conjunto se apoyará en los extremos sobre los estribos de cimentación que fueron diseñados a gravedad con su respectivo acero de refuerzo en doble malla # 4 para los muros del estribo y de aceros # 5 para la zapata del estribo.
- El diseño estructural del puente fue evaluado conforme a la normativa vigente: la **NSR-10**, los lineamientos del **IDU**, cartilla de diseño de puentes peatonales **INVIAS**, el **CCP-14** y la **Secretaría Distrital de Planeación**. Se garantizó el cumplimiento de los parámetros de seguridad, resistencia y durabilidad, así como su integración con el contexto urbano del sector. Una vez realizado el diseño se realizó un proceso de optimización con el objetivo de reducir el costo e impacto de la estructura. La propuesta es viable técnica y normativamente, presentando una solución sostenible y pertinente a la problemática identificada.

9.6 Recomendaciones

- Para llevar a cabo el presente proyecto, es esencial la verificación, por parte de las diferentes especialidades, de las condiciones de la zona de estudio y los diseños planteados.
- Se recomienda realizar un estudio geotécnico de la zona y, posteriormente, reevaluar los diseños estructurales propuestos, ya que la cimentación planteada podría requerir ajustes dependiendo de las características del terreno.
- Es necesario realizar estudios de impacto ambiental con el fin de identificar, prevenir y mitigar los posibles efectos negativos que dicha intervención puede generar sobre el medio ambiente y la comunidad.

10 REFERENCIAS

Kara, H (2021) Cómo puede un edificio simplemente colapsar. *Revista CNN en español*, <https://cnnespanol.cnn.com>

AGENCIA AFP (2022,30 octubre) *Sube a 130 la cifra de muertos por el colapso de un puente colgante en India*, EL PAÍS, consultado el 29 de noviembre de 2023.

<https://www.elpais.com.co>

RCN RADIO (2023,18 abril) *Puentes caídos en Colombia: los cinco casos más recordados*, RCN RADIO, consultado el 30 de noviembre de 2023.

<https://www.rcnradio.com>

Prieto, D (2022) Los puentes peatonales están 'quebrados' en Bogotá: más de la mitad son un peligro. *Revista Alerta Bogotá*,

<https://www.alertabogota.com>

Galeano, J (2013) Calificación estructural de un módulo de puente para uso provisional en pasos peatonales construido con guadua angustifolia kunth. *Universidad de La Salle Ciencia Unisalle*,

https://ciencia.lasalle.edu.co/ing_civil/441

Cardona, M (2022) DISEÑO DE PUENTE PEATONAL SOBRE LA CARRERA 86 CON CALLE 55A PARA OPTIMIZAR EL FLUJO DE TRÁNSITO VEHICULAR. *Universidad católica de Colombia*,

<https://repository.ucatolica.edu.co/>

Carballo, J (2022) Análisis de riesgo en puente peatonal tipo armadura utilizando sensores. *Universidad Autónoma del estado de Hidalgo, México*,

<http://portal.amelica.org>

Gómez, E (2023) ANÁLISIS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTE PEATONAL MEDIANTE TÉCNICAS ANALÍTICAS Y DE INSPECCIÓN VISUAL. *Universidad Libre Seccional Pereira*,

<https://repository.unilibre.edu.co>

Aguirre, J. J., Sánchez, J. I. & Amariles, C. (2021) Herramienta de cuantificación de daño en puentes y aplicación práctica en puente quebrada la Víbora, Dosquebradas.

INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO (2023) *boletín técnico*, consultado el 30 de noviembre de 2023.

<https://www.idu.gov.co>

Montejo Fonseca, A (2013) *Tecnología y patología del concreto armado*. s.l. : U. Católica de Colombia.

Sanchez de Guzman, D (2011) *Durabilidad y Patología del Concreto*. Segunda edición

Olivera, P (2019) *Diseño de puentes Conceptos y análisis*, John Wiley & Sons Ltd.

Raben, E (2014) La investigación cuantitativa, la investigación cualitativa y el investigador, Revista ARJÈ,

<http://www.arje.bc.uc.edu.ve/arj15/art15.pdf>

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (2022) *cartilla puentes peatonales tipo*, consultado el 01 de octubre de 2024.

SECRETARIA DISTRITAL DE PLANEACION (2020) *plan de ordenamiento territorial Bogotá*, consultado el 15 de octubre de 2024.

SECRETARIA DISTRITAL DE PLANEACION (2020) *plataforma virtual sinupot*, consultado el 24 de febrero de 2025.

Lizarazo Rincón, Y (2018) *Análisis hidrológico de la cuenca alta del río Tunjuelo*.: U. Jorge Tadeo Lozano.

LFO, (2016) *Estudio de suelos y análisis de cimentación edificio borde activo*: PyP proyectos, Ingenieros de suelos sas.

ANEXOS

https://drive.google.com/drive/folders/1uVnfo4JTNFT0GiOuGeNY9qjmq7au_P0r?usp=sharing